

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE EM ARCO

GONÇALO NUNO ABREU COSTA DE SOUSA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAção EM ESTRUTURAS

Orientadora: Professora Doutora Elsa de S Caetano

Co-Orientador: Professor Doutor Álvaro Alberto de Matos Ferreira da
Cunha

JULHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais e aos meus irmãos

There can be little doubt that in many ways the story of bridge building is the story of civilisation. By it we can readily measure an important part of a people's progress.
Franklin D Roosevelt

AGRADECIMENTOS

Ao longo deste trabalho foram várias as pessoas que me ajudaram, quero aqui expressar o meu reconhecimento e agradecer aquelas que mais contribuíram para a sua realização:

À Professora Elsa Caetano, minha orientadora, a sua grande disponibilidade e constantes sugestões para resolução dos problemas com que me fui deparando. Agradeço ainda o entusiasmo transmitido ao longo do trabalho pelos temas abordados, sem esquecer a revisão atenta de toda a tese.

Ao Professor Álvaro Cunha, meu co-orientador, a disponibilidade e importantes ensinamentos transmitidos ao longo deste trabalho.

Ao Professor João Pires da Fonseca, autor do projeto de reabilitação da ponte em estudo, e à Encil, Lda a cedência de documentos essenciais para a realização deste trabalho, assim como a prontidão para o esclarecimento de dúvidas.

Ao Vibest – Laboratório de Vibração e Monitorização de Estruturas o fornecimento do Relatório de vibração ambiental da ponte sobre o Tua, sem o qual este trabalho não poderia ter sido elaborado.

Ao Professor Tavares Moreira os ensinamentos transmitidos sobre os betões desta obra.

Ao Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção e à Eng^a Patrícia Pereira o fornecimento de características de betões.

Aos amigos e colegas que durante a realização do curso sempre estiveram comigo e com os quais estudei e troquei opiniões ao longo destes anos de curso. Estes tornaram este caminho mais fácil e agradável.

Por último, a toda a minha família, em especial pais e irmãos por me fazerem crescer e sempre me incentivaram para eu fazer o meu melhor.

RESUMO

O principal objetivo da presente dissertação consiste no estudo do comportamento estrutural de uma ponte rodoviária existente sobre o rio Tua, inaugurada em 1940, com um arco em betão simples.

O estudo inicia-se com a apresentação do comportamento estrutural das pontes em arco, das quais são destacadas as pontes portuguesas de betão armado e os métodos construtivos utilizados na construção das mesmas.

De seguida, é descrita a ponte sobre o rio Tua, fazendo parte do plano rodoviário da época, efetuando-se uma breve referência à sua história, às características da estrutura, ao processo construtivo utilizado e às alterações provocadas pela reabilitação.

Desenvolvem-se modelos numéricos da ponte recorrendo a um programa de cálculo automático [1]. Num primeiro modelo tridimensional mais simples de barras, analisam-se os esforços gerados pelas ações permanentes. Num segundo modelo, estuda-se a influência no processo construtivo das rótulas introduzidas. Num terceiro modelo, com elementos do tipo casca, analisaram-se os esforços gerados pelas cargas permanentes. Os resultados obtidos pelo primeiro e último modelos são comparados e apresenta-se uma análise modal efetuada com o modelo de casca.

O modelo de casca é calibrado e validado recorrendo a resultados de ensaios de vibração ambiental realizados nesta estrutura. São realizados vários estudos de sensibilidade aos parâmetros em relação aos quais há incertezas na modelação.

Por último e utilizando o referido modelo de casca, é feita uma verificação de segurança da estrutura de acordo com os Eurocódigos estruturais. São então apresentadas e quantificadas as ações de projeto, os princípios gerais de verificação de segurança, efetuando-se a verificação de segurança através de uma análise transversal (local) e uma análise longitudinal.

PALAVRAS-CHAVE: Ponte sobre o Tua, ponte em arco de betão simples, calibração de modelos numéricos, ponte rodoviária e reabilitação.

ABSTRACT

The main objective of this dissertation is to study the structural behaviour of a road bridge located over the Tua River, opened to traffic in 1940, with a concrete unreinforced arch.

The study begins with the presentation of the general structural behaviour of arch bridges, highlighting Portuguese bridges and reinforced concrete construction methods used in these constructions.

Subsequently the bridge over the River Tua, part of the road plan at the time, is described, making a brief reference to its history, the characteristics of the structure, the construction process and the changes caused by rehabilitation.

Three numerical models of the bridge are then presented using commercial software [1]. First, a three-dimensional model of simple bar elements is described, and the stresses due to the permanent actions are analysed. A second model examines the influence of the hinges in the introduced construction process. A third model with shell elements is built to study stresses generated by the permanent loads. The results obtained using the first and last models are compared and a modal analysis performed with the shell model is presented.

The shell model is calibrated and validated using the results of ambient vibration tests conducted on this structure. Several sensitivity studies of some uncertain parameters are made, in order to improve the numerical model.

Finally, using the shell model the structure safety is verified according to the structural Eurocodes. Design actions are presented and quantified, and the general principles of safety are checked. Safety verifications have been conducted by separate cross-section and longitudinal analyses.

KEYWORDS: Bridge over the Tua, concrete arch bridge without reinforcement, calibration of numerical models, Road Bridge and rehabilitation.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT.....	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2
2 PONTES EM ARCO	3
2.1. NOTA INTRODUTÓRIA.....	3
2.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO ARCO.....	4
2.2.1. GEOMETRIA - METODOLOGIA PARA DETERMINAR A DIRETRIZ	4
2.2.2. APOIOS	5
2.2.3. MATERIAIS AO LONGO DA HISTÓRIA	6
2.3. PONTES EM ARCO EM PORTUGAL	10
2.3.1. NOTA INTRODUTÓRIA	10
2.3.2. PONTES ROMANAS	10
2.3.3. PONTES MEDIEVAIS	11
2.3.4. PONTES MODERNAS	12
2.3.4.1 Era Industrial	13
2.3.4.2 Era moderna.....	15
2.3.4.3 Era pós-moderna.....	18
3 PONTE NA FOZ DO TUA.....	21
3.1. LOCALIZAÇÃO DA PONTE E INSERÇÃO DO PLANO RODOVIÁRIO	21
3.2. HISTÓRIA DA PONTE.....	23
3.3. CARATERÍSTICAS DA ESTRUTURA	23
3.3.1. CARATERÍSTICAS GERAIS DO PROJETO INICIAL	23
3.3.2. FUNDAÇÕES	25
3.3.3. ARCO	25
3.3.4. PILASTRAS	26
3.3.5. PILARES	26
3.3.6. ENCONTROS.....	27
3.3.7. TABULEIROS.....	27
3.3.8. CARACTERÍSTICAS DOS BETÕES ESTRUTURAIS	28
3.3.9. OUTROS.....	29
3.4. PROCESSO CONSTRUTIVO	29
3.5. REABILITAÇÃO	34
4 MODELAÇÃO NUMÉRICA	37

4.1. ESCOLHA DO MODELO.....	37
4.2. MODELO DE BARRAS.....	38
4.2.1. GENERALIDADES	38
4.2.2. CONSTRUÇÃO DO MODELO	38
4.2.3. DEFINIÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES	46
4.2.4. SIMPLIFICAÇÕES E AÇÕES CONSIDERADAS	48
4.2.5. RESPOSTA ESTRUTURAL ÀS AÇÕES PERMANENTES	48
4.2.6. ANÁLISE DE RESULTADOS DA MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	56
4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO	57
4.3.1. NOTA INTRODUTÓRIA.....	57
4.3.2. AÇÕES A CONSIDERAR.....	58
4.3.3. RESULTADOS DO MODELO	60
4.3.3.1 Modelo com 19 rótulas	61
4.3.3.2 Modelo com 35 rótulas	67
4.3.4. ANÁLISE DE RESULTADOS	72
4.4. MODELO DE CASCA (SHELL)	74
4.4.1. GENERALIDADES	74
4.4.2. CONSTRUÇÃO DO MODELO	74
4.4.3. RESULTADOS DO MODELO DE CASCA ÀS AÇÕES PERMANENTES	82
4.4.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DO MODELO CASCA.....	90
4.5. COMPARAÇÃO ENTRE O MODELO DE BARRAS E O MODELO DE CASCA.....	91
4.6. RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL COM O MODELO DE CASCA.....	92
 5 VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL DO MODELO NUMÉRICO	 97
5.1. INTRODUÇÃO	97
5.2. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO E MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO ESTOCÁSTICA	98
5.2.1. PROCEDIMENTO DE ENSAIO	98
5.2.2. MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO ESTOCÁSTICOS	99
5.2.2.1 Método da seleção de picos	100
5.3. RESULTADOS E DESCRIÇÃO DO ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL NA PONTE DO TUA.....	101
5.3.1. METODOLOGIA E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	101
5.3.2. IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS	102
5.4. VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS	106
5.5. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS	117
 6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA.....	 123
6.1. INTRODUÇÃO	123
6.2. AÇÕES DE PROJETO.....	124
6.2.1. AÇÕES PERMANENTES.....	124
6.2.1.1 Peso próprio	124
6.2.1.2 Restantes cargas permanentes.....	124
6.2.1.3 Retração e fluência.....	124
6.2.2. SOBRECARGAS	125
6.2.2.1 Cargas verticais rodoviárias	125
6.2.2.2 Cargas horizontais rodoviárias	129
6.2.2.3 Grupos de cargas rodoviárias	129
6.2.2.4 Ações para situações de projeto acidentais	130
6.2.2.5 Ações nos passeios, ciclovias	131

6.2.2.6 Ações de temperatura	131
6.2.2.7 Vento	133
6.3. COMBINAÇÃO DAS AÇÕES	136
6.3.1. COMBINAÇÃO DE AÇÕES PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO (E.L.U.)	136
6.3.1.1 Coeficientes de ponderação para ações permanentes e variáveis para o E.L.U.	136
6.3.1.2 Coeficientes Ψ recomendados.....	137
6.3.2. COMBINAÇÃO DE AÇÕES PARA PARA O ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (E.L.S.).....	137
6.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA – E. L. U.....	138
6.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	138
6.4.2. ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO.....	138
6.4.2.1 Modelo de análise e obtenção dos esforços atuantes	138
6.4.2.2 Esforços e tensões resultantes	139
6.4.2.3 Verificação da estabilidade	141
6.4.3. ANÁLISE LONGITUDINAL	144
6.4.3.1 Modelo de análise	144
6.4.3.2 Esforços e tensões resultantes do modelo	146
6.4.3.3 Verificação da estabilidade	158
6.5. VERIFICAÇÃO DO E.L.S.....	163
6.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	163
6.5.2. TENSÕES E DESLOCAMENTOS.....	164
6.5.3. VERIFICAÇÃO DOS LIMITES.....	166
6.6. DISCUSSÃO	167
 7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	 169
7.1. CONCLUSÕES.....	169
7.1.1. SÍNTESE DOS TRABALHOS DESENVOLVIDOS.....	169
7.1.2. RESULTADOS OBTIDOS.....	170
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	171
 BIBLIOGRAFIA	 173
 ANEXOS.....	 177

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Formas geométricas [3]	4
Figura 2.2 – Momentos fletores numa viga simplesmente apoiada sob ação do peso próprio de uma ponte em arco [4]	5
Figura 2.3 - Pont du Gard.....	6
Figura 2.4 – Ponte Vecchio [7]	7
Figura 2.5 – Ponte de Coalbrookdale [8]	7
Figura 2.6 – Ponte James Eads St. Louis [10].....	8
Figura 2.7 – Ponte Salginatobel [12]	8
Figura 2.8 - Arvida Bridge [13]	9
Figura 2.9 - Gateshead Millenium Bridge [14].....	9
Figura 2.10 – Ponte Romana de Vila Formosa [17]	10
Figura 2.11 – Ponte Trajano – Chaves [18]	11
Figura 2.12 – Ponte em Ponte de Lima sobre o rio Lima [19]	12
Figura 2.13 – Ponte de Sequeiros [20]	12
Figura 2.14 – Aqueduto das águas livres [21].....	13
Figura 2.15 – Ponte D. Maria Pia [23]	14
Figura 2.16 – Ponte Luiz I [24]	15
Figura 2.17 – Ponte de alvenaria da Régua sobre o rio Douro [26]	16
Figura 2.18 – Pontes em arco dos anos 1940 a 1960 da Tabela 2.2 (a) Viaduto Duarte Pacheco (b) Ponte Foz do Tua (c) Ponte Foz do Sousa (d) Ponte Almirante S. Rodrigues (e) Ponte do Abreiro (f) Ponte da Arrábida [27]	17
Figura 2.19 – Ponte sobre o rio Zêzere [28]	19
Figura 2.20 - Processo construtivo da ponte sobre o rio Zêzere [28]	19
Figura 2.21 – Ponte do Infante [29].....	20
Figura 2.22 - Processo construtivo da ponte Infante D. Henrique [30]	20
Figura 3.1 – Localização da ponte sobre o Tua (Latitude 41°12'53.48" N; Longitude 7°25'37.86") [32]	22
Figura 3.2 - Vista panorâmica da ponte	24
Figura 3.3 - Ponte sobre o rio Tua – Esquema estrutural [34].....	24
Figura 3.4 - Eixo médio do arco de baseado na equação (3.1)	25
Figura 3.5 – Vista inferior do arco	26
Figura 3.6 - Pilares da Ponte sobre o arco	27
Figura 3.7 - Aparelhos móveis	27

Figura 3.8 - Relação entre o módulo de elasticidade e a tensão de rotura de diferentes betões [35] .	28
Figura 3.9 – Relação entre o módulo de elasticidade e a tensão de rotura de diferentes betões ensaiados com agregados de grandes dimensões em Portugal [36]	29
Figura 3.10 – Panorâmica da construção da ponte [37]	29
Figura 3.11 – Cimbres de madeira utilizados durante a construção [37]	30
Figura 3.12 – Esquema de uma rótula Freyssinet [38] e método de construção da ponte Walnut Lane [39]	31
Figura 3.13 – Betonagem do arco por aduelas [40]	31
Figura 3.14 – Processo construtivo da ponte (1)	32
Figura 3.15 – Processo construtivo da ponte (2)	33
Figura 3.16 – Imagem dos andaimes da reabilitação [41]	34
Figura 3.17 – Extrato nº 1 do desenho 28 [34] - Alterações à viga V1, V4 do tabuleiro sobre o arco..	35
Figura 3.18 - Extrato nº 2 do desenho 28 [34] - Alterações à viga V1 e V4 do tabuleiro sobre o arco entre p1 e p2 (alçado).....	36
Figura 4.1 – Ponte sobre o Tua [34].....	38
Figura 4.2 – Extrato nº 1 do desenho 20 [34] - Sapata da pilastra P1 e arco (m)	40
Figura 4.3 - Extrato nº 1 do desenho 23 [34] - Tabuleiro sobre o arco	41
Figura 4.4 - Secção do tabuleiro estrutural sobre o arco antes da reabilitação (cm)	41
Figura 4.5 – Extrato nº 1 do desenho 15 [34] - Pilastra p3E (alçado e corte).....	43
Figura 4.6 - Extrato nº 1 do desenho 24 [34] - Planta e corte (secção 2-2) do tabuleiro central (TC)..	44
Figura 4.7 – Modelo no plano XZ	45
Figura 4.8 - Perspetiva do modelo construído	46
Figura 4.9 – Guarda-corpos (alçado e corte) [34]	47
Figura 4.10 – Esforço axial no arco sob ação do peso próprio	51
Figura 4.11 – Esforço axial no tabuleiro e montantes e tabuleiro sob ação do peso próprio	51
Figura 4.12 – Esforço transversal nos montantes e tabuleiro sob ação do peso próprio e restantes cargas permanentes	52
Figura 4.13 – Diagrama de Momentos fletores na estrutura sob ação do peso próprio	52
Figura 4.14 – Momentos fletores do tabuleiro e montantes sob ação do peso próprio	53
Figura 4.15 – Tensões máximas no arco sob ação do peso próprio	53
Figura 4.16 - Tensões mínimas no arco sob ação do peso próprio	54
Figura 4.17 - Tensões máximas no tabuleiro e montantes sob ação do peso próprio	54
Figura 4.18 - Tensões mínimas no tabuleiro e montantes sob ação do peso próprio	55
Figura 4.19 – Deslocamentos do arco sob ação do peso próprio.....	55
Figura 4.20 - Deslocamentos do tabuleiro e montantes sob ação do peso próprio.....	56

Figura 4.21 - Vista no plano XZ do arco com 19 rótulas.....	58
Figura 4.22 – Vista no plano XZ do arco com 35 rótulas.....	58
Figura 4.23 – Retração do betão ao longo do tempo no arco ($t_s=28$ dias).....	60
Figura 4.24 - Deslocamentos, Esforço axial e momento fletor para ação do peso próprio e retração (rótulas 60cm).....	63
Figura 4.25 – Tensões máximas e mínimas (rótulas 60cm)	64
Figura 4.26 – Deslocamentos, Esforço axial e momento fletor para ação do peso próprio e retração (rótulas 20cm).....	65
Figura 4.27 – Tensões máximas e mínimas (rótulas 20cm)	66
Figura 4.28 - Deslocamentos, Esforço axial e momento fletor para ação do peso próprio e retração (rótulas 60cm).....	69
Figura 4.29 – Tensões máximas e mínimas para ação do peso próprio e retração (rótulas 60cm)	70
Figura 4.30 - Deslocamentos, Esforço axial e momento fletor para ação do peso próprio e retração (rótulas 20cm).....	71
Figura 4.31 - Tensões máximas e mínimas para ação do peso próprio e retração (rótulas 20cm)	72
Figura 4.32 – Montante com vazios (mm) – Esquema	76
Figura 4.33 – eixos das longarinas (Tabela 4.20).....	78
Figura 4.34 – Barras fictícias na modelação do tabuleiro (mm)	79
Figura 4.35 – Vista 3D do modelo de elementos finitos	80
Figura 4.36 – Pormenor das barras de ligação dos montantes aos tabuleiros, elementos finitos e vazios dos montantes.....	80
Figura 4.37 – Perspetiva do tabuleiro (lajes e longarinas).....	81
Figura 4.38 – Vista 3D da ponte.....	81
Figura 4.39 – Eixos locais do arco, montantes, longarinas e tabuleiro.....	82
Figura 4.40 – Representação dos nós identificados da Tabela 4.23 à Tabela 4.25.....	84
Figura 4.41 – Esforços axiais na direção X (eixos locais).....	85
Figura 4.42 – Esforços axiais na direção Y (eixos locais).....	85
Figura 4.43 – Momentos fletores na direção X (eixos locais)	86
Figura 4.44 – Momentos fletores na direção Y (eixos locais)	86
Figura 4.45 – Tensões na direção X (superiores) (eixos locais).....	87
Figura 4.46 – Tensões na direção X (inferiores) (eixos locais).....	87
Figura 4.47 – Tensões na direção Y (superiores) (eixos locais).....	88
Figura 4.48 - Tensões na direção Y (inferiores) (eixos locais)	88
Figura 4.49 – Deslocamentos na direção X (eixos locais)	89
Figura 4.50 – Deslocamentos na direção Y (eixos locais)	89

Figura 4.51 - Deslocamentos na direção Z (eixos locais)	90
Figura 4.52 – Modos de vibração calculados (1 e 2)	93
Figura 4.53 – Modos de vibração (3,4,5 e 6).....	94
Figura 4.54 – Modos de vibração (7, 8, 9 e 10)	95
Figura 4.55 – Modos de vibração (11 e 12).....	96
Figura 5.1 – Esquema representativo da caracterização do comportamento dinâmico de estruturas [45]	98
Figura 5.2 – Alçado e planta do tabuleiro instrumentado [49].....	101
Figura 5.3 – Espectro normalizado médio das acelerações verticais medidas na ponte [49]	102
Figura 5.4 – Frequências e configurações modais dos modos de flexão vertical/torção [49]	103
Figura 5.5 – Espectro normalizado médio das acelerações laterais medidas na ponte [49]	104
Figura 5.6 – Frequências e configurações modais dos modos de flexão lateral [49]	105
Figura 5.7 – Configuração modal do 1º modo lateral	106
Figura 5.8 – Configuração modais numéricas e experimentais (1º modo vertical)	113
Figura 5.9 - Configurações modais numéricas e experimentais (1º modo lateral)	113
Figura 5.10 – Configurações modais numéricas e experimentais (2º modo vertical)	113
Figura 5.11 - Configurações modais numéricas e experimentais (1º modo vertical)	114
Figura 5.12 - Configurações modais numéricas e experimentais (1º modo lateral)	115
Figura 5.13 - Configurações modais numéricas e experimentais (2º modo vertical)	115
Figura 5.14 - Configurações modais numéricas e experimentais (2º modo lateral)	116
Figura 5.15 - Configurações modais numéricas e experimentais (3º modo vertical).....	116
Figura 5.16 – Modo vertical não detetado experimentalmente	119
Figura 5.17 – Modo lateral não detetado experimentalmente.....	119
Figura 6.1 – Largura w para a configuração da ponte em estudo [54]	126
Figura 6.2 – Exemplo da divisão de vias e do veículo tipo [54]	126
Figura 6.3 – Representação transversal das sobrecargas rodoviárias segundo o EC1-2.....	128
Figura 6.4 – Modelo de carga 2 [54].....	128
Figura 6.5 – Dispersão das cargas concentradas [54].....	129
Figura 6.6 – Forças de colisão nos lancis [54]	131
Figura 6.7 – Valores recomendados de k_{sur} a considerar para diferentes espessuras do revestimento da superfície [56]	133
Figura 6.8 – Direções das ações do vento no tabuleiro [57]	134
Figura 6.9 – Ação do vento no tabuleiro (cm) (alçado)	135

Figura 6.10 – Envolvente das tensões normais máximas Comb1 + , inferiores (esquerda) e superiores (direita)	140
Figura 6.11 – Envolvente das tensões normais mínimas (Comb1 -), superiores(esquerda) e inferiores (direita)	140
Figura 6.12 – Envolvente do esforço transversal (esquerda) e tensão tangencial (direita) máximos (Comb1 +)	140
Figura 6.13 - Envolvente do esforço transversal (esquerda) e tensão tangencial (direita) mínimos (Comb1 -)	141
Figura 6.14 – Momento na direção Y para a Comb 1 –	141
Figura 6.15 – Extrato nº 1 do desenho 28 [34] - Longarina V1 e laje do tabuleiro	142
Figura 6.16 – Extrato nº 1 do desenho 29 [34] - Longarina V2 e laje do tabuleiro	143
Figura 6.17 – Extrato nº 2 do desenho 28 [34] - Reforço das vigas V1 e V4 – tabuleiros sobre o arco	143
Figura 6.18 - Envolvente das tensões máximas superiores da Comb. 1.1 +, ação variável de base sobrecarga rodoviária (eixos locais)	149
Figura 6.19 - Envolvente das tensões máximas inferiores da Comb. 1.1 +, ação variável de base sobrecarga rodoviária (eixos locais)	150
Figura 6.20 - Envolvente das tensões mínimas superiores da Comb. 1.1 -, ação variável de base sobrecarga rodoviária (eixos locais)	150
Figura 6.21 - Envolvente das tensões mínimas inferiores da Comb. 1.1 -, ação variável de base sobrecarga rodoviária (eixos locais)	151
Figura 6.22 - Envolvente das tensões máximas superiores da Comb. 2.1+, ação variável de base variação uniforme de temperatura (eixos locais)	151
Figura 6.23 – Envolvente das tensões máximas inferiores da Comb. 2.1+, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)	152
Figura 6.24 - Envolvente das tensões mínimas superiores da Comb. 2.1-, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)	152
Figura 6.25 - Envolvente das tensões máximas inferiores da Comb. 2.1-, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)	153
Figura 6.26 - Envolvente das tensões máximas superiores da Comb. 2.3+, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)	153
Figura 6.27 - Envolvente das tensões máximas inferiores da Comb. 2.3+, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)	154
Figura 6.28 - Envolvente das tensões mínimas inferiores da Comb. 2.3 -, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)	154
Figura 6.29 - Envolvente das tensões mínimas superiores em Y da Comb. 2.3-, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)	155
Figura 6.30 – Envolvente das tensões máximas superiores em Y da Comb1.3+, ação variável base sobrecarga rodoviária (eixos locais)	155

Figura 6.31 - Envolvente das tensões máximas inferiores em Y da Comb1.3+, ação variável base sobrecarga rodoviária (eixos locais)	156
Figura 6.32 - Envolvente das tensões mínimas superiores em Y da Comb1.3-, ação variável base sobrecarga rodoviária (eixos locais)	156
Figura 6.33 - Envolvente das tensões mínimas inferiores em Y da Comb1.3-, ação variável base sobrecarga rodoviária (eixos locais)	157
Figura 6.34 – Envolvente das tensões em Y – Comb 3.2 – fibra inferior, ação variável base variação diferencial de temperatura (eixos locais) (máximo é no tabuleiro)	157
Figura 6.35 – Envolvente do diagrama de momentos das longarinas do tabuleiro	159
Figura 6.36 – Envolvente das Tensões mínimas na longarina V1	159
Figura 6.37 – Envolvente das Tensões máximas da longarina V1	159
Figura 6.38 - Envolvente das Tensões mínimas na longarina V2	160
Figura 6.39 - Envolvente das Tensões máximas da longarina V2	160
Figura 6.40 – Envolvente do esforço transversal para a longarina V1	160
Figura 6.41 - Envolvente do esforço transversal para a longarina V2	161
Figura 6.42 - Tensões inferiores na Combinação 2.3 quase permanente (eixos locais)	165
Figura 6.43 – Tensões superiores na Combinação 2.3 quase permanente (eixos locais)	166
Figura 6.44 – Tensões na superfície inferior na direção Y quando da aplicação da temperatura uniforme + (eixos locais)	168

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Pontes e respectivos vãos máximos e típicos	3
Tabela 2.2 – Características das Pontes em arco dos anos 40 a 60	16
Tabela 4.1 - Coordenadas dos nós do arco do eixo médio	39
Tabela 4.2 - Distância, altura, espessura e largura dos montantes.....	40
Tabela 4.3 - Propriedades do tabuleiro estrutural (Anexo A1).....	41
Tabela 4.4 – Coeficientes de forma [41]	45
Tabela 4.5 – Restantes cargas permanentes distribuídas.....	48
Tabela 4.6 – Reações por casos de carga	49
Tabela 4.7 – Reações nos apoios.....	49
Tabela 4.8 – Esforços máximos e mínimos	49
Tabela 4.9 – Tensões máximas e mínimas	50
Tabela 4.10 – Deslocamentos máximos e mínimos	50
Tabela 4.11 – Retração na base e no topo do arco.....	59
Tabela 4.12 – Deslocamentos máximos e mínimos para modelo com 19 rótulas	61
Tabela 4.13 – Tensões máximas e mínimas no modelo com 19 rótulas para a ação do peso próprio e retração	62
Tabela 4.14 - Deslocamentos máximos e mínimos para modelo com 35 rótulas	67
Tabela 4.15 – Tensões máximas e mínimas no modelo com 35 rótulas para ação do peso próprio e retração	68
Tabela 4.16 – Espessura e largura do arco em cada ponto considerado (lado esquerdo)	74
Tabela 4.17 – Nós dos pontos do arco	75
Tabela 4.18 – Coordenadas dos nós para definir vazios dos montantes (montantes esquerda)	76
Tabela 4.19 – Coordenadas dos Nós dos montantes superiores (montantes esquerda)	77
Tabela 4.20 – Propriedades mecânicas das longarinas	78
Tabela 4.21 – Propriedades mecânicas das barras de ligação dos montantes ao tabuleiro	78
Tabela 4.22 – Reações nos apoios do arco para a ponte submetida às ações permanentes	83
Tabela 4.23 - Reações nos apoios do tabuleiro.....	83
Tabela 4.24 – Tensões máximas na ponte	83
Tabela 4.25 – Deslocamentos e rotações máximos na ponte	83
Tabela 4.26 – Reações e deslocamento máximo vertical no arco considerando diferentes modelos de elementos finitos.....	91
Tabela 4.27 – Reações nos apoios para carga de 100 kN/m ²	92
Tabela 4.28 – Frequências naturais calculadas e respetivo tipo de modo	93

Tabela 5.1 – Comparação das frequências numéricas e experimentais	107
Tabela 5.2 – Frequências e tipo de modo numérico e experimental	107
Tabela 5.3 – Inércias das barras de ligação dos montantes ao tabuleiro	108
Tabela 5.4 – Frequências naturais com inércias das barras iguais à Tabela 5.3	108
Tabela 5.5 – Rigidez dos apoios extremos do tabuleiro (KY)	109
Tabela 5.6 – Frequência e tipo de vibração correspondentes às rigidezes dos apoios da Tabela 5.5	109
Tabela 5.7 - Rigidez dos apoios extremos do tabuleiro (KX)	109
Tabela 5.8 - Frequência e tipo de vibração correspondentes às rigidezes da Tabela 5.7	110
Tabela 5.9 – Valores médios dos deslocamentos modais verticais/torção experimentais [49]	111
Tabela 5.10 - Valores médios dos deslocamentos modais laterais experimentais [49]	112
Tabela 5.11 – Cálculo do $y_{exp, corrigido}$ para o 1º modo (vertical)	117
Tabela 5.12 – Síntese dos primeiros modos de vibração numéricos e experimentais	118
Tabela 5.13 – Frequências naturais para os primeiros 10 modos, quando existem assentamentos no apoio direito do arco	120
Tabela 5.14 - Frequências naturais numéricas para o módulo de elasticidade igual a 49 GPa e 46,8 GPa	121
Tabela 6.1 - Número e largura das vias convencionais [54]	126
Tabela 6.2 – Modelo de carga 1 : valores caraterísticos [54]	127
Tabela 6.3 – Avaliação de grupos de cargas de tráfego (valores caraterísticos da ação multi-componente) [54]	130
Tabela 6.4 – Variação uniforme da temperatura	132
Tabela 6.5 – Variações diferenciais de temperatura de aquecimento e arrefecimento	133
Tabela 6.6 - Valores recomendados do coeficiente de força C para pontes [57]	135
Tabela 6.7 – Forças do vento a aplicar na direção x no tabuleiro	135
Tabela 6.8 – Forças do vento na direção x a aplicar no arco	136
Tabela 6.9 – Fatores de ponderação para ações permanentes [54]	136
Tabela 6.10 – Fatores de ponderação para as ações variáveis [54]	137
Tabela 6.11 – Valores de Ψ recomendados [54]	137
Tabela 6.12 – Caraterísticas do betão C30/37 e coeficientes parciais de segurança	138
Tabela 6.13 – Pressão e área de contacto da carga concentrada do veículo tipo (TS)	139
Tabela 6.14 – Resultados máximos da análise transversal do tabuleiro (laje)	140
Tabela 6.15 – Combinações efetuadas	145
Tabela 6.16 – Momentos e tensões normais máximas e mínimas na fibra superior por elemento estrutural	146

Tabela 6.17 – Momentos e tensões máximas e mínimas na fibra superior em toda a estrutura	147
Tabela 6.18 – Momentos e tensões máximas e mínimas na fibra inferior por elemento estrutural ...	147
Tabela 6.19 - Momentos e tensões máximas e mínimas na fibra inferior em toda a estrutura	147
Tabela 6.20 – Tensões tangenciais médias e esforço de corte máximos e mínimos por elemento estrutural.....	148
Tabela 6.21 - Tensões tangenciais médias e esforço de corte máximos e mínimos em toda a estrutura	148
Tabela 6.22 – Deslocamentos máximos e mínimos por elemento estrutural	148
Tabela 6.23 – Deslocamentos máximos e mínimos em toda a estrutura	149
Tabela 6.24 – Valor de cálculo do esforço transversal para as longarinas	162
Tabela 6.25 – Disposições construtivas.....	163
Tabela 6.26 – Tensões normais máximas e mínimas por elemento estrutural na combinação quase permanente (Combinação 2.3).....	164
Tabela 6.27 – Tensões normais máximas e mínimas por elemento estrutural na combinação frequente (Combinação 2.3)	164
Tabela 6.28 - Tensões normais máximas e mínimas por elemento estrutural na combinação característica (Combinação 2.3)	165
Tabela 6.29 – Deslocamentos máximos por elemento estrutural para a combinação quase-permanente	165

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Atualmente, a maioria das infraestruturas rodoviárias de que Portugal necessita encontram-se construídas. No entanto, muitas delas estão em mau estado de conservação e manutenção, o que implica estudos e obras de reabilitação. Esta é uma atividade, que tem ganho quota de mercado no setor da construção na Europa e em Portugal, mas seguramente deve ainda crescer mais nas próximas décadas. Este fato corresponde à estratégia natural dos países mais desenvolvidos, que devem apostar sobretudo numa gestão e manutenção inteligente das suas infraestruturas.

Algumas destas estruturas muito antigas são únicas, e sem informação detalhada sobre o projeto inicial e o método construtivo adotado. A análise deste tipo de trabalhos é mais difícil, requer mais dedicação e consequentemente estudos mais profundos.

Hoje em dia, a realização de ensaios de vibração ambiental das obras de arte é cada vez mais frequente, pois permitem uma estimativa fiável dos parâmetros dinâmicos – frequências naturais e modos de vibração. Estes ensaios são interessantes, na medida em que não precisam de excitação artificial, baseando-se apenas na medição da resposta às ações ambientais, e são possíveis de realizar com equipamento portátil. Estes fatores tornam estes ensaios económicos e permitem o normal funcionamento da estrutura durante a realização dos mesmos. Os resultados experimentais permitem verificar se o comportamento da estrutura é semelhante ao projetado, e também validar o modelo numérico. Ainda podem servir, durante a exploração da obra, anos mais tarde, com a realização de novos ensaios, para avaliar eventuais anomalias da estrutura.

Atualmente a análise da maioria das estruturas de engenharia civil é feita recorrendo a programas comerciais, que têm como base o método dos elementos finitos.

Durante o séc. XX, em Portugal, foram-se desenvolvendo vários regulamentos para o projeto de estruturas de betão e betão armado. A maioria das estruturas em Portugal não foram concebidas à luz das novas normas Europeias – Eurocódigos estruturais, que visam o fortalecimento da União Europeia com o desenho do mercado único Europeu. Desta forma é interessante analisar as estruturas antigas com os novos regulamentos.

Neste cenário, o estudo do comportamento de uma ponte em arco de betão simples, uma das maiores em Portugal à época da sua construção é um projeto aliciante. A realização deste trabalho obriga, entre

outros aspetos a interpretar os métodos construtivos, as ações sobre a estrutura e a compreender as modificações à estrutura original.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Nesta dissertação, acima enquadrada, é estudado o comportamento estrutural da ponte sobre a foz do rio Tua, ao km 149,900 da EN 108, recentemente reabilitada pela Estradas de Portugal (EP).

Para tal, foi desenvolvido um conjunto de modelos numéricos para a avaliação dos esforços, deformações e tensões na ponte antes e após reabilitação da mesma. Os objetivos definidos para este trabalho são os seguintes:

- Modelação numérica da ponte;
- Análise e influência do método construtivo na ponte;
- Calibração do modelo numérico com base em resultados experimentais de ensaios dinâmicos;
- Estudo da estrutura baseado nos regulamentos atuais, verificando a resistência e a necessidade de reforço.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em sete partes - capítulos. A primeira é uma introdução, onde é apresentada a importância, a justificação do trabalho e os seus objetivos.

Na segunda – Estado de Arte, é feita uma referência sumária ao comportamento estrutural das pontes em arco, aos materiais utilizados na construção de pontes em arco ao longo da História, apresentando-se as principais pontes de betão armado em Portugal, no que respeita às principais características geométricas e estruturais, projetistas e métodos construtivos.

Na terceira parte faz-se a descrição detalhada do objeto de estudo – ponte do Tua, desde a localização e inserção no plano rodoviário até às componentes estruturais e materiais. Ainda se refere o método construtivo utilizado para a construção da ponte e as alterações introduzidas à ponte com a reabilitação da mesma.

Na quarta parte, são explicados e apresentados três modelos numéricos. O primeiro com elementos finitos do tipo barras, onde se analisam os esforços da estrutura sujeita às ações permanentes. No segundo estuda-se a influência das rótulas utilizadas no processo construtivo. No terceiro estudo desenvolve-se um modelo com elementos finitos do tipo casca, apresentando os resultados às ações permanentes. Por último, comparam-se o primeiro e terceiro modelo elaborados e apresentam-se os resultados de uma análise modal para o modelo com elementos do tipo casca.

Na quinta parte, é calibrado o modelo numérico com base nos resultados experimentais (frequência e modos de vibração) do ensaio de vibração ambiental. Neste capítulo foram feitos estudos de sensibilidade ao módulo de elasticidade do betão, à rigidez da ligação entre os montantes e o tabuleiro e aos apoios extremos do tabuleiro. Realiza-se, no final, uma comparação entre as frequências e configurações modais obtidas numericamente e experimentalmente.

Na sexta parte, a estrutura é estudada à luz dos regulamentos atuais recorrendo às ações definidas nas várias partes da EN 1991 inclusive a EN 1991-2:2003, que indica as sobrecargas a aplicar em pontes. Verifica-se assim os Estados limite últimos e de utilização e os resultados obtidos são comentados estabelecendo comparações entre as normas utilizadas neste estudo e no projeto inicial.

Por último, são apresentadas as conclusões do estudo e desenvolvimentos futuros.

2

PONTES EM ARCO

2.1. NOTA INTRODUTÓRIA

As pontes em arco podem ser utilizadas para o atravessamento de vãos muito díspares. As únicas pontes que atingem vãos superiores são as pontes de tirantes e suspensas. Ao longo da História, o recorde do maior vão tem constituído sempre um desafio ao Homem e à engenharia. Atualmente a ponte em arco com maior vão é a ponte Chaotianmen na China sobre o rio Yangtze, sendo esta uma ponte rodo-ferroviária com um vão principal de 552m e um comprimento total de 1741m [2].

Na Tabela 2.1 sintetizam-se os recordes de vãos principais de pontes em viga, arco, de tirantes e suspensas.

Tabela 2.1 – Pontes e respetivos vãos máximos e típicos

Pontes	Material	Vão máximo (m)	Vão típico (m)
Suspensas	betão		
Suspensas	aço	1991	600-1300
Tirantes	betão	530	150-400
Tirantes	misto	602	150-450
Tirantes	aço	1088	200-500
Arco	betão	420	50-300
Arco	misto	550	
Arco	aço	552	50-400
Viga	betão	301	15-200
Viga	aço	510	20-300

2.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO ARCO

O arco é uma estrutura resistente, cuja forma faz com que esteja submetida maioritariamente a esforços de compressão. Os arcos suportam grande parte das ações aplicadas na estrutura e encaminham-nas para os encontros que, por sua vez, as transmitem às fundações. Para tal, a forma do arco tem de coincidir o mais possível com o anti-funicular das cargas que atuam permanentemente na estrutura. No caso ideal, a forma do arco coincide precisamente com o fluxo de esforços. A forma do arco varia assim consoante as cargas aplicadas, conforme se exemplifica na Figura 2.1.

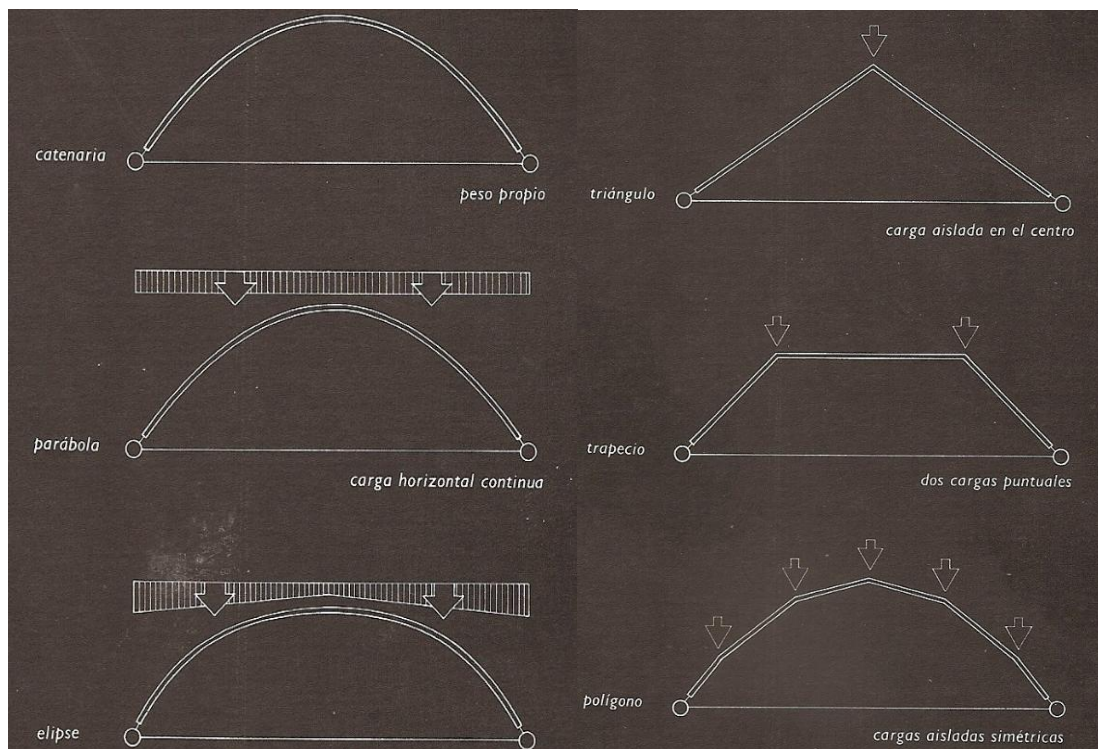


Figura 2.1 - Formas geométricas [3]

2.2.1. GEOMETRIA - METODOLOGIA PARA DETERMINAR A DIRETRIZ

Um dos métodos adequado para determinar uma geometria do arco [4], de forma a este estar em compressão, consiste em determinar os momentos fletores devidos ao peso próprio do arco e das cargas provenientes do tabuleiro numa viga simplesmente apoiada com o mesmo vão do arco. Fixando o centro e a flecha (f) desejada, a reação horizontal (H) para equilibrar o momento fletor no fecho do arco é :

$$H = \frac{M_c}{f} \quad (2.1)$$

sendo M_c o momento no fecho do arco. Assim a coordenada y do arco é dada por:

$$y = \frac{M_y}{H} \quad (2.2)$$

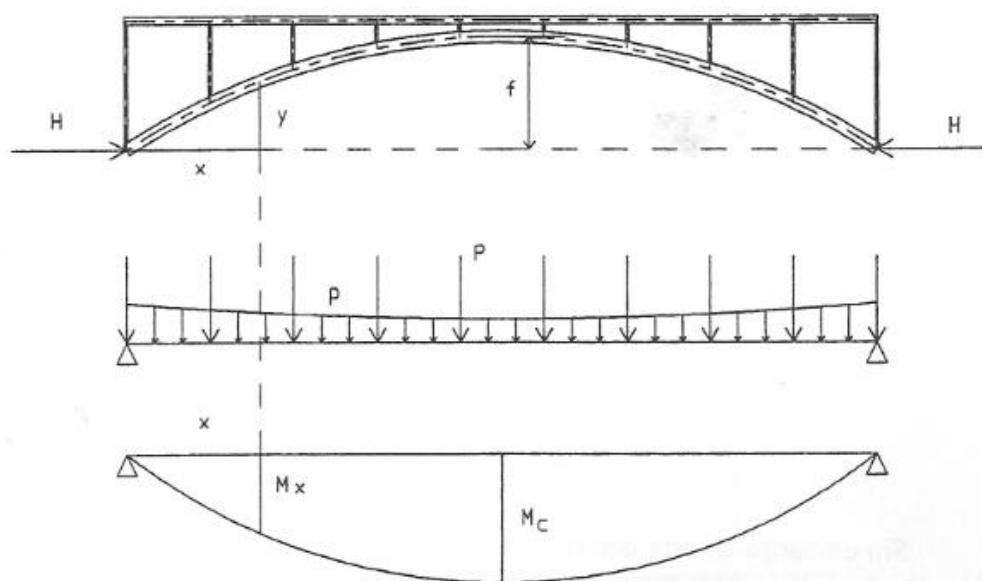


Figura 2.2 – Momentos fletores numa viga simplesmente apoiada sob ação do peso próprio de uma ponte em arco [4]

Para uma carga uniformemente distribuída a forma do arco é parabólica (Figura 2.1). Contudo isto é uma situação irreal, pois os tabuleiros transmitem cargas concentradas através dos montantes, o que gera uma curvatura descontínua nos pontos de intersecção dos mesmos.

No entanto, nas considerações anteriores não é tida em conta a deformação axial do betão, que produz um encurtamento da diretriz, cujo resultado é uma deformada vertical do arco e uma lei de momentos fletores. Esta é devida a uma carga axial de compressão, que se torna excêntrica, e à retração do betão. Outra suposição, que normalmente não corresponde à realidade, é a admissão de que o arco é estaticamente determinado. Assim, como os encontros restringem o encurtamento do arco em compressão, surgem momentos estaticamente indeterminados. Esta situação cria uma deformação no arco, o que leva a que a carga axial de compressão se torne excêntrica.

Para anular esta lei de momentos fletores, pode-se introduzir rotações no fecho do arco, que obriguem a centrar a resultante, e a incrementar um pouco de esforço axial, recuperando deformação elástica e anulando momentos fletores.

2.2.2. APOIOS

Um arco pode ser duplamente encastrado, biarticulado ou triarticulado. Nestes três tipos os esforços horizontais são quase os mesmos, no entanto os momentos fletores têm grandes variações quando solicitados por uma carga distribuída. Um comportamento semelhante verifica-se para as deformações impostas, como por exemplo movimentos horizontais das fundações, temperatura, fluência ou retração. Os momentos produzidos no arco são tanto maiores quanto mais hiperstático for o arco. Para o arco triarticulado, não existem momentos fletores [4].

2.2.3. MATERIAIS AO LONGO DA HISTÓRIA

Atualmente existem pontes em arco construídas nos mais diversos materiais: alvenaria de pedra ou tijolo, ferro fundido, aço, betão simples, betão armado e alumínio.

O primeiro material utilizado foi a alvenaria. Este material foi usado até ao século XVIII e XIX. As primeiras construções em arco apareceram na Mesopotâmia (4000 A.C.), feitas com tijolos de barro secos ao sol. Mais tarde, os Egípcios utilizaram arcos em pedra para comunicarem entre os seus templos e pirâmides. Nestes primórdios estas construções eram feitas empiricamente [5].

O primeiro povo a massificar a construção de pontes foram os romanos, que utilizaram a pedra. Muitas dessas pontes ainda permanecem nos nossos dias, até em Portugal. Os romanos estudaram os materiais presentes no seu Império e, como tal, encontraram diferentes tipos de pedras, que podiam ser aplicadas para objetivos específicos. Cita-se a título de exemplo, o tufo, que é uma rocha vulcânica, com boa resistência à compressão, mas que no entanto necessitava de ser protegida contra a intempérie por cal. Grandes descobertas foram a argamassa de cal e o cimento pozolânico, que permitiram, através da mistura de cal queimado e pedras, a criação de um betão resistente à água. Desenvolveram métodos de enscadeiras, que possibilitaram a construção de pilares fundados no leito do rio [5].

Os Romanos construíram então pontes de arcos semicirculares, ou seja as pedras eram cortadas todas idênticas e não era preciso argamassa para as ligar, pois colocava-se a pedra chave. Quando o vão a vencer era grande, eram colocados arcos sucessivamente, como no caso da Pont du Gard (Figura 2.3).



Figura 2.3 - Pont du Gard

Estas eram construídas de uma forma empírica, tendo por base relações geométricas entre vão, flecha e espessuras, as noções de linha de pressão e regras geométricas para que as forças fossem contidas dentro das dimensões do arco [5].

Após os Romanos não existiram grandes evoluções em pontes em arco nem na construção. Apenas no séc. X a igreja começou a tomar o papel de fomentar a construção de vias de comunicação para os peregrinos e consequentemente pontes, continuando a ser usada a pedra.

Em meados do séc. XIV, aparece a Ponte de Vecchio (Figura 2.4) em Florença, com arcos muito abatidos para a época. Nesta ponte a relação flecha corda é de um para 5.



Figura 2.4 – Ponte Vecchio [7]

Durante o Renascimento, aparecem as primeiras novidades científicas e começam a ser erguidas pontes com arcos mais abatidos, ogivais. Começam então nos séculos XVI e XVII a aparecer arcos e pilares mais esbeltos e vãos maiores. Exemplos são a Ponte Rialto em Veneza, a Ponte Santa Trinita em Florença e a Ponte Royale em Paris, sendo todas estas em arcos elípticos [6].

As técnicas de construção de arcos em pedra evoluíram no século XVIII, passando-se a um conhecimento mais científico e estruturado, criando-se também nesta época a primeira escola de engenharia civil em França [6].

Posteriormente, com a revolução industrial, iniciou-se a construção em ferro (1779), cuja primeira ponte foi uma ponte em arco – Coalbrookdale. As pontes em arco sofreram alguns dos maiores desastres, devido às vibrações provocadas pelas locomotivas a vapor [5].



Figura 2.5 – Ponte de Coalbrookdale [8]

Este material deu depois origem ao aço, que inicialmente era extremamente caro e como tal só era usado para ferramentas ou armas. Em meados do séc. XIX, é desenvolvido um processo para produzir aço mais barato e este tornou-se competitivo. As primeiras pontes importantes em aço nasceram nos E.U.A., sendo a primeira em 1874 – a St Louis Bridge (Figura 2.6). Esta é constituída por 3 arcos metálicos, o central com corda de 158,5 e os laterais de 153 m, apoiados em pilares de alvenaria assentes no leito do rio [9].



Figura 2.6 – Ponte James Eads St. Louis [10]

No início do séc. XX começa-se a construir em betão, inicialmente betão simples ou pouco armado, já que, devido às guerras, o aço era um material escasso e valioso. Com o fim da 2ª Grande Guerra e a necessidade de construção de infra-estruturas, surgem muitas pontes em betão armado, introduzindo o aço uma maior ductilidade às estruturas. O primeiro a conceber pontes de betão armado em arco foi o Engenheiro suíço Robert Maillart, sendo um dos seus exemplares mais conhecidos a ponte Salginatobel (Figura 2.7) em 1930 [11].



Figura 2.7 – Ponte Salginatobel [12]

Atualmente, as pontes em arco são bastante sofisticadas, são utilizados materiais modernos, criadas esculturas, ícones em cidades, onde a função estética tem um papel relevante, especialmente nas pontes pedonais nos centros urbanos. Prática comum também é a presença de um arquiteto na equipa de projeto.

Nesta linha têm sido usados novos materiais. Por exemplo o alumínio [5], que foi usado pela primeira vez em 1950. Este material apresenta como virtudes o seu baixo peso e durabilidade (Figura 2.8).



Figura 2.8 - Arida Bridge [13]

Um exemplo de uma ponte pedonal inovadora e cujo objetivo não é apenas permitir o atravessamento do rio, mas também marcar e embelezar o espaço urbano, é apresentado na Figura 2.9. Esta ponte, em Newcastle, é constituída por um par de arcos, que podem ser movidos para poderem passar barcos. Nesse processo os dois arcos são inclinados como uma única estrutura rígida.



Figura 2.9 - Gateshead Millenium Bridge [14]

2.3. PONTES EM ARCO EM PORTUGAL

2.3.1. NOTA INTRODUTÓRIA

Portugal é um país com um vasto número de obras de arte, muitas das quais são pontes em arco. Embora atualmente estas pontes já não sejam construídas, a sua robustez e durabilidade fez com que muitas delas ainda estejam em funcionamento. Nesta seção, serão abordadas as várias épocas das pontes em arco, que são as seguintes por ordem cronológica: romanas, medievais, era industrial, pontes modernas e pontes pós-modernas.

2.3.2. PONTES ROMANAS

Os primeiros vestígios de pontes em arco são de pontes romanas. Esta civilização quis unir o seu vasto território através de vias de comunicação, nas quais foi preciso construir pontes e aquedutos. As pontes romanas são de alvenaria e de volta perfeita, formadas por aduelas largas, consolidadas com argamassa de cimento pozolânico. Exemplos dessas pontes são a ponte romana de Vila Formosa, Chaves, Sumes, Longroiva, Segura, Cava Velha e Vila Ruiva [15].

A ponte de Vila Formosa (Figura 2.10) é ainda hoje utilizada pelo tráfego de veículos ligeiros e pesados, tendo um comprimento de cerca de 100m e sendo composta por seis arcos semicirculares. A ponte romana de Chaves (Figura 2.11) tem 16 arcos e um comprimento total de cerca de 150m.

Estas pontes costumavam ter, no máximo, 7 a 8 metros de largura, mas na maioria dos casos tinham cerca de 4 metros. Muitas das pontes romanas desapareceram devido às ações naturais, mas também devido a guerras, ou para serem construídas infra-estruturas mais modernas [16].

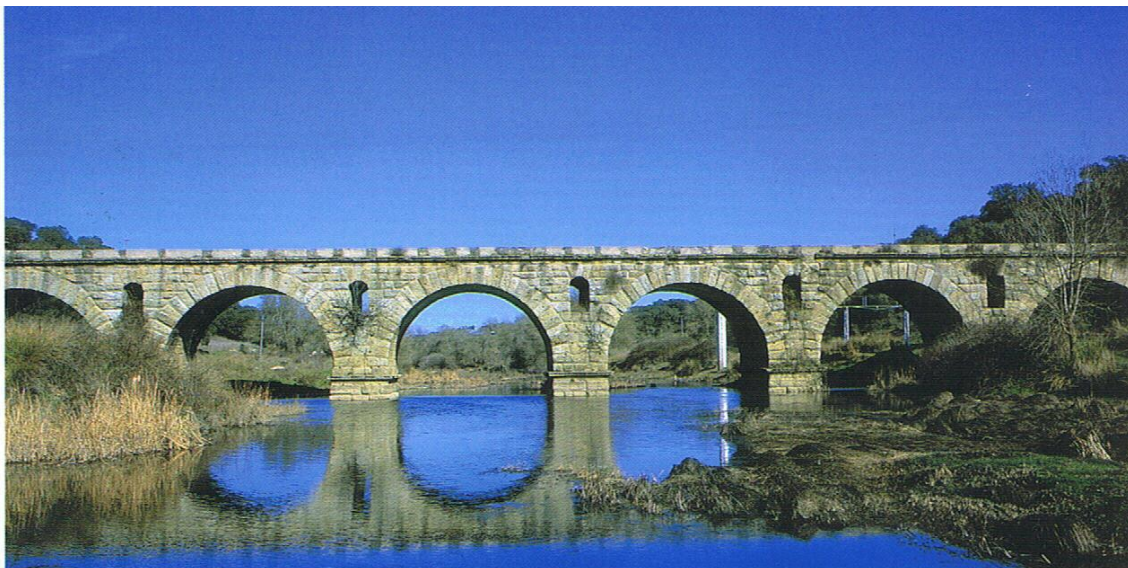


Figura 2.10 – Ponte Romana de Vila Formosa [17]



Figura 2.11 – Ponte Trajano – Chaves [18]

2.3.3. PONTES MEDIEVAIS

As pontes medievais tinham como objetivo assegurar ligações regionais, ao contrário das pontes romanas, que tinham como objetivo ligar os vários pontos do Império. Algumas destas pontes foram construídas para substituir ou reconstruir pontes romanas [15].

Estas pontes foram construídas sem argamassas de consolidação, privilegiando o sistema construtivo com o arco em forma de ogiva. No entanto, os arcos de volta inteira e abatidos continuaram a ser frequentes [15].

Neste tipo de pontes existe muitas vezes um ou mais arcos centrais maiores, sendo o número de fundações no leito do rio menor. Em média, estas pontes também são mais estreitas que as pontes romanas. Os pilares possuem dimensões semelhantes aos das pontes romanas e uns quebra-águas com forma triangular do lado de montante, de forma a melhorar o comportamento à ação exercida pela corrente [16].

Exemplos destas pontes são apresentados na Figura 2.12 e Figura 2.13.



Figura 2.12 – Ponte em Ponte de Lima sobre o rio Lima [19]



Figura 2.13 – Ponte de Sequeiros [20]

2.3.4. PONTES MODERNAS

Neste período as pontes passaram a vencer maiores vãos, tendo pilares mais esbeltos e menores flechas, tendo sido introduzidos outros materiais além da pedra.

Podem-se identificar várias fases: pós-renascimento, era industrial, a era moderna e a era pós-moderna. O conceito de estrutura “moderna” prende-se com a possibilidade de o seu dimensionamento ser realizado de forma rigorosa e não empírica, ou seja, que recorre a métodos de base científica.

Pós-renascimento pode-se destacar o Aqueduto das Águas Livres em Lisboa (1748), que possui um arco central de 65m, sendo o maior construído até à época da sua execução.



Figura 2.14 – Aqueduto das águas livres [21]

2.3.4.1 Era Industrial

Com a revolução industrial, no Porto apareceram pontes especiais sobre o imponente rio Douro. Nasce então, primeiro, a ponte D. Maria Pia (1877) no Porto, que constitui a primeira ligação ferroviária entre Gaia e Porto, sendo projetada pelo Engenheiro Théophile Seyrig e construída pela empresa de Gustave Eiffel em tempo recorde, cerca de 1 ano e 10 meses, e foi o primeiro arco metálico desta dimensão sem a constituição prévia de um cimbria apoiado no solo [22]. Esta ponte, que é designada “International Historic Civil Engineering Landmark” pela American Society of Civil Engineers, possui um arco metálico biarticulado de 160m de corda, 37,5m de flecha no intradorso e um tabuleiro de 354 metros de comprimento situado a 62 metros de altura. Para construir esta ponte não se recorreu a nenhum apoio no rio, mas a avanços sucessivos, com arcos em consola, suportados por uma estrutura metálica em consola, apoiada nos pilares [9].



Figura 2.15 – Ponte D. Maria Pia [23]

Anos mais tarde, é inaugurada a Ponte Luís I, projetada pelo mesmo Engenheiro e bastante semelhante à anterior. No entanto, possui dois tabuleiros em cotas diferentes estando o tabuleiro inferior suspenso do arco por quatro pendurais. O arco tem 172m de corda e 44,6m de flecha no intradorso, sendo formado por duas curvas parabólicas divergentes. A ponte possui um comprimento total de 385m e largura de 4,65m. A sua construção iniciou-se em 1881 e foi inaugurada em 1886.

“A Ponte Luís I é mais robusta e pesada que a Ponte Maria Pia: 3050t contra 1600t. Esta diferença é ainda mais acentuada no peso do arco, dado que a ponte Luís I pesa 1660t e o da Ponte Maria Pia apenas 640 t. O material metálico da Ponte Luís I apresenta algumas características de aço, enquanto o da Ponte Maria Pia é claramente ferro de pudlagem.” [9] As características do ferro foram determinadas em ensaios aos materiais metálicos das duas pontes, concluindo-se que os teores de carbono são de 0,03% e entre 0,2% e 0,8% nas Pontes Maria Pia e Luís I respetivamente.



Figura 2.16 – Ponte Luiz I [24]

Estas duas pontes fizeram parte de um conjunto de obras metálicas do séc. XIX, que são: Ponte James Eads (Figura 2.6) e os viadutos ferroviários de Garabit (França) e Mungsten (Alemanha).

O viaduto de Gabarit (1888) é em tudo semelhante e inspirado na Ponte Maria Pia, isto é, mesma forma em arco parabólico, bi-articulado, o material usado foi o ferro de pudlagem, mas de via única. No entanto, o viaduto de Garabit é maior em todas as características: vão (165 m), altura (162 m), extensão (564 m) e uma flecha de 37,5 m.

O viaduto ferroviário de Mungsten (1897) já utiliza o aço e tem via dupla. Este possui uma corda de 170 m, 69 m da flecha do arco do intradorso e um comprimento total de 465 m [9].

2.3.4.2 Era moderna

Em 1932, foi inaugurada na Régua uma ponte de alvenaria (Figura 2.17), a única deste material sobre o rio Douro, com 330 metros de comprimento e constituída por três arcos centrais aligeirados com 65 metros de corda, e sete arcos laterais de volta inteira com 12 metros de corda. Os tímpanos dos arcos centrais são vazados por arcos de cerca de 6 metros de vão. Inicialmente esta ponte destinava-se a uma via férrea. No entanto como esta nunca foi construída, foi depois adaptada a rodoviária, com a construção de um tabuleiro em betão armado. O projetista desta ponte foi o Engenheiro Avelar Ruas [25].



Figura 2.17 – Ponte de alvenaria da Régua sobre o rio Douro [26]

No século XX, construíram-se em Portugal várias pontes em arco de betão simples e betão armado a partir dos anos 40. Algumas destas pontes foram projetadas pelo mesmo engenheiro, que o da ponte em estudo – Engenheiro Edgar Cardoso.

Assim é apresentado na Tabela 2.2 um conjunto das principais pontes em arco de betão simples ou armado, de forma a se ter a perceção da evolução das mesmas (Figura 2.18).

Tabela 2.2 – Características das Pontes em arco dos anos 40 a 60

Ponte/Viaduto	Corda (m)	L_{total} (m)	flecha (m)	flecha/corda	Projetista	Ano
Duarte Pacheco	92	358	36	9/23	Barbosa Carmona	1944
Foz do Tua	78	145	20	10/39	Barbosa Carmona/ Edgar Cardoso	1949
Foz do Sousa	115		14,75	5/39	Edgar Cardoso	1952
Almirante S. Rodrigues	40	232	7,7	5/26	Edgar Cardoso	1955
Abreiro	92	114	9,2	1/10	Correia de Araújo	1957
Arrábida	270	614,4	52	5/26	Edgar Cardoso	1963

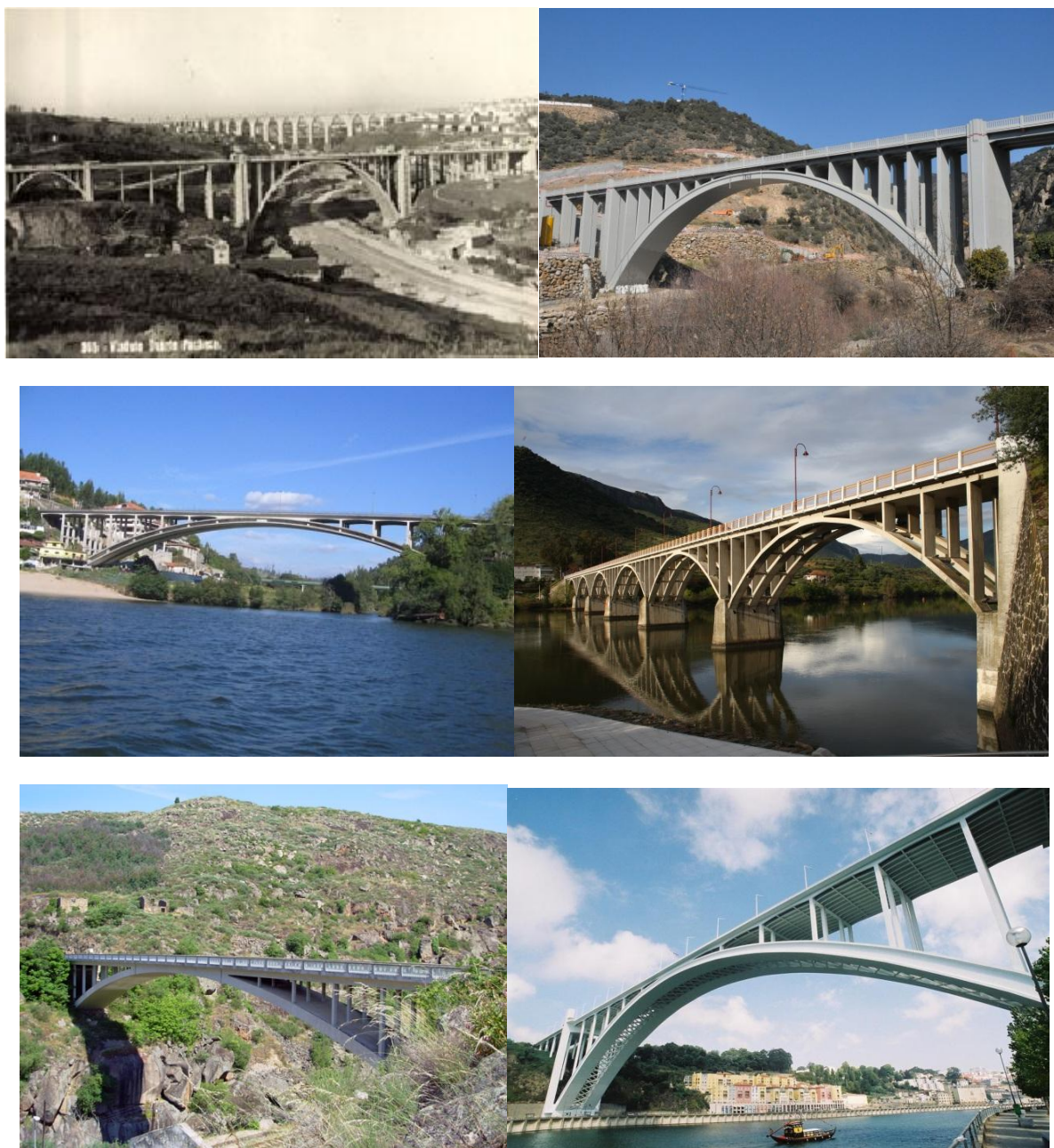


Figura 2.18 – Pontes em arco dos anos 1940 a 1960 da Tabela 2.2 (a) Viaduto Duarte Pacheco (b) Ponte Foz do Tua (c) Ponte Foz do Sousa (d) Ponte Almirante S. Rodrigues (e) Ponte do Abreiro (f) Ponte da Arrábida [27]

Todas estas pontes, embora sejam relativamente próximas temporalmente e a maioria projetadas pelo Engenheiro Edgar Cardoso, apresentam especificidades, decorrentes do local, mas também do aperfeiçoamento das técnicas e tecnologias construtivas.

Refere-se que todas as pontes descritas são realizadas em betão armado, exceto a ponte sobre o Tua, que possui arco em betão simples.

Destas pontes, a mais relevante a nível mundial é a ponte da Arrábida, que deteve o recorde de maior vão mundial durante algum tempo. A ponte é constituída por duas costelas vazadas em arco, paralelas e ligadas entre si por dois níveis de contraventamento diagonal. Dez planos de quatro pilares transmitem as cargas do tabuleiro ao arco e quatro grandes pilares ocos e vazados lateralmente rematam a zona central da ponte. Tipologia idêntica existe para os pilares nos viadutos.

Para a construção desta ponte foram usadas soluções inovadoras, sendo o cimbres um arco metálico; primeiro construiu-se uma costela, posteriormente o cimbres foi ripado para a construção da segunda costela. O arco metálico foi construído a partir das duas margens, atirantando-se as sucessivas aduelas, içadas a partir de barcas. No final, o maior segmento de fecho das duas consolas foi içado. O cimbres completo serviu para a cofragem às costelas do arco. Terminada a primeira, o cimbres foi empurrado para a construção da segunda [22].

2.3.4.3 Era pós-moderna

Nos últimos anos, construíram-se em Portugal duas pontes em arco de betão armado: uma sobre o rio Zêzere, terminada em 1993 e a outra sobre o rio Douro a ponte do Infante D. Henrique, 2002.

A ponte, sobre o rio Zêzere (Figura 2.19) na albufeira de Castelo de Bode, tem 224m de corda e 44m de flecha. É formada por um caixão bicelular de paredes finas. O tabuleiro é formado por duas vigas “T”. Esta ponte foi projetada pelo Engenheiro Victor Barata.

A partir das nascenças do arco, iniciou-se a construção com aduelas betonadas sobre cimbres ao solo. Depois, foram betonadas 19 aduelas em avanços sucessivos com o recurso a cimbres móveis. Mais tarde as duas metades do arco foram ligadas por uma aduela de fecho central. Durante este processo, o peso das aduelas foi suportado por tirantes provisórios ligados aos mastros, instalados no alinhamento das nascenças que, por sua vez, eram equilibrados por tirantes de retenção, resistidos por ancoragens à rocha (Figura 2.20). Com o fecho do arco, estes tirantes foram sucessivamente retirados e o tabuleiro foi executado do centro do arco em direção aos viadutos de acesso, que foram construídos durante a execução do arco [28].



Figura 2.19 – Ponte sobre o rio Zêzere [28]



Figura 2.20 - Processo construtivo da ponte sobre o rio Zêzere [28]

A ponte Infante D. Henrique (Figura 2.21) foi construída devido ao metro do Porto ter passado a utilizar o tabuleiro superior da ponte Luís I e projetada pelos engenheiros Adão da Fonseca e José Fernández Ordóñez . Aquela possui um vão de 280m e uma flecha de 25m. É inspirada nas pontes do projetista Robert Maillart, sendo formada pela associação de um arco fino e abatido, com um tabuleiro rígido. O arco, formado por troços planos, tem 1,5m de espessura e é estabilizado pelo tabuleiro em caixão de betão armado pré-esforçado com 4,5m de altura e 10m de largura. Nos 70m centrais, estes dois elementos unem-se. Dada a grande rigidez do tabuleiro face à esbelteza do arco, o primeiro tem como função transferir as cargas assimétricas de um apoio elástico para o outro [30].



Figura 2.21 – Ponte do Infante [29]

O processo construtivo (Figura 2.22) utilizado nesta ponte foi complexo, tendo-se recorrido aos avanços sucessivos das pontes em pórtico e foram construídos pilares provisórios nas margens do rio para reduzir o vão da construção. Para garantir o equilíbrio das consolas, sobre o rio recorreu-se a ancoragens inclinadas, de forma a transmitir a componente horizontal para o interior dos maciços e o arco foi atirantado ou suspenso do tabuleiro [30].

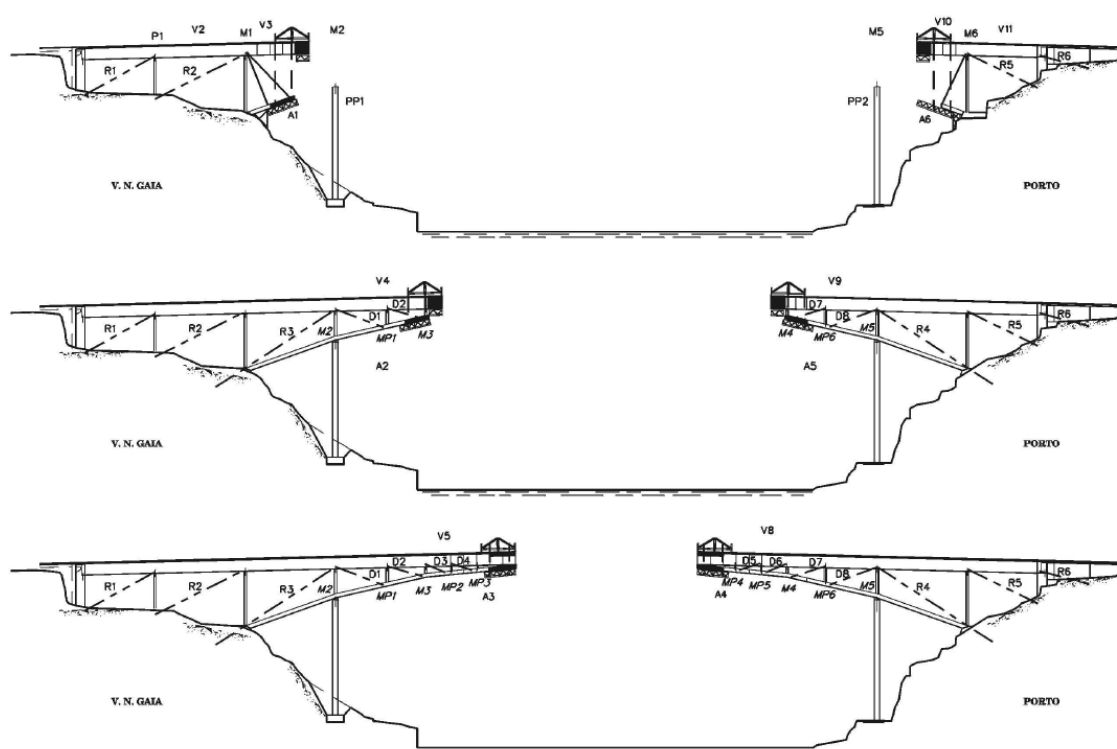


Figura 2.22 - Processo construtivo da ponte Infante D. Henrique [30]

3

PONTE NA FOZ DO TUA

3.1. LOCALIZAÇÃO DA PONTE E INSERÇÃO DO PLANO RODOVIÁRIO

A ponte localiza-se na EN 108 na foz do rio Tua (Figura 3.1). Este faz a separação entre os concelhos de Alijó (Distrito de Vila Real) e Carrazeda de Ansiães (Distrito de Bragança). Esta ponte foi construída, antes elaboração do Plano Rodoviário de 1945. Neste plano, as estradas nacionais foram classificadas em três classes: 1ª, 2ª e 3ª. Para além destas, existiam as Estradas Municipais e os Caminhos Vicinais.

As estradas de 1ª classe “constituem a rede principal do País, estabelecendo ligações fáceis, ligando as capitais de distrito entre os centros mais importantes, entre estes e os portos ou a fronteira e bem assim entre as sedes dos distritos” [31].

A extensão total de estradas nacionais classificadas neste plano é de 20.389 km, sendo destes 5.926 km de estradas nacionais de 1ª classe.

A numeração das estradas faz-se da seguinte forma:

- 1ª classe: 1 a 200, reservando-se a primeira centena para itinerários principais e a segunda para os restantes;
- 2ª classe – inicia-se a numeração em 201;
- 3ª classe – numeram-se deste 301 em diante [31].

Após a leitura desta informação, é perceptível a importância da estrada nacional 108 na data da sua construção, que pertencia à primeira classe de estradas nacionais. Esta estrada constituía assim um eixo de ligação entre o litoral e o interior Norte de Portugal, e uma das vias principais das regiões do Douro Litoral e Trás-os-Montes e Alto Douro. As principais localidades atravessadas pela EN 108 eram Porto – Entre-os-Rios – Régua – Pinhão – Tua - Foz do Sabor (Pocinho). Todas estas estão nas margens do Rio Douro, daí também a importância desta via para o desenvolvimento económico da região do Douro vinhateiro [31].

Atualmente o Plano Rodoviário de 2000, que foi um desenvolvimento do Plano Rodoviário de 1985, que por sua vez tinha substituído o de 1945, define a Rede Rodoviária Nacional, como sendo constituída por Itinerários Principais (IP's) e Rede Complementar (IC's). Esta última é composta pelos

Itinerários Complementares, Estradas Regionais e as Estradas Nacionais criadas em 1945. Algumas destas passaram a IP's, outras a IC's ou Estradas Regionais e as restantes mantiveram-se.

Hoje em dia, a EN 108 existe apenas entre Melres e Entre-os-Rios, e a ponte sobre o Tua pertence à EN 212, que liga o Pópulo (IP4) a São João da Pesqueira e passa pelos seguintes pontos: Alijó, Tua, Barragem da Valeira e São João da Pesqueira, onde encontra a EN 222.

Após este enquadramento, é fácil compreender que esta ponte se inseriu numa das principais vias nacionais desde a sua construção até aos anos 80. No entanto, com as alterações do Plano Rodoviário de 1985 e a proliferação nas últimas décadas de Auto-Estradas e outras estradas de boas características em Portugal, a importância desta no presente é já meramente regional e de ligação entre sedes de concelho vizinhos na região do Douro. Contudo, continua a ser uma estrada caracterizada por uma paisagem magnífica, visto que a maioria da sua extensão se insere na Região Vinhateira do Alto Douro.



Figura 3.1 – Localização da ponte sobre o Tua (Latitude 41°12'53.48" N; Longitude 7°25'37.86") [32]

3.2. HISTÓRIA DA PONTE

Esta ponte foi pensada construir ainda no século XIX, devido, como já foi dito, à sua importância nas ligações entre regiões da margem direita e esquerda do rio Tua. O atravessamento deste rio mais próximo era em Mirandela, a cerca de 60 km.

O primeiro projeto data de 1888, elaborado pelo Engenheiro Von Haffe. Esta primeira solução recaiu sobre uma ponte metálica com 44,4 m de vão e situava-se a montante da ponte atual. Posteriormente, em 1917, como ainda não tinha sido construída a estrada fez-se uma revisão dos estudos anteriores, considerando-se agora as cheias de 1909. Neste segundo estudo, sem alterações da diretriz da estrada e da autoria do Engenheiro Byrne Pereira, projetou-se uma ponte no local da primeira. Esta era constituída por um tramo metálico de 61 m, apoiado em dois pilares fundados no rio, a que se seguiam um arco na margem esquerda e dois na margem direita.

Mais tarde, em 1933, começaram-se novos estudos dos troços da estrada com objetivo de suprimir passagens de nível, sobre a linha do Douro. Com esta solução, não existia nenhuma passagem de nível, tanto sobre a linha do Douro como sobre a linha do Tua, e a ponte localizou-se mais a jusante do que a inicial.

A escolha do tipo da nova ponte teve em atenção os seguintes aspetos: materiais existentes na zona, construção de pilares sobre o rio e custos. As margens do Tua no local da ponte são constituídas por xistos metamórficos de grande dureza, a pedra que poderia ser obtida não possuía as condições para ser empregue numa ponte de alvenaria. Os pilares no rio deviam ser evitados, pois a corrente do rio é importante. A opção por uma ponte metálica, para além dos inconvenientes de conservação, na data da construção o aço tinha custos muito altos. Optou-se assim por uma ponte em arco não armado, o único arco de betão construído até à data em Portugal, com 3 viadutos na margem direita e 1 viaduto na margem esquerda, e com tabuleiros e pilares em betão armado.

O orçamento total da obra, na época, foi de 1.400.000\$00, o que origina um custo por metro linear de 9.716\$00 e por m² de 1.214\$60. Esta solução permitiu uma poupança de 200 Ton de aço, quando comparada com pontes similares. A quantidade de aço utilizada foi cerca de 94 Ton [33].

3.3. CARATERÍSTICAS DA ESTRUTURA

Para a elaboração desta secção a maior parte da informação foi obtida em [34], sendo as numerações dos elementos estruturais de acordo com a Figura 3.3.

3.3.1. CARATERÍSTICAS GERAIS DO PROJETO INICIAL

A ponte em estudo situa-se no km 149+900 da EN 108, e tem 145 m entre limites nos encontros e uma largura de cerca de 8m. O arco da ponte, de tímpanos abertos (Figura 3.2) tem 77,7m de corda e flecha de 20m.

A ponte é constituída por uma diretriz reta, e dotada de quatro pilastras (P1, P2, P3 e P4) sobre as quais assentam viadutos de ligação ao tabuleiro sobre o arco. Sete pilares sobre cada lado do arco, materializam a ligação entre o arco e o tabuleiro central. No acesso à ponte, existem dois muros de suporte de acesso e encontros em ambas as margens.

A estrutura principal – o arco, é de betão não armado, sendo as faces revestidas com um reboco de argamassa de cimento. Os muros ala são de alvenaria de granito com juntas de argamassa de cimento.

O tabuleiro é subdividido, em diversos troços, separados por juntas de dilatação (Figura 3.3), de forma a reduzir os efeitos das variações de temperatura sobre os pilares do arco. Está todo apoiado sobre os pilares do arco ou pilastras, exceto na zona central do tabuleiro sobre o arco (Figura 3.7), onde se encontra diretamente apoiado sobre este elemento.



Figura 3.2 - Vista panorâmica da ponte

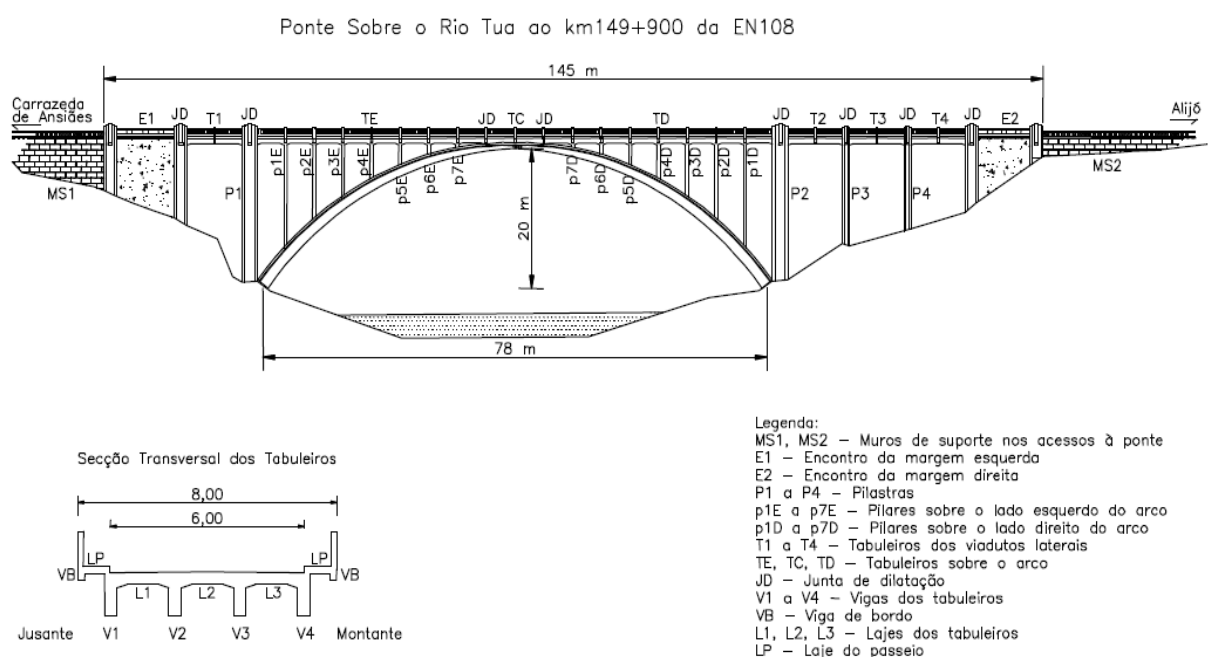


Figura 3.3 - Ponte sobre o rio Tua – Esquema estrutural [34]

3.3.2. FUNDAÇÕES

Não existem dados precisos sobre as fundações, admitindo-se que são superficiais e diretas sobre a rocha, na medida em que esta é dura com características semelhantes às do betão usado em obra.

3.3.3. ARCO

O arco é encastrado nos apoios e possui 77,7 m de vão e 20m de flecha. De acordo com o projeto de execução inicial, a superfície média teria em perfil a forma de uma parábola de 5º grau [33] com a seguinte equação:

$$y = 0,00927568495x^2 + 0,00010232415x^3 - 0,00000280941x^4 + 0,0000000723144x^5 \quad (3.1)$$

Esta equação encontra-se definida num referencial com origem (O') no fecho do arco e com eixo dos x' horizontal orientado da esquerda para a direita e eixo dos y' vertical orientado de cima para baixo. A equação (3.1) é apenas válida para o primeiro quadrante, sendo o eixo y' um eixo de simetria do arco (3.1).

A geometria do arco foi determinada por verificações sucessivas; partiu-se do arco circular determinou-se a curva de pressões para a hipótese da carga permanente. Estas curvas foram retomadas para fibras médias de novos arcos, voltando-se a verificar a estabilidade e desta forma aproximou-se ao máximo a curva das pressões da fibra média do arco definitivo. No final, obteve-se todos os centros de pressão dentro d núcleo central [33].

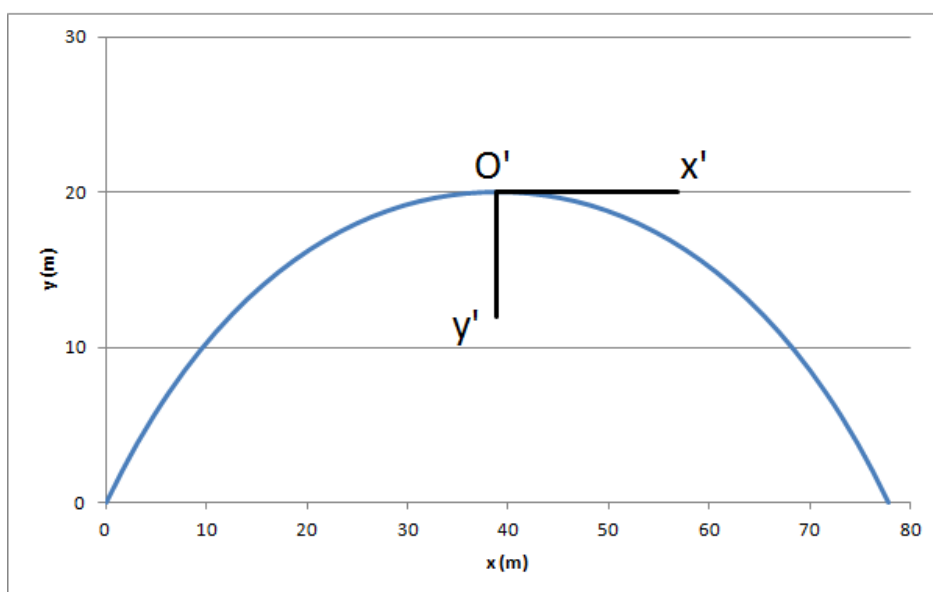


Figura 3.4 - Eixo médio do arco de baseado na equação (3.1)

No entanto, segundo o levantamento topográfico realizado antes do projeto de reabilitação existe um desfasamento, principalmente na zona do fecho, onde atinge 0,30 m. Esta diferença pode ser devida ao processo construtivo do arco, que sofreu deformações nas rótulas construtivas, durante o descimbramento, para se adaptar à curva do antifunicular das cargas atuantes [34].

A largura do arco é variável sendo de 7,3m na base e 6,3m no topo (Figura 3.5). A altura da seção também é variável, sendo de 2,4m na base e 1,2 no fecho (Figura 3.6).



Figura 3.5 – Vista inferior do arco

3.3.4. PILASTRAS

Existem quatro pilastras – P1, P2, P3, P4 (Figura 3.3). Destas, P1 e P4, arrancam nas nascenças do arco e são um único elemento. As pilastras P3 e P4 estão sob os tabuleiros T2, T3 e T4 e são constituídas por dois elementos gémeos em betão armado, que se encontram ligados por uma viga transversal. Todos estes elementos encontram-se encastrados nas fundações.

3.3.5. PILARES

No arco nascem 7 pilares (Figura 3.6) de cada lado, estando todos encastrados no arco. Os pilares p1E a p5E estão ligados ao tabuleiro através de rótulas de betão, enquanto os pilares p6E e p7E apoiam o tabuleiro através de aparelhos de apoio móveis (Figura 3.7 – circunferências a preto). Estes são usados devido ao baixo comprimento das pilastras p6e e p7e, o que lhes confere uma elevada rigidez, que se traduziria, quando carregados em momentos elevados.

Os pilares p1E a p4E são formados por dois elementos gémeos em betão armados e ligados por uma viga transversal superior. Já os pilares p5E a p7E são apenas um elemento maciço. Todos estes elementos têm largura ligeiramente variável sendo superior na base e inferior no topo e possuem uma espessura de 0,5m.



Figura 3.6 - Pilares da Ponte sobre o arco



Figura 3.7 - Aparelhos móveis

3.3.6. ENCONTROS

Os encontros fazem a ligação entre os tabuleiros dos viadutos laterais e os muros de suporte de acesso à ponte, que são em alvenaria.

Os encontros são formados por muros de “gravidade” de testa e avenida, que suportam as terras e feitos de alvenaria de pedra ou de betão simples sem armadura, revestida por argamassa.

3.3.7. TABULEIROS

Os tabuleiros são formados por um sistema de lajes de betão armado apoiadas em quatro vigas longitudinais principais e duas vigas de bordo como se mostra na Figura 3.3.

As vigas V1 a V4 têm uma secção rectangular de largura constante de 0,40m. As vigas de bordo têm secção rectangular com cerca de 0,15x0,40m. As primeiras têm altura total de aproximadamente 1,0m

nos tabuleiros dos viadutos laterais; nos tabuleiros sobre o arco (TE e TD) as vigas V1 e V4 têm 0,80m de altura total e as vigas V2 e V3 têm 0,60m de altura total.

3.3.8. CARACTERÍSTICAS DOS BETÕES ESTRUTURAIS

O betão apresenta características relativamente uniformes. O valor característico da resistência de compressão do betão medida em cubos de 15 cm de aresta é superior a 42 MPa. Conclui-se assim, que o betão tem pelo menos uma classe de resistência à compressão equivalente à C 30/37. O módulo de elasticidade de acordo com a secante de 40% da carga de rotura (E_{cm}) varia entre 47 e 63 GPa [34]. Estes resultados demonstram um betão de elevada qualidade, decorrente da utilização de agregados de qualidade e dimensões elevadas.

Embora existam muitas expressões que relacionam a tensão de rotura com o módulo de elasticidade, esta relação é bastante complexa para o betão, ao contrário, de outros materiais como o aço. Na Figura 3.8 e Figura 3.9 encontram-se gráficos onde é possível observar a variabilidade do módulo de elasticidade com a tensão de rotura. O módulo de elasticidade depende principalmente da pasta de cimento e do inerte, pelas ligações e pelo arranjo destes. Pela observação de ambas as figuras é possível verificar que o módulo de elasticidade da ordem de grandeza do referido no parágrafo anterior é muito elevado. Ainda mais se for considerada uma tensão de rotura é de 42 MPa e que com a idade, esta aumenta de uma forma mais acentuada, que o módulo de elasticidade. É importante realçar, que as figuras apresentadas são para betões com idades de meses, enquanto os resultados da ponte, acima referidos, são de um betão que já possui 70 anos [35].

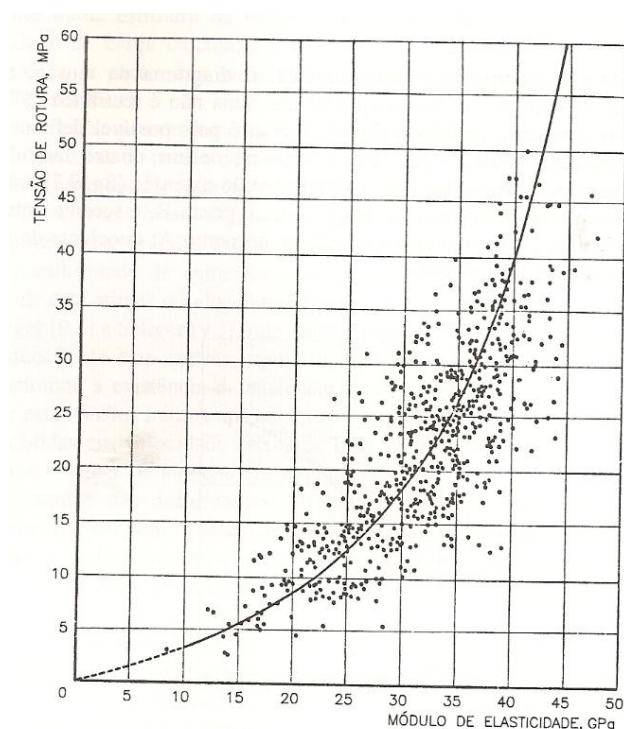


Figura 3.8 - Relação entre o módulo de elasticidade e a tensão de rotura de diferentes betões [35]

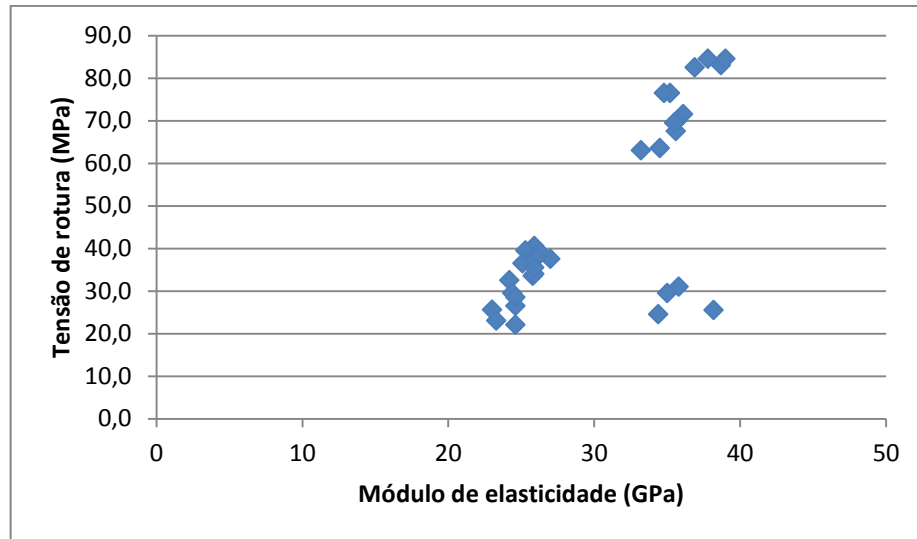


Figura 3.9 – Relação entre o módulo de elasticidade e a tensão de rotura de diferentes betões ensaiados com agregados de grandes dimensões em Portugal [36]

3.3.9. OUTROS

Os guarda-corpos também são de betão. A posição das juntas de dilatação consta da Figura 3.3.

3.4. PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo desta ponte não é conhecido com exatidão. No entanto, para a compreensão do comportamento estrutural da ponte e para melhor explicar as diferenças geométricas entre o arco atual e o projetado, é preciso tentar conhecer o processo construtivo da ponte.

O processo construtivo (Figura 3.10) desta ponte foi fulcral para a não existência de problemas de desempenho durante a fase de utilização da mesma. O plano de construção desta ponte foi baseado em outras pontes contemporâneas semelhantes construídas noutros países, concretamente: Villeneuve sur Lot (França), Roky River (Cleveland, Estados Unidos da América) e Walnut Lane (Pennsylvania, Estados Unidos da América). [33]

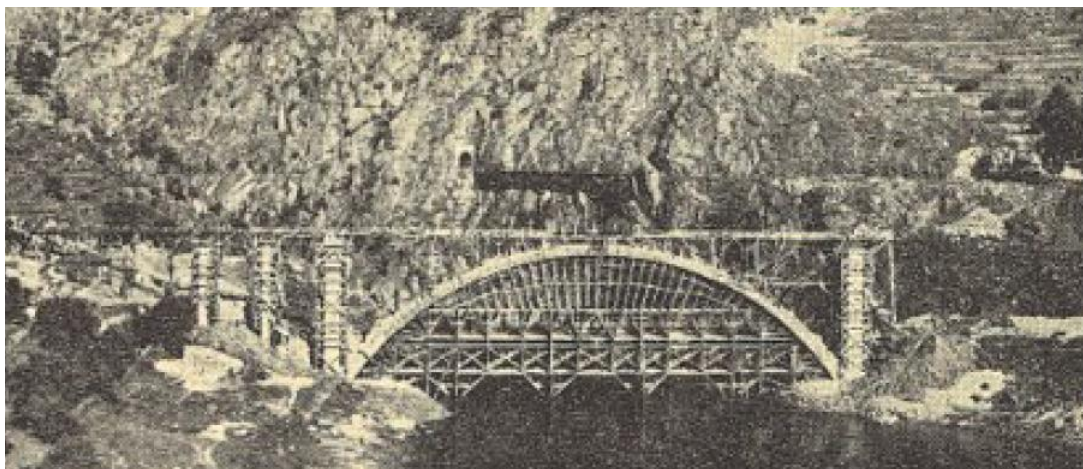


Figura 3.10 – Panorâmica da construção da ponte [37]

O processo de construção desta ponte iniciou-se com a construção de cimbres de madeira ao solo (Figura 3.11), que assentava no leito do rio. O cavalete do cimbres apoiou-se sobre prumos montados nas margens e sobre 2 pilares de alvenaria hidráulica no leito do rio. Na parte inferior do cimbres, aplicaram-se dispositivos, que permitiam que o cimbres descesse uns centímetros. [33]

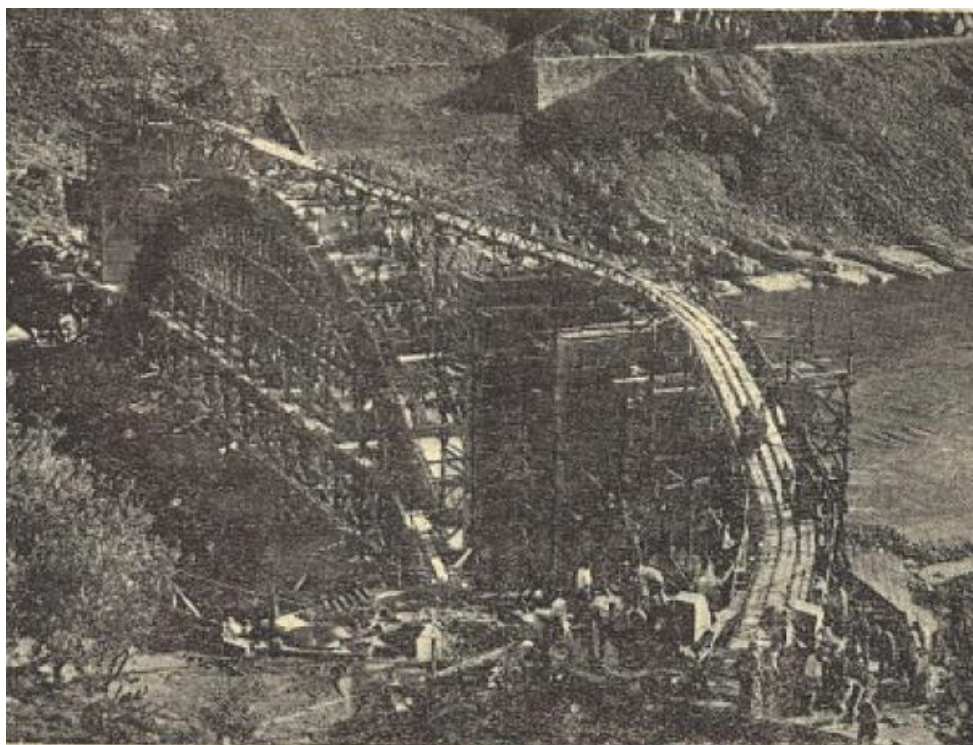


Figura 3.11 – Cimbres de madeira utilizado durante a construção [37]

O método construtivo consistiu num sistema de aduelas independentes (Figura 3.13), de forma a criar intervalos de 0,50 a 0,75 de largura, sendo as juntas preenchidas só quando o betão estava completamente endurecido. Este tipo de articulação, do tipo Freyssinet (Figura 3.12), permite a rotação entre os elementos unidos por esta. Desta forma o efeito de contração do betão durante a presa foi anulado e o arco pode ser considerado como de alvenaria. A betonagem do arco foi feita por aduelas simetricamente dispostas em relação ao fecho. A aduela do fecho do arco só foi executada depois de todos os intervalos entre aduelas estarem preenchidos com betão e este totalmente endurecido. Os espaços livres entre as aduelas foram-se reduzindo da nascença para o fecho [33].

As aduelas são indentadas umas nas outras para fazer face à ação dos esforços tangenciais.

Foram construídos esteios de betão (Figura 3.12) entre a aduela a construir e a que fica na parte inferior para impedir que as aduelas escorreguem. Na parte superior do arco as aduelas foram mantidas nas suas posições somente por 3 varões de aço de 30 mm de diâmetro, que foram cortados quando se preencheram os vazios entre aduelas [33].

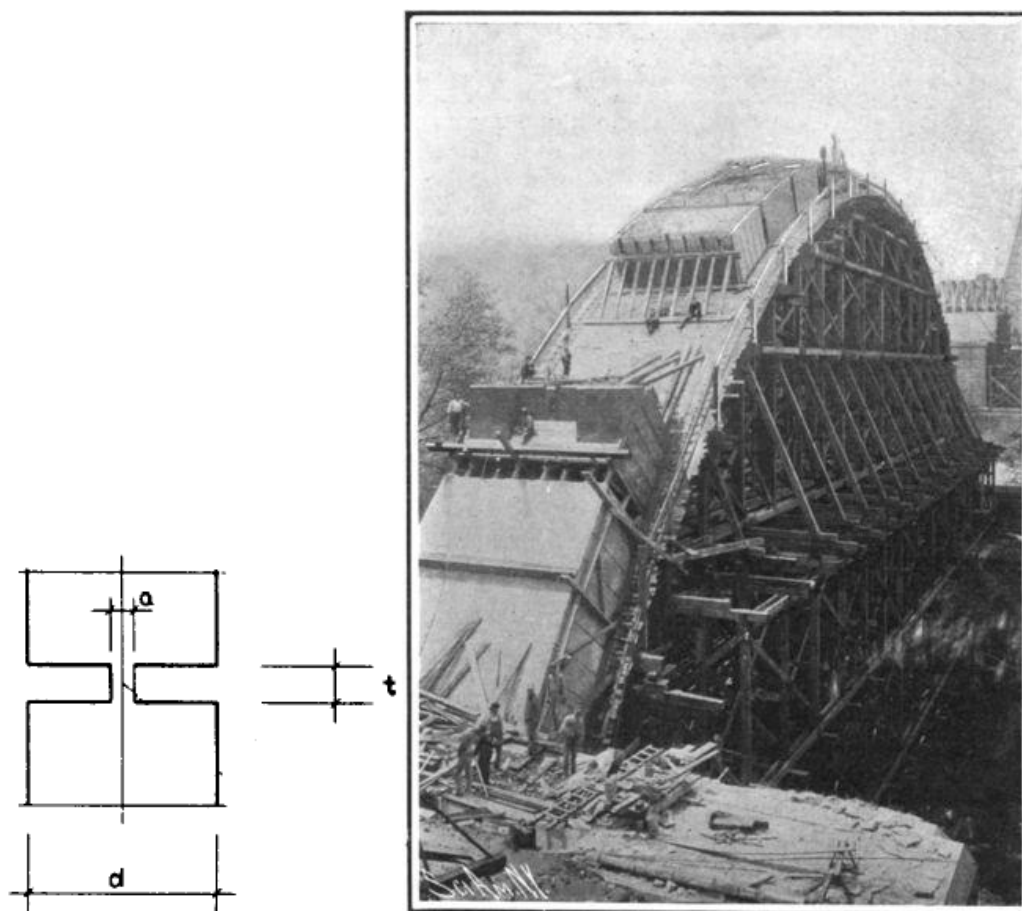


Figura 3.12 – Esquema de uma rótula Freyssinet [38] e método de construção da ponte Walnut Lane [39]

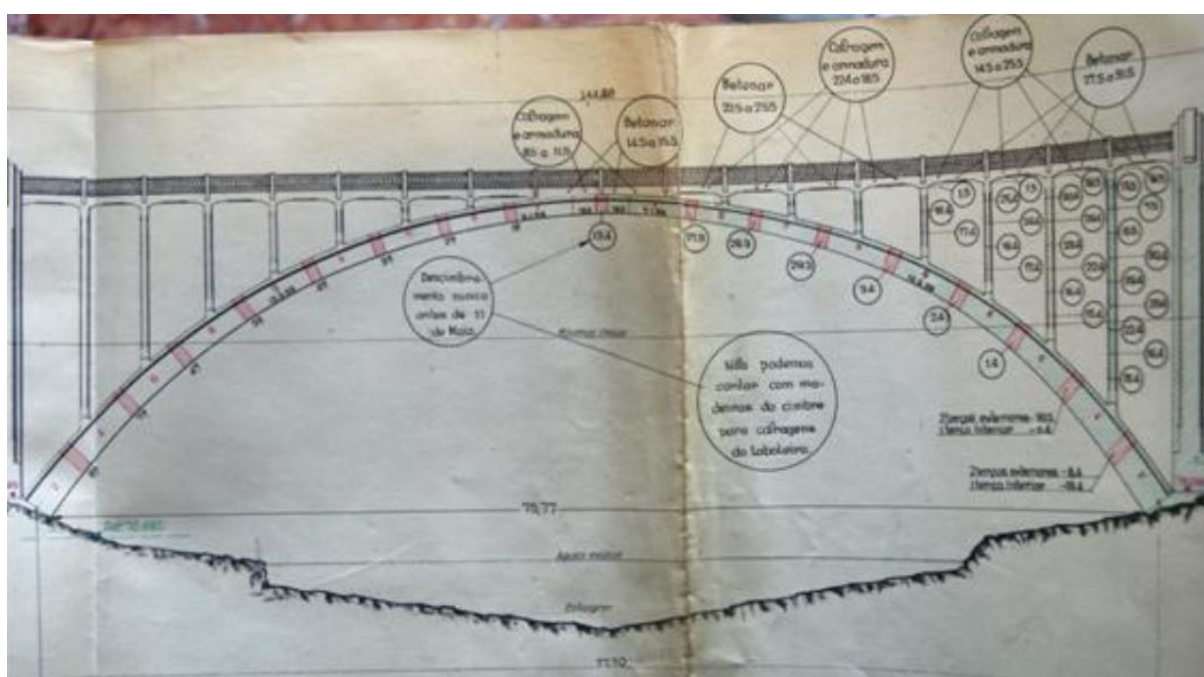


Figura 3.13 – Betonagem do arco por aduelas [40]

O betão empregue no fabrico das aduelas foi fortemente apiloado por meio de vibradores mecânicos, que atuaram dentro da massa.

Passados 21 dias, depois da execução de todas as aduelas, com exceção da de fecho, os vazios foram preenchidos com betão de consistência mais húmida, que o utilizado anteriormente, ficando os esteios embebidos na massa. O enchimento dos vazios foi feito por camadas muito apiloadas, sendo cada camada nova realizada após a anterior ter ganho presa [33].

A aduela do fecho só pode ser concluída 28 dias depois de betonados todos os espaços vazios. Antes desta tarefa verificaram-se todas as juntas de betonagem e a forma do arco. Se se verificasse o aparecimento de fendas nas juntas e o abaixamento do vértice da curva do arco, colocava-se calda de cimento nas juntas e, no final, aplicavam-se macacos hidráulicos ao longo do fecho para exercerem pressão igual à impulsão devida ao peso próprio do arco, como foi feito na ponte de Villeneuve sur Lot. Assim, a betonagem do fecho foi feita com os macacos em pressão, tendo sido deixado espaço para que estes pudessem ser retirados [33].

Em simultâneo com o arco foram construídas as bases dos pilares, após terem sido montadas as respetivas armaduras.

A betonagem do tabuleiro sobre o arco foi feita do fecho para as nascenças, depois de este ter sido descimbrado, dado o arco ser desenhado para cargas simétricas. Os dois pilares mais altos foram construídos até 2/3 da sua altura e os restantes pilares na altura total quando foi efetuado o descimbramento. O resto dos pilares mais altos foi efetuado à medida que se construiu o tabuleiro.

Os dispositivos de descimbramento eram constituídos por caixas em chapa de ferro de 5 mm que foram cheias de areia fina e bem seca. O descimbramento do arco deu-se 28 dias após a betonagem do fecho e depois de terem sido construídos até pelo menos meia altura todos os pilares sobre ele. O cimbão foi descido lentamente [33].

O processo construtivo da ponte é esquematizado na Figura 3.14 e na Figura 3.15.

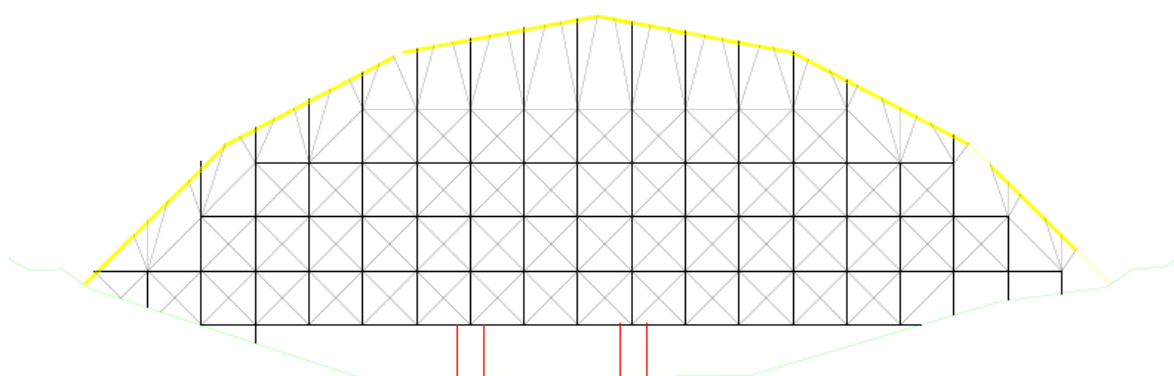


Figura 3.14 – Processo construtivo da ponte (1)

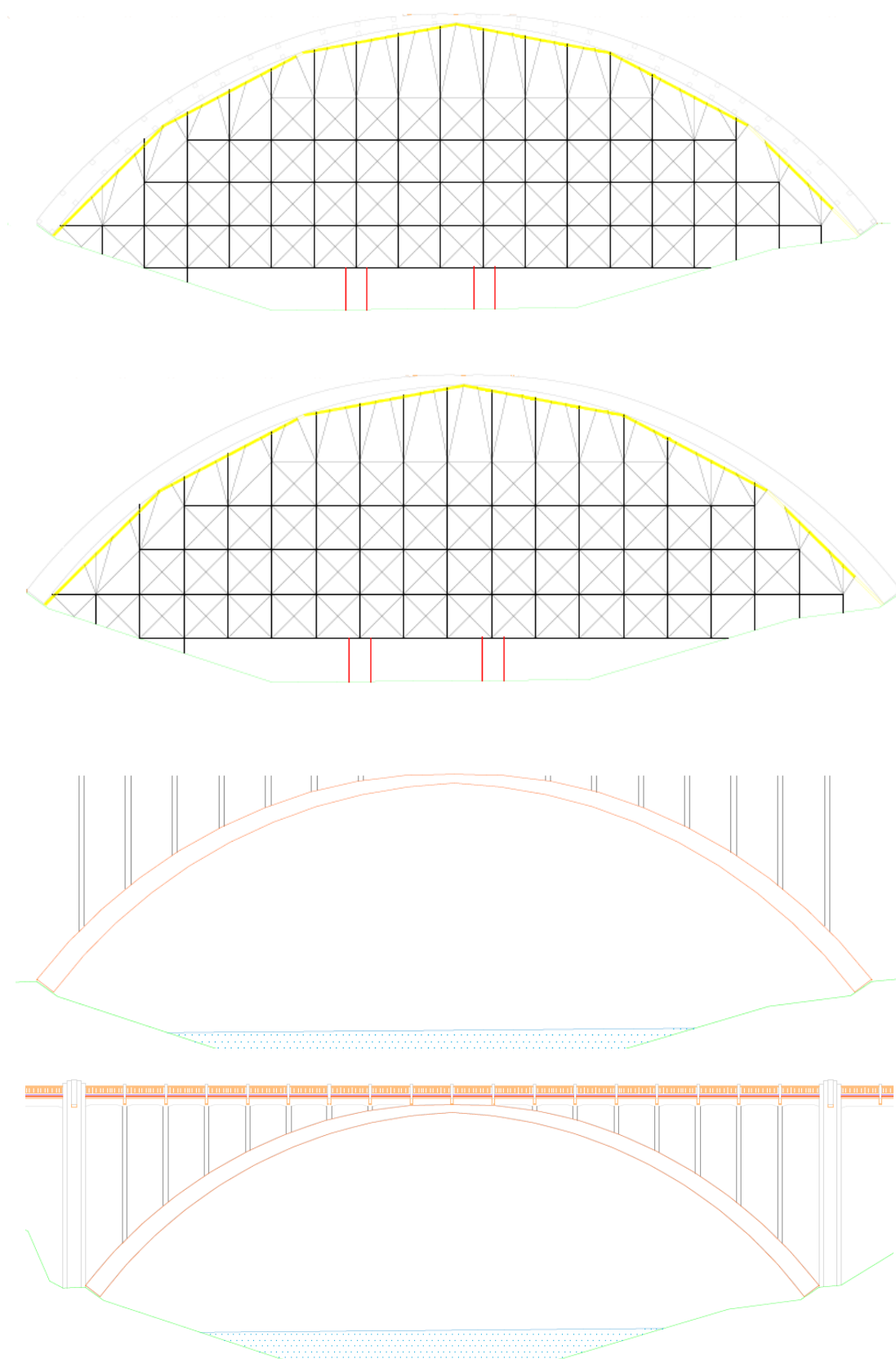


Figura 3.15 – Processo construtivo da ponte (2)

3.5. REABILITAÇÃO

A reabilitação desta ponte (Figura 3.16), da responsabilidade do Engenheiro João Pires da Fonseca (ENCIL – Projetos e estudos de Engenharia civil, Lda), envolveu um conjunto vasto de trabalhos, desde reforço estrutural até ao reforço da drenagem. O empreiteiro desta obra foi a CONDURIL – ENGENHARIA, S.A., com um prazo de 270 dias para a execução dos trabalhos e o valor da empreitada de 1.042.280.00 Euros (+ IVA) [40].

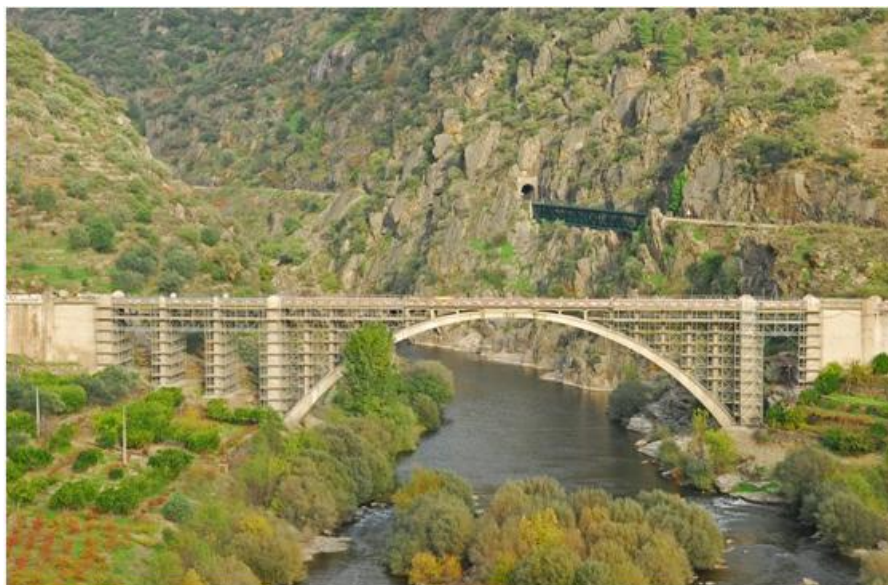


Figura 3.16 – Imagem dos andaimes da reabilitação [41]

Para este trabalho as alterações mais importantes são a nível estrutural, visto ser este o objeto de estudo.

No tabuleiro, as vigas passaram a vigas mistas, tendo as nervuras sido envolvidas por chapas de aço (S235JR) em “U” com 10mm de espessura, ligadas ao betão através de estribos soldados às chapas em “U”, e através de calda de cimento injetada (Figura 3.17).

Os aparelhos de apoio foram todos substituídos por “neoprene cintado”, com possibilidade de rotação e translação em ambas as direções. Estes são do tipo GUMBA (Standard, T5, n=3) e são 8 nos encontros E1 e E2 e 56 nas pilastras (P1, P2, P3 e P4) e pilares (p6-p7-JD). Estes 56 localizam-se: 4 em cada montante, 4 nas JD da zona central e 8 em cada pilastra, isto é, 4 de cada lado das pilastras.

O pavimento de betão, as lajes de passeio e os guarda-corpos foram demolidos. O primeiro foi substituído por uma camada superior de betão, após instalação das armaduras de reforço, aumentando assim a altura do tabuleiro resistente, mas mantendo a altura inicial. As lajes do passeio foram betonadas *in situ*. Os guarda-corpos foram pré-fabricados, mas mantendo a geometria inicial.

As fissuras e armaduras corroídas foram reparadas.

Outros trabalhos ainda executados, foram o reforço da drenagem e reboco dos muros ala, pintura geral da obra com impermeabilizante de betão, impermeabilização dos tabuleiros e instalação de juntas de dilatação no pavimento e passeios.

Na Figura 3.17 mostram-se as alterações à viga de um tabuleiro sobre o arco como exemplo das alterações introduzidas. Todas as armaduras apresentadas fazem parte da reabilitação e não existiam na estrutura inicial.

O arco não sofreu qualquer alteração a nível estrutural. O betão utilizado foi de classe C30/37, tendo assim capacidade resistente à compressão semelhante à do betão original, enquanto nas regularizações foi utilizado betão de classe C15/20. Nas armaduras novas foi utilizado aço A500NR e nas existentes aço S235 em varão liso [34].

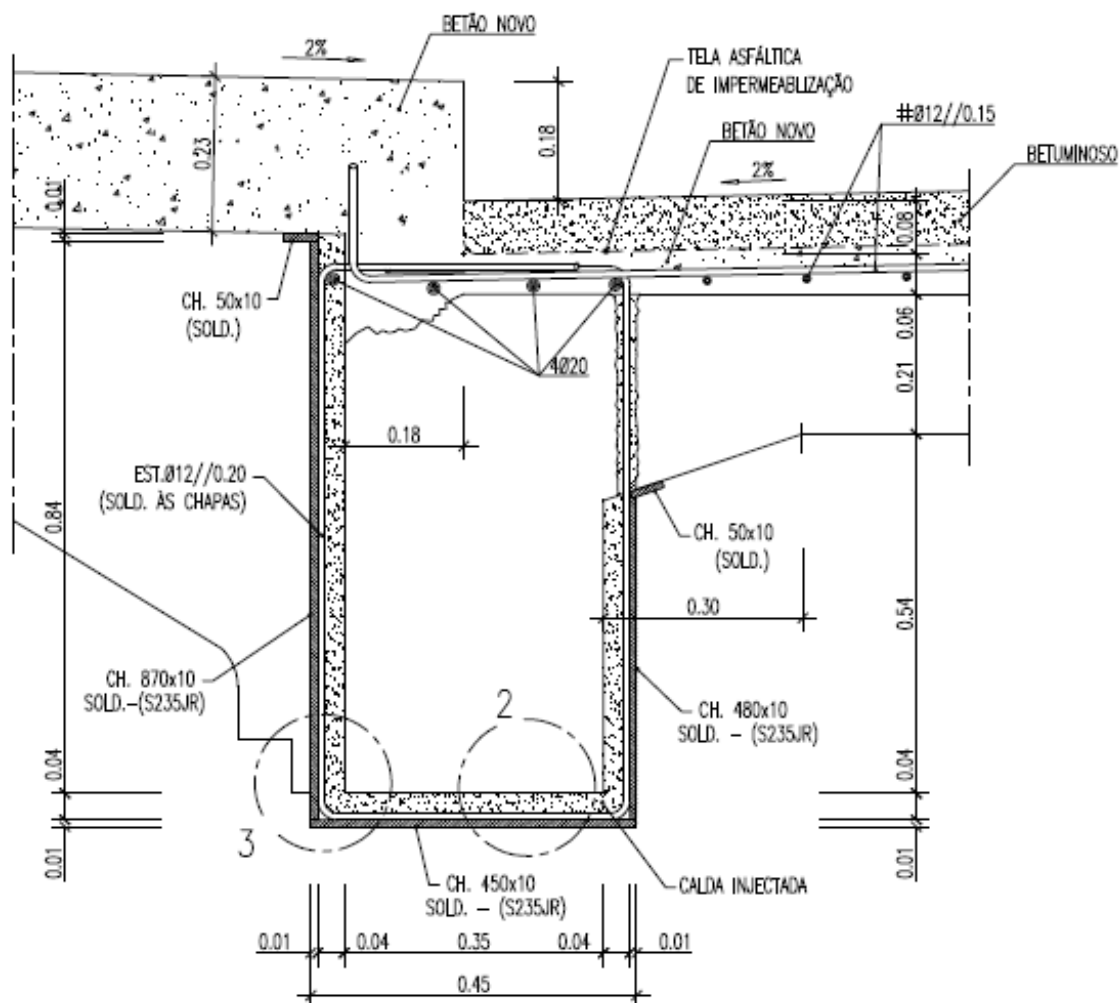


Figura 3.17 – Extrato nº 1 do desenho 28 [34] - Alterações à viga V1, V4 do tabuleiro sobre o arco

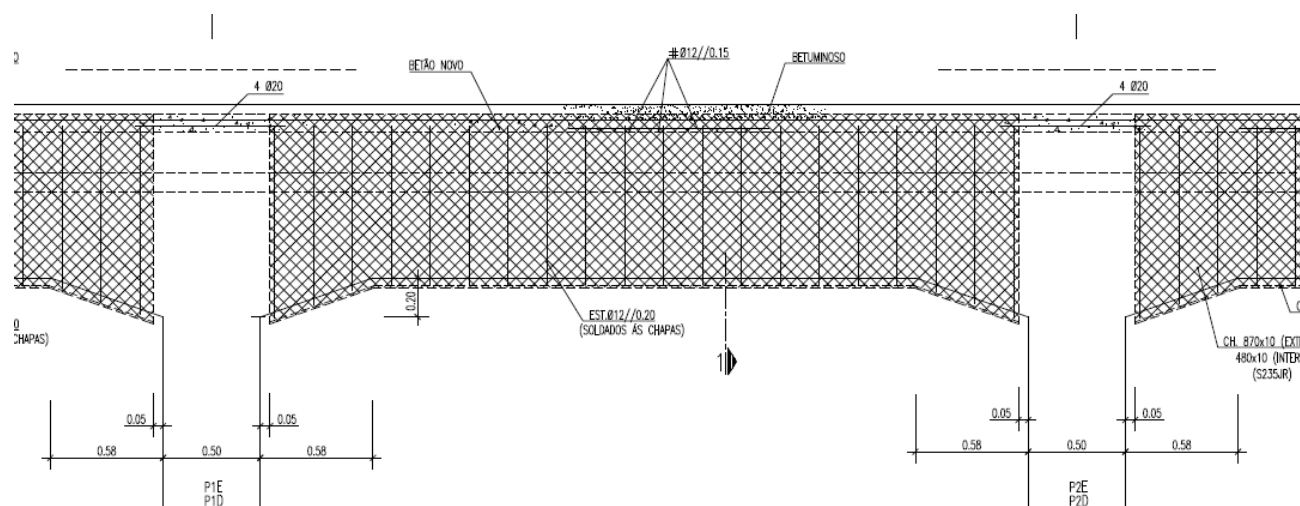


Figura 3.18 - Extrato nº 2 do desenho 28 [34] - Alterações à viga V1 e V4 do tabuleiro sobre o arco entre p1 e p2 (alçado)

4

MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1. ESCOLHA DO MODELO

Neste capítulo apresenta-se um primeiro modelo mais simplificado da estrutura ao nível dos elementos estruturais e das ações atuantes. A escolha deste modelo é resultado dos objetivos do trabalho. Este centra-se no estudo do comportamento estrutural da Ponte sobre o Tua. Assim, é necessário criar um modelo em que seja possível obter as seguintes características da estrutura para a atuação das ações permanentes: esforços, tensões, deslocamentos, frequências e modos de vibração.

O estudo que se pretende fazer da ponte carece de informação sobre o projeto inicial dos anos 40, bem como sobre o processo construtivo utilizado na construção da mesma. Tendo em conta que as alterações associadas à reabilitação da estrutura afetaram pouco o comportamento estrutural da mesma, decidiu-se recorrer ao Projeto de Execução e Memória descritiva da reabilitação. Destes são retirados a geometria da estrutura e as propriedades dos materiais.

Como primeira análise, e de forma a sustentar trabalhos mais detalhados subsequentes, constrói-se um modelo de pórtico tridimensional, composto por elementos de barra com 6 graus de liberdade por nó. Este tipo de modelo permite uma modelação rápida, facilmente alterável, e com um cálculo pouco moroso.

Posteriormente, estuda-se numericamente a influência das rótulas utilizadas no processo construtivo do arco, também com um modelo de elementos de barra.

Seguidamente, desenvolve-se um modelo com elementos finitos do tipo casca, com o objetivo de melhorar o estudo das frequências e modos de vibração no que respeita aos modos de flexão lateral. No capítulo 5, esta estrutura é validada com resultados de ensaios de vibração ambiental.

Na secção seguinte, comparam-se os resultados obtidos nos modelos com elementos de barra e com elementos de casca.

Por último, apresentam-se os resultados de uma análise modal da estrutura, enumerando as frequências naturais obtidas e respetivas configurações modais.

Apenas é feita a análise entre as pilastras P1 e P2 (Figura 4.1), pois nestas existem juntas de dilatação, que impedem a transmissão de momentos dos tabuleiros dos viadutos laterais para os tabuleiros sobre o arco.

A modelação numérica é efetuada com o recurso ao *software* comercial *Autodesk Robot Structural Analysis 2011* [1].

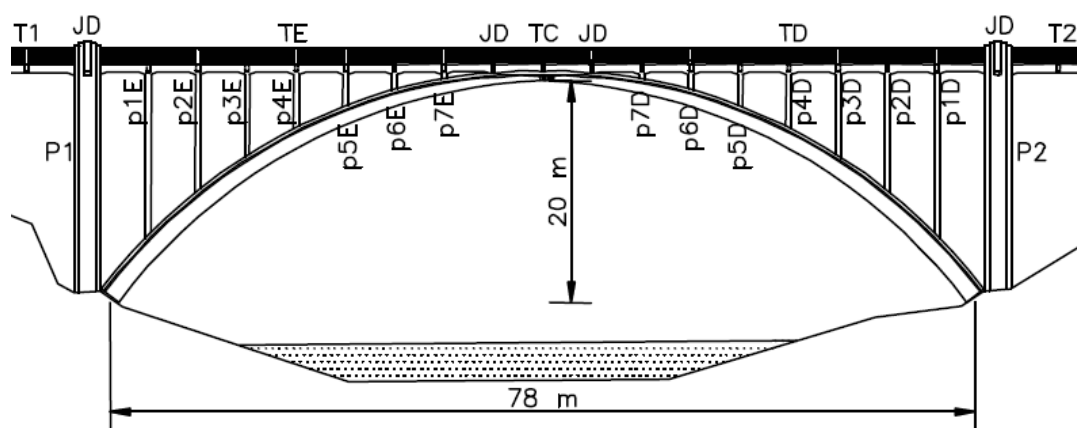


Figura 4.1 – Ponte sobre o Tua [34]

4.2. MODELO DE BARRAS

4.2.1. GENERALIDADES

A análise é estática linear. Uma análise estática significa, que as ações são aplicadas de um modo suficientemente lento, para que sejam desprezáveis as forças de inércia. Quanto à linearidade, assume-se que as deformações provocadas pelas ações são tão pequenas quando comparadas com a estrutura, que não existem alterações na geometria da estrutura e, como tal esforços de segunda ordem decorrentes dessa alteração de geometria. Também é considerada uma relação linear entre tensões e deformações da estrutura, ou seja que os materiais seguem a lei de Hooke.

4.2.2. CONSTRUÇÃO DO MODELO

Neste modelo vão ser admitidas as dimensões e geometria da estrutura com algumas simplificações. O arco é composto por 50 elementos de barra. Como a seção do arco maciço varia ao longo do mesmo, foi admitida uma variação linear entre a nascente do arco e o fecho, tanto para a largura como para a espessura. Embora atualmente a geometria do arco não seja a da expressão (3.1) do capítulo anterior, nesta primeira abordagem, esta expressão foi utilizada, na medida em que a geometria atual não é completamente definida (apenas são conhecidos alguns pontos). É importante sublinhar, que a geometria atual do arco decorre do processo construtivo, mas pode resultar igualmente de deslocamentos que sofreu ao longo dos anos de exploração da ponte. No entanto, o afastamento entre o arco “teórico” e o atual deve resultar fundamentalmente do processo construtivo, que será simulado numa fase subsequente.

Na Tabela 4.1 são apresentadas as coordenadas, altura e largura da secção dos nós do arco utilizados na modelação. Como a estrutura é simétrica, do nó 27 a 51, cota, altura e largura mantêm-se e a distância à origem é a complementar com o comprimento da corda – 77,7 m.

Tabela 4.1 - Coordenadas dos nós do arco do eixo médio

Nó	X (m)	Z (m)	Altura (m)	Largura (m)
1	0,000	0,000	2,400	7,300
2	1,554	2,007	2,352	7,260
3	3,108	3,845	2,304	7,220
4	4,662	5,530	2,256	7,180
5	6,216	7,075	2,208	7,140
6	7,770	8,492	2,160	7,100
7	9,324	9,792	2,112	7,060
8	10,878	10,984	2,064	7,020
9	12,432	12,078	2,016	6,980
10	13,986	13,079	1,968	6,940
11	15,540	13,996	1,920	6,900
12	17,094	14,833	1,872	6,860
13	18,648	15,595	1,824	6,820
14	20,202	16,288	1,776	6,780
15	21,756	16,913	1,728	6,740
16	23,310	17,474	1,680	6,700
17	24,864	17,974	1,632	6,660
18	26,418	18,415	1,584	6,620
19	27,972	18,799	1,536	6,580
20	29,526	19,127	1,488	6,540
21	31,080	19,400	1,440	6,500
22	32,634	19,621	1,392	6,460
23	34,188	19,789	1,344	6,420
24	35,742	19,908	1,296	6,380
25	37,296	19,977	1,248	6,340
26	38,85	20,000	1,200	6,300

Os montantes são definidos conforme posição e geometria atual. Do projeto de Execução foram retiradas as distâncias da posição dos montantes às nascenças do arco. Devido a imprecisões construtivas ou deformações, os montantes apresentam distâncias à origem diferentes dos lados de montante e de jusante, sendo utilizada a média das duas para o modelo. Outra questão, é que o centro de gravidade da nascença do arco não coincide com o da pilastra P1, sendo as distâncias fornecidas a

esta. Como tal, foi necessário às distâncias fornecidas subtrair a diferença entre os centros de gravidade do arco e da pilastra P1, que é de 2,17 m conforme mostrado na Figura 4.2.

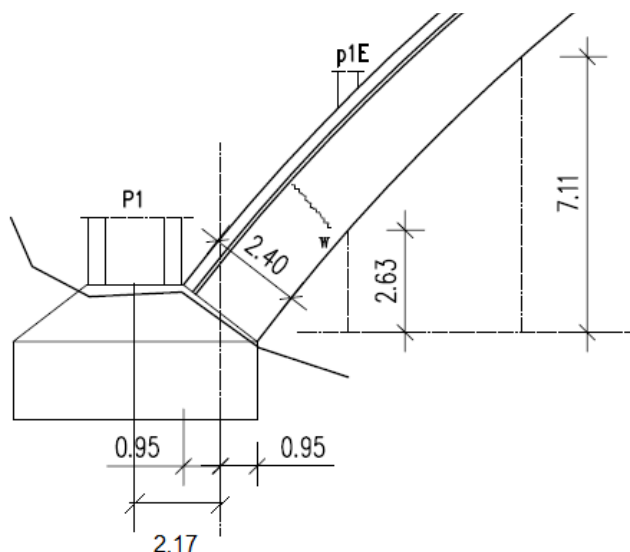


Figura 4.2 – Extrato nº 1 do desenho 20 [34] - Sapata da pilastra P1 e arco (m)

Os montantes p1E até p4E (Figura 4.1) são formados por dois elementos gémeos. No entanto para a análise estrutural, adota-se uma secção maciça equivalente, isto é com largura igual à soma das partes maciças. A distância de cada montante à origem (centro de gravidade do arco), altura, espessura e larguras na base e no topo são apresentadas na Tabela 4.2. Para os montantes p1D a p4D (Figura 4.1), as dimensões são todas muito semelhantes ou iguais, como tal, consideraram-se elementos simétricos. Esta simplificação só permite concluir resultados no plano da estrutura.

Tabela 4.2 - Distância, altura, espessura e largura dos montantes

Montante	Distância (m)	Altura (m)	Espessura (m)	L,base (m)	L,topo (m)
p1E	3,323	14,49	0,5	5,4	4,8
p2E	7,780	10,50	0,5	5,4	4,8
p3E	12,223	7,35	0,5	5,4	4,8
p4E	16,684	4,83	0,5	5,4	4,8
p5E	21,112	2,87	0,5	6,55	6,36
p6E	25,538	1,39	0,5	6,47	6,36
p7E	29,975	0,42	0,5	6,41	6,41

O tabuleiro da ponte (Figura 4.3) foi modelado como uma barra contínua. Como a laje do passeio e a viga de bordo estão rigidamente ligadas ao tabuleiro principal, e também são contínuas, foram consideradas na definição das características estruturais do mesmo (Figura 4.4).

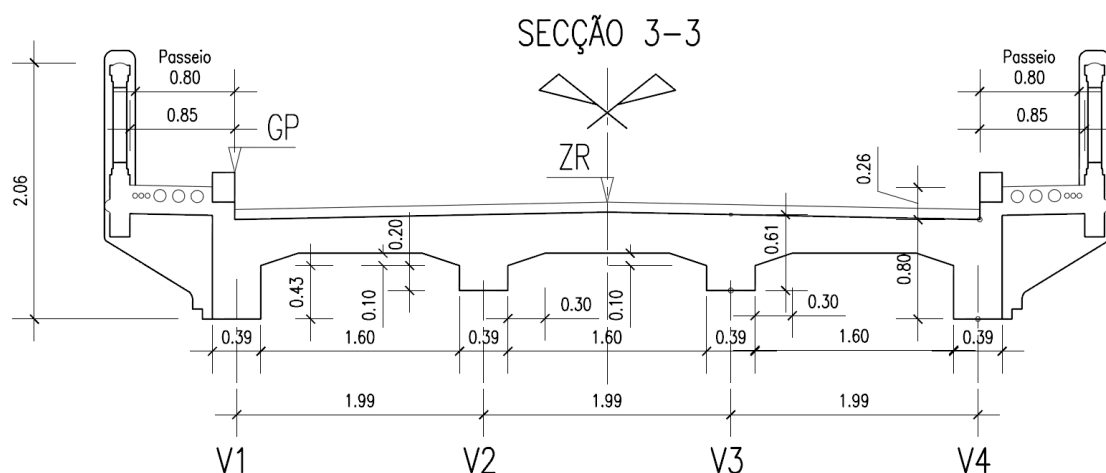


Figura 4.3 - Extrato nº 1 do desenho 23 [34] - Tabuleiro sobre o arco

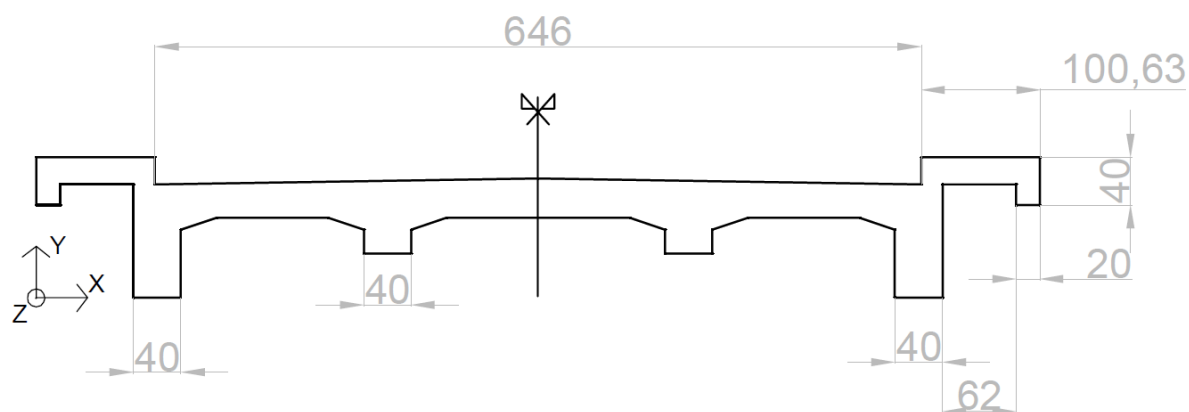


Figura 4.4 - Secção do tabuleiro estrutural sobre o arco antes da reabilitação (cm)

Tabela 4.3 - Propriedades do tabuleiro estrutural (Anexo A1)

Área (cm ²)	34694
Perímetro (cm)	2246
X _{CG} (cm)	423
Y _{CG} (cm)	75
I _x (cm ⁴)	2,039E+07
I _y (cm ⁴)	2,158E+09
I _z (cm ⁴)	1,226E+07
y _{sup} (cm)	43
y _{inf} (cm)	75

O tabuleiro estrutural e as suas propriedades mecânicas apresentam-se na Figura 4.4 e Tabela 4.3 respetivamente. As últimas foram calculadas no *Autocad* e verificadas no Robot. As coordenadas do centro de gravidade e inércias são referentes a um sistema de eixos XYZ apresentado na Figura 4.4. O y_{sup} e y_{inf} significam as distâncias do centro de gravidade respetivamente aos pontos mais afastados superiormente e inferiormente do mesmo.

O arco é encastrado nas suas nascenças e o tabuleiro é considerado simplesmente apoiado sobre as pilastras P1 e P4, pois as juntas de dilatação permitem deslocamentos horizontais e rotações.

Todos os montantes estão rigidamente ligados ao arco. No que respeita, às ligações dos montantes com o tabuleiro, os mais compridos (p1E a p5E) têm rótulas, que apenas permitem rotações longitudinais, devido à existência de rótulas de betão. Os mais curtos (p6E e p7E) possuem rótulas que permitem, não só rotações longitudinais, mas também deslocamentos longitudinais e transversais, dada a existência de apoios de neoprene. Um corte e alçado de um montante são apresentados na Figura 4.5 a título de exemplo. Uma simplificação usada nos montantes (p1, p2, p3, p4), que não são maciços, foi modelar montantes menos largos, retirando-lhes a largura dos vazios respetivos. Note-se contudo que este procedimento não permite a correta modelação da inércia da estrutura em relação ao eixo vertical.

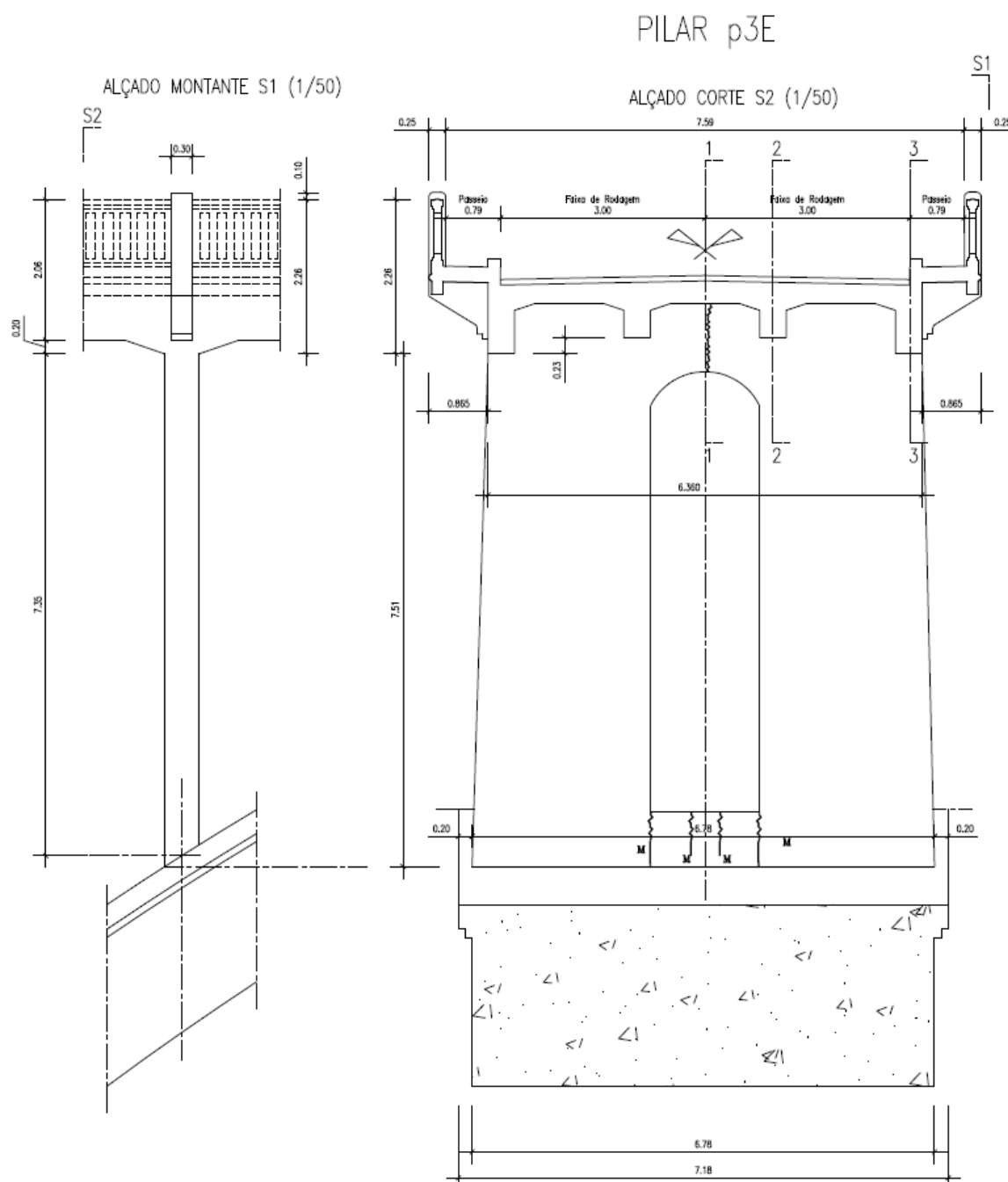


Figura 4.5 – Extrato nº 1 do desenho 15 [34] - Pilastra p3E (alçado e corte)

Na zona central do tabuleiro, entre as juntas de dilatação sobre o arco, arco e tabuleiro estão ligados. Na zona das juntas de dilatação, a ligação é maciça. Entre as J.D.4 e J.D.5 (Figura 4.6) existem quatro vigas como nos restantes troços do tabuleiro sobre o arco (TE e TD da Figura 4.1). Na modelação criaram-se duas barras transversais interiores às juntas, com dimensões da largura do arco (6,3 m) e espessura 0,5 m (Figura 4.6). As J.D.4 e J.D.5 permitem rotações e deslocamentos.

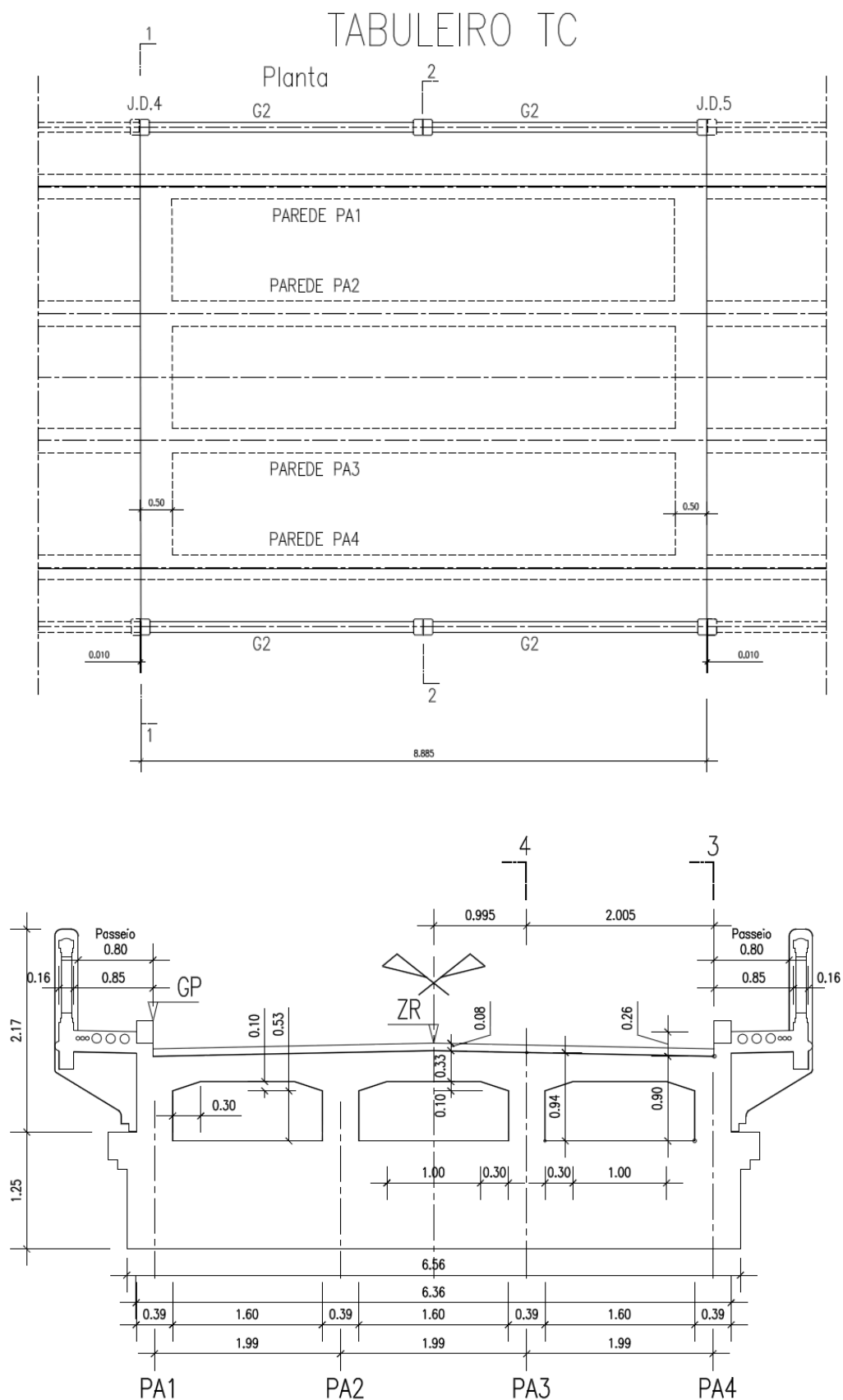


Figura 4.6 - Extrato nº 1 do desenho 24 [34] - Planta e corte (secção 2-2) do tabuleiro central (TC)

Para os aparelhos de apoio situados nas juntas de dilatação 3 e 6 (sobre as pilastras P1 e P2), que são constituídas por apoios neoprene, foram determinadas as suas rigidezes verticais e horizontais. A rigidez horizontal e vertical é a constante que relaciona a força aplicada ao apoio com o deslocamento do mesmo. Estas foram baseadas nas expressões da referência bibliográfica [38] e consultados os catálogos dos aparelhos de apoio [42] para conhecer as características dos mesmos. Na expressão (4.1) G_{neop} é o módulo de distorção do neoprene, a é a menor dimensão do aparelho de apoio, t_{neop} a espessura do mesmo e η_3 é um coeficiente de forma, que depende da relação de dimensões nos apoios:

$$E = 3 * G_{neop} * \left(\frac{a}{t_{neop}} \right)^2 * \eta_3 \quad (4.1)$$

Visto o apoio neoprene ter as dimensões 200x300x50 mm, resulta para a o valor de 200 mm e para t_{neop} 50 mm.

Tabela 4.4 – Coeficientes de forma [41]

b/a	1	1,5	2	3	4	6	8	10	∞
η_3	0,14	0,196	0,229	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

Como b/a vale 1,5, o coeficiente de forma vale 0,196. Substituindo na expressão (4.1) o G_{neop} e η_3 , que é de 1 N/mm², obtêm-se um módulo de elasticidade de 9,41 N/mm².

A rigidez vertical é obtida pela expressão:

$$K_v = \frac{E * A}{t_{neop}} \quad (4.2)$$

A área do apoio é de 0,06 m² e a espessura de 50mm, assim K_v obtido é de 11289,6 N/mm². A rigidez horizontal é obtida pela expressão:

$$K_h = \frac{G_{neop} * A}{t_{neop}} \quad (4.3)$$

Sendo o G_{neop} o valor de 1 N/mm², a rigidez horizontal longitudinal é de 1200 N/mm.

Como existem quatro apoios de neoprene, a rigidez vertical e horizontal são quádruplas e valem respetivamente 45158 kN/m e 4800 kN/m.

A título exemplificativo, são apresentadas duas figuras do modelo construído (Figura 4.7 e Figura 4.8).

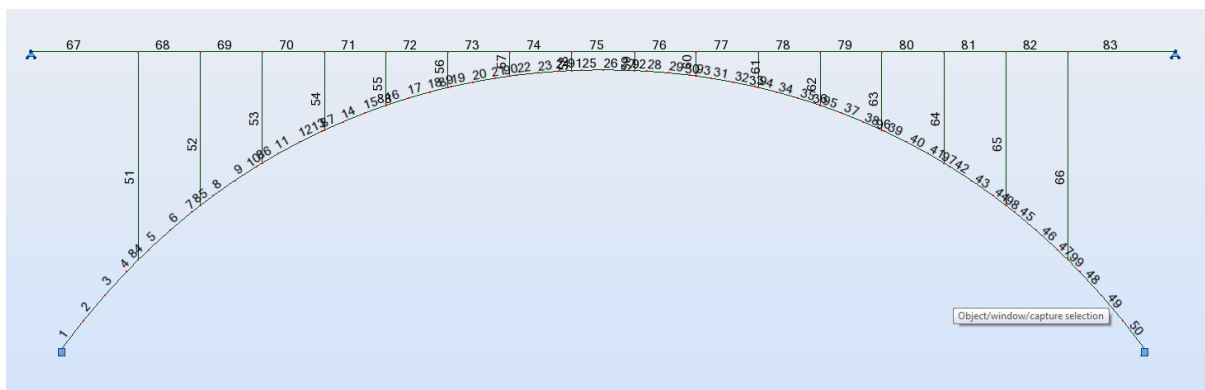


Figura 4.7 – Modelo no plano XZ

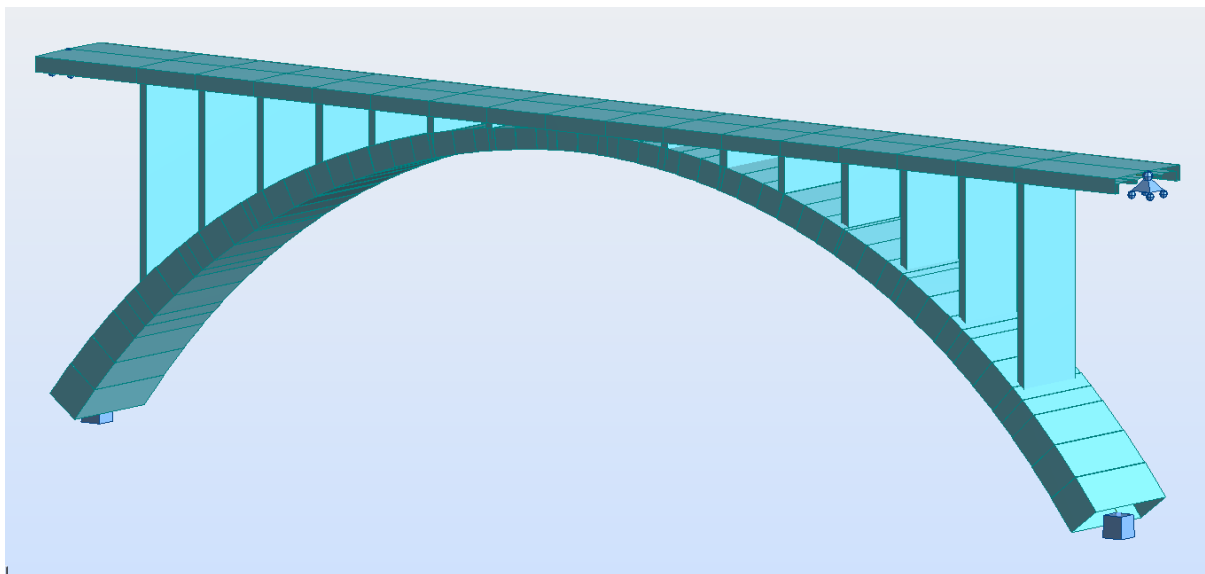


Figura 4.8 - Perspetiva do modelo construído

4.2.3. DEFINIÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES

No que respeita às ações permanentes, o peso próprio da estrutura é calculado automaticamente pelo programa a partir das seções. As restantes ações permanentes foram determinadas a partir das soluções definidas no projeto de execução, designadamente pavimento betuminoso, passeio e respetivo lancil e guarda corpos (Figura 4.9) em betão (constituído por pilaretes, consolas mais robustas e balaustrada). Foram todas aplicadas como cargas distribuídas longitudinalmente à ponte, exceto as últimas, em que os pilaretes e consolas adjacentes foram consideradas como cargas concentradas.

Os pesos volúmicos utilizados para os pavimentos seguiram o preconizado no Quadro A.6 do EC1-1 [43] 25kN/m^3 e para os restantes, como são de betão, foi utilizado o mesmo valor. Apenas para o lancil do passeio foi utilizado um peso volúmico inferior, devido a este possuir buracos com fins de drenagem. As restantes cargas permanentes são apresentadas na Tabela 4.5.

As ações introduzidas pela balaustrada dos guarda corpos, foram calculadas através da sua área lateral e respetiva espessura na expressão (4.4).

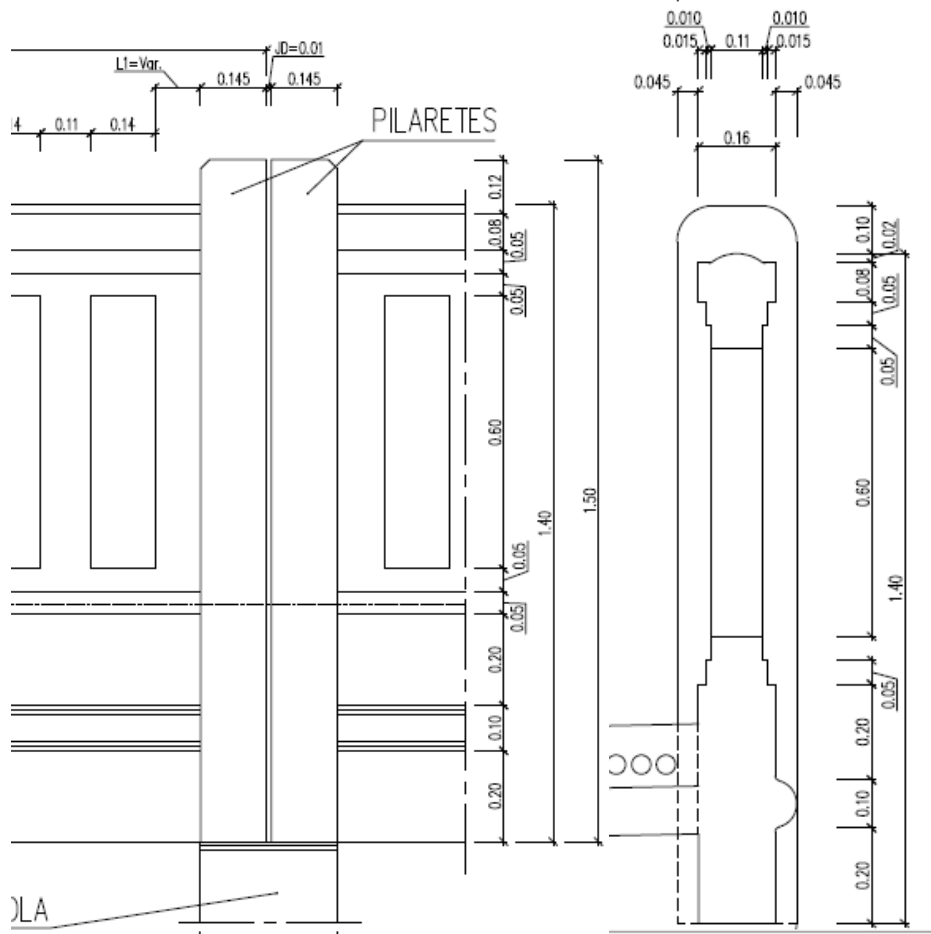


Figura 4.9 – Guarda-corpos (alçado e corte) [34]

$$A_i = l_i \times h_i \quad (4.4)$$

$$A_{l,c} = l_c \times h_c + l_{i,s} \times h_{i,s} = (4,28 - 0,14 \times 16) \times 0,60 + 4,28 \times 0,05 \times 2 = 1,65m^2$$

$$A_{l,s,i} = l_{i,s} \times h_{i,s} = 1,40 - (0,60 + 0,05 \times 2) = 0,7m^2$$

$$V = \sum_{i=1}^n A_i \times e_i$$

$$V = 1,65 \times 0,11 + 0,7 \times 0,16 = 0,294 m^3$$

$$V = 0,294/4,28 = 0,0686 m^3/m$$

$$RCP_{GC} = V \times \gamma_b = 1,72 kN/m$$

Os pilaretes e consolas são calculados pela expressão (4.5).

$$V = e \times l \times h \quad (4.5)$$

$$V_{pilarete} = 0,25 \times 0,29 \times 1,50 = 0,102m^3$$

$$RCP_{pilarete} = V \times \gamma_b = 2,72kN/m$$

$$V_{consola} = 0,30 \times 0,8 \times 0,8 = 0,19m^3$$

$$RCP_{consola} = V \times \gamma_b = 4,8kN/m$$

Tabela 4.5 – Restantes cargas permanentes distribuídas

Elemento	Y (kN/m ³)	Espessura (m)	Largura (m)	Carga (kN/m)
Pavimento	25	0,08	6	12,00
Passeio	20	0,12	0,66	1,58
Lancil	25	0,24	0,18	1,08
Guarda corpo	25			1,72

4.2.4. SIMPLICAÇÕES E AÇÕES CONSIDERADAS

Neste modelo não é considerado o processo construtivo, que introduz algumas alterações, principalmente na geometria do arco e consequentemente nos esforços e tensões.

Embora o arco seja concebido para cargas simétricas, neste primeiro modelo não são consideradas cargas assimétricas e assentamentos de apoio. Só foi tido em conta o peso próprio da estrutura e as restantes cargas permanentes (pavimento, passeios, guarda-corpos). Outros efeitos não contabilizados, que são relevantes em estruturas de betão são a fluência e retração.

4.2.5. RESPOSTA ESTRUTURAL ÀS AÇÕES PERMANENTES

Na presente seção sistematizam-se os resultados da análise numérica da resposta da estrutura às ações permanentes, expressa em termos de esforços, tensões, deslocamentos e reações. Os esforços apresentados são os Momentos fletores na direção longitudinal da ponte (M_y - M_Y), o esforço axial (N - F_X) e o esforço transversal (V - F_Z). Também são apresentados deslocamentos verticais dos nós e todas as reações, nos apoios. As tensões calculadas são tensões normais de acordo com a expressão:

$$\sigma = \frac{F_x}{A_x} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_x}{W_x} \quad (4.6)$$

Esta expressão só é válida para um comportamento elástico linear, enquanto não existir a abertura de fendas no betão. No entanto, em serviço normalmente as estruturas apresentam este tipo de comportamento. Para a visualização e apresentação de resultados, são apresentadas tabelas com os esforços, tensões e deslocamentos e figuras com os diagramas de esforços e deslocamentos, embora nem sempre com uma escala uniforme e coerente. Uma análise quantitativa só é possível através das tabelas. Estas só apresentam resultados para os nós da estrutura, ocorrendo em algumas situações os máximos fora destes. Outra questão que é importante sublinhar é que todos os resultantes obtidos se referem à ação correspondente ao peso estrutural e restantes cargas permanentes (RCP), exceto na Tabela 4.6 em que se apresentam em separado as reações para o peso estrutural (Caso 1), restantes cargas permanentes (Caso 3) e a soma dos dois (4 (C)). Os máximos e mínimos referidos nas legendas das tabelas correspondem aos esforços, tensões e deslocamentos com os respetivos sinais.

Tabela 4.6 – Reações por casos de carga

Nó	Caso	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
1	1	15853	21220	-4336
1	3	981	1021	1067
1	4 (C)	16834	22240	-3261
51	1	-15853	21219	4322
51	3	-981	1021	-1067
51	4 (C)	-16834	22240	3261
68	1	-4	37	0
68	3	0	17	0
68	4 (C)	-4	54	0
85	1	4	37	0
85	3	0	17	0
85	4 (C)	4	54	0

Tabela 4.7 – Reações nos apoios

Nó	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
1	16834	22240	-3261
51	-16834	22240	3261
68	-4	54	0
85	4	54	0

Tabela 4.8 – Esforços máximos e mínimos

		Nó	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
Arco	max	1,5,63	27892	868	1622
	min	25/47/2	15876	-867	-3321
Montantes	max	68/62,79/59	2124	951	767
	min	74/59,76/62	188	-951	-767
Tabuleiro	max	76,77/76/v	951	501	16
	min	68,69,84,85/77/69	-5	-501	-1276

Tabela 4.9 – Tensões máximas e mínimas

			Tensões (MPa)				Fx/Ax
Nó			σ max	σ min	σ max(My)	σ min(My)	
Arco	max	26/59/26/65/26	2,79	1,86	0,74	-0,03	2,05
	min	42,65/4/54,55/26/9	1,50	1,00	0,03	-0,74	1,42
Montantes	max	59/67/59/v/53,52	3,19	0,74	2,97	0,00	0,79
	min	80/59/v/75/73,74,79,80	0,07	-2,76	0,00	-2,97	0,07
Tabuleiro	max	69/76,77/69/v/76,77	3,68	0,00	3,68	0,00	0,31
	min	68,85/69/v/69/var	0,00	-2,11	0,00	-2,11	0,00

Tabela 4.10 – Deslocamentos máximos e mínimos

		Nó	UX (cm)	UZ (cm)
Arco	max	15,14,56/1 51	0,052	0,000
	min	38,37/19	-0,052	-0,237
Tabuleiro	max	68,39,70,71/68,85	0,092	-0,036
	min	81,82,83,84,85/86	-0,092	-0,237

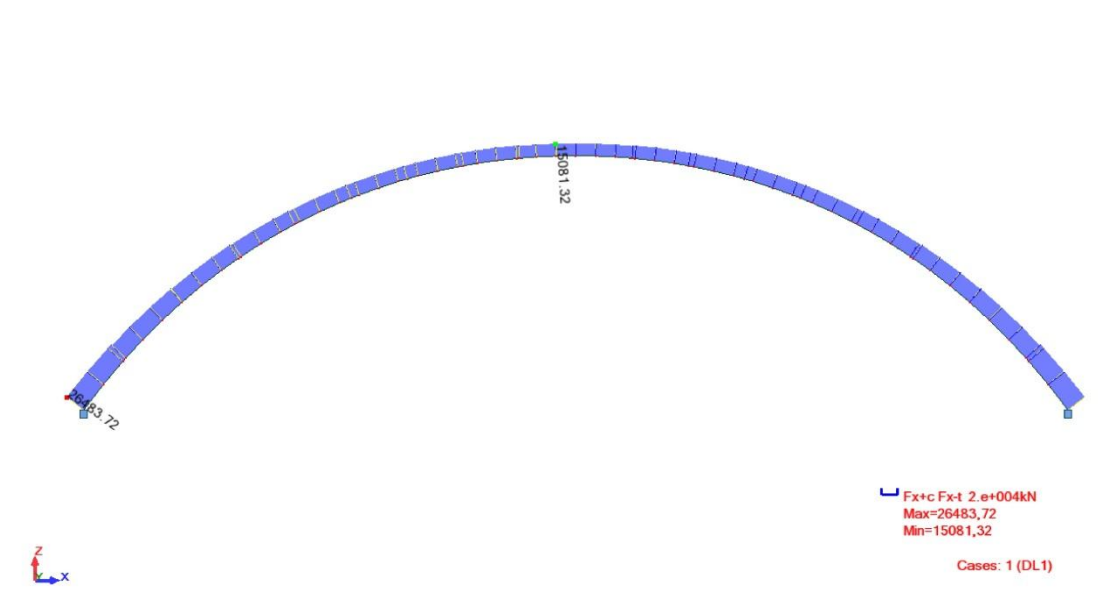


Figura 4.10 – Esforço axial no arco sob ação do peso próprio

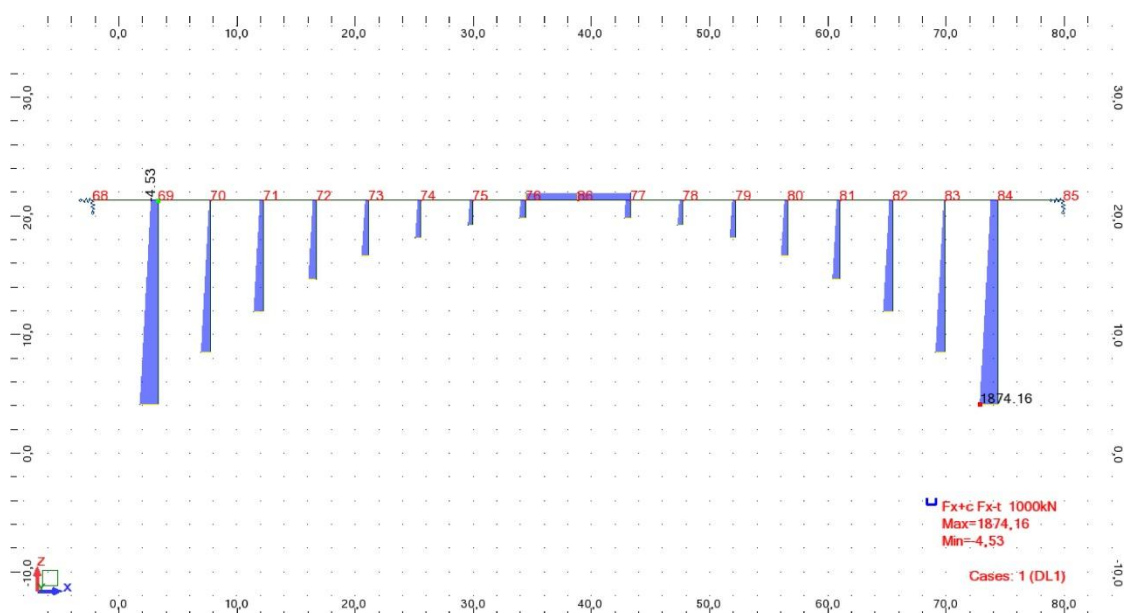


Figura 4.11 – Esforço axial no tabuleiro e montantes e tabuleiro sob ação do peso próprio

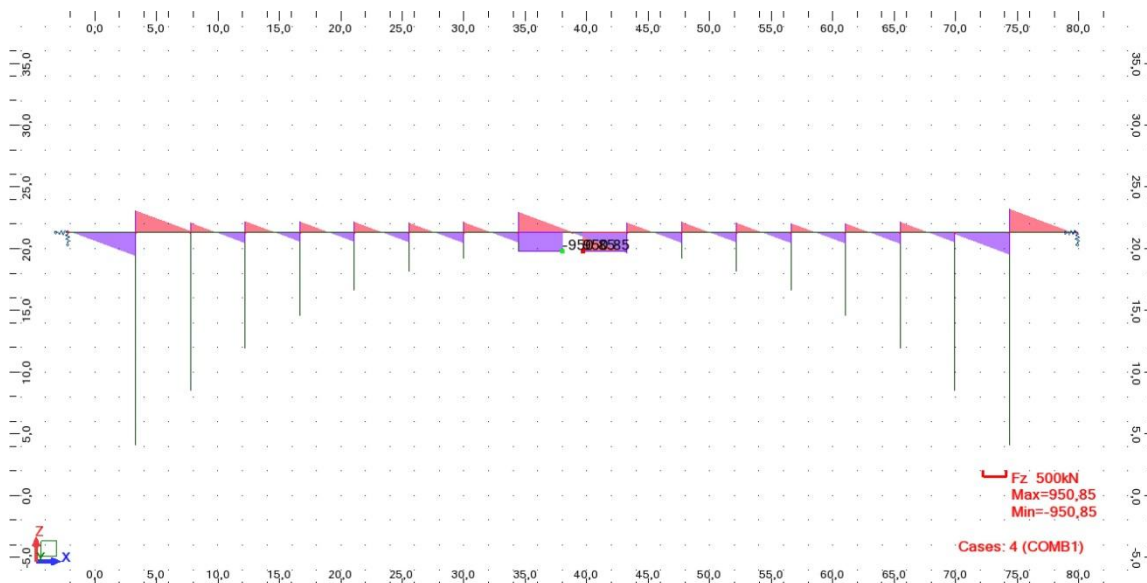


Figura 4.12 – Esforço transverso nos montantes e tabuleiro sob ação do peso próprio e restantes cargas permanentes

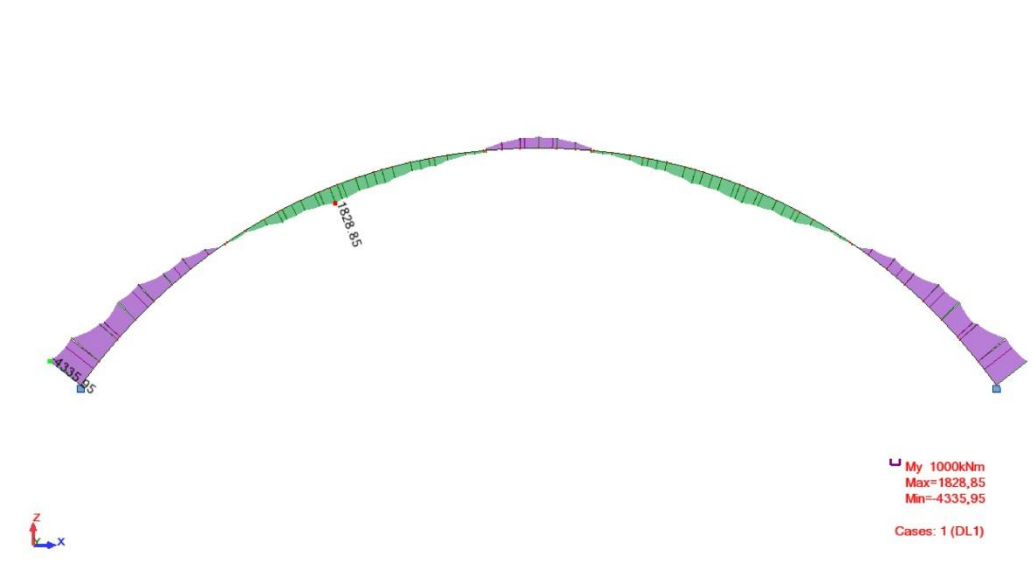


Figura 4.13 – Diagrama de Momentos fletores na estrutura sob ação do peso próprio

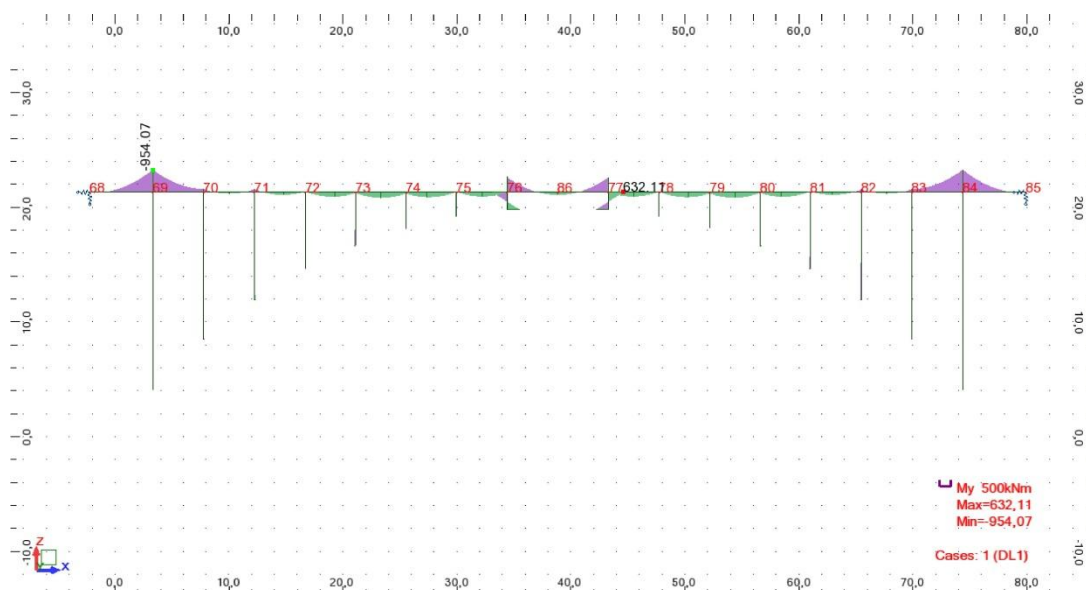


Figura 4.14 – Momentos fletores do tabuleiro e montantes sob ação do peso próprio

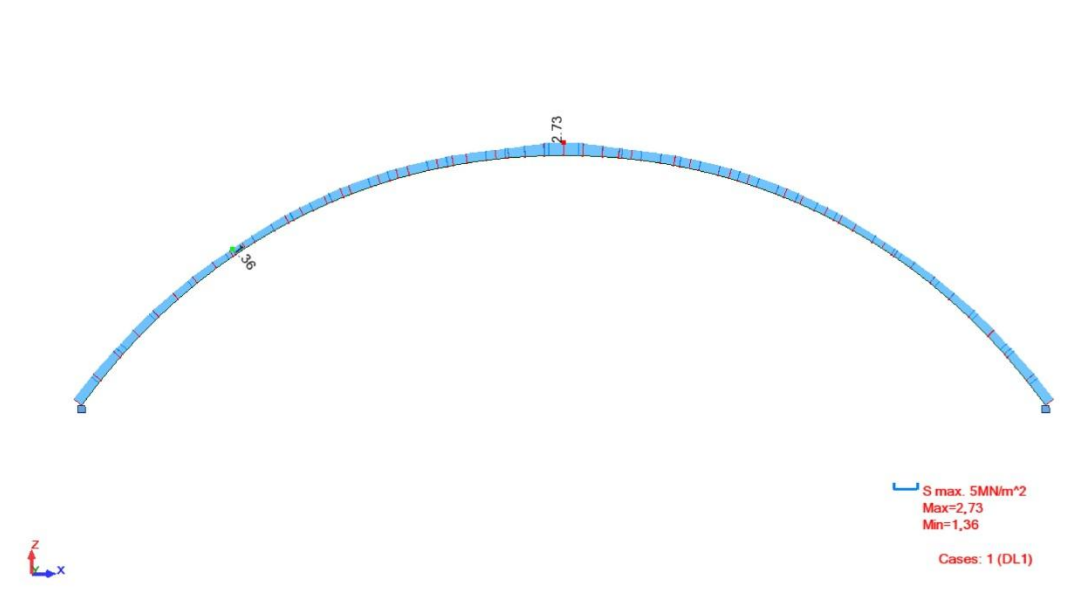


Figura 4.15 – Tensões máximas no arco sob ação do peso próprio

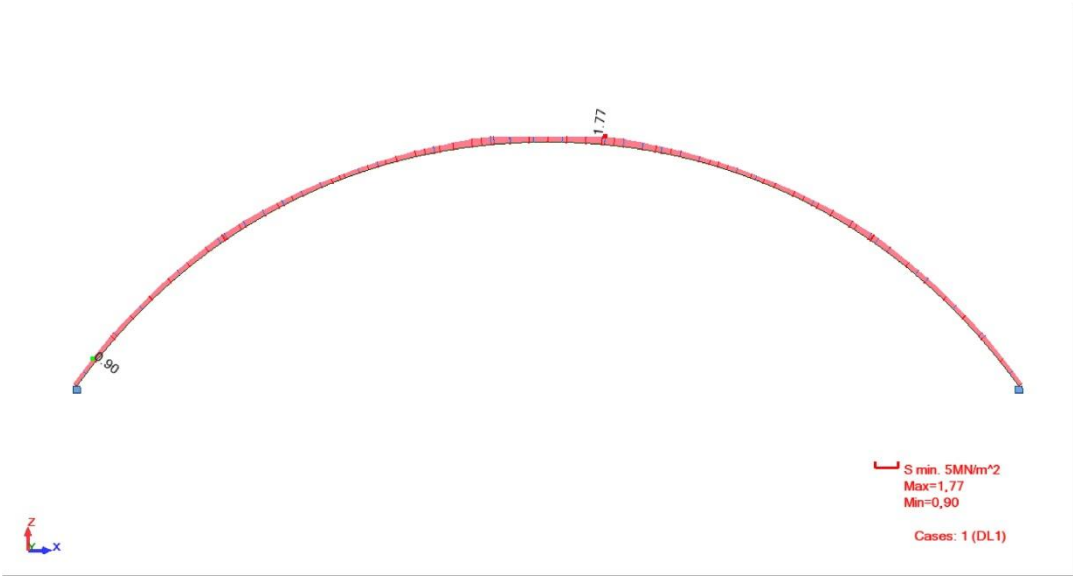


Figura 4.16 - Tensões mínimas no arco sob ação do peso próprio

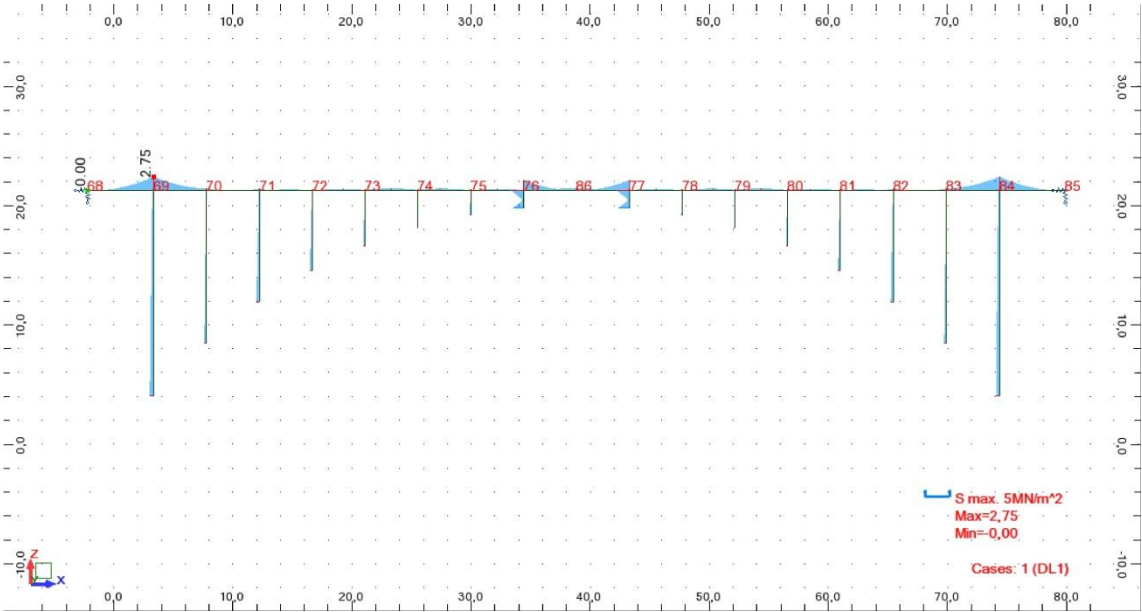


Figura 4.17 - Tensões máximas no tabuleiro e montantes sob ação do peso próprio

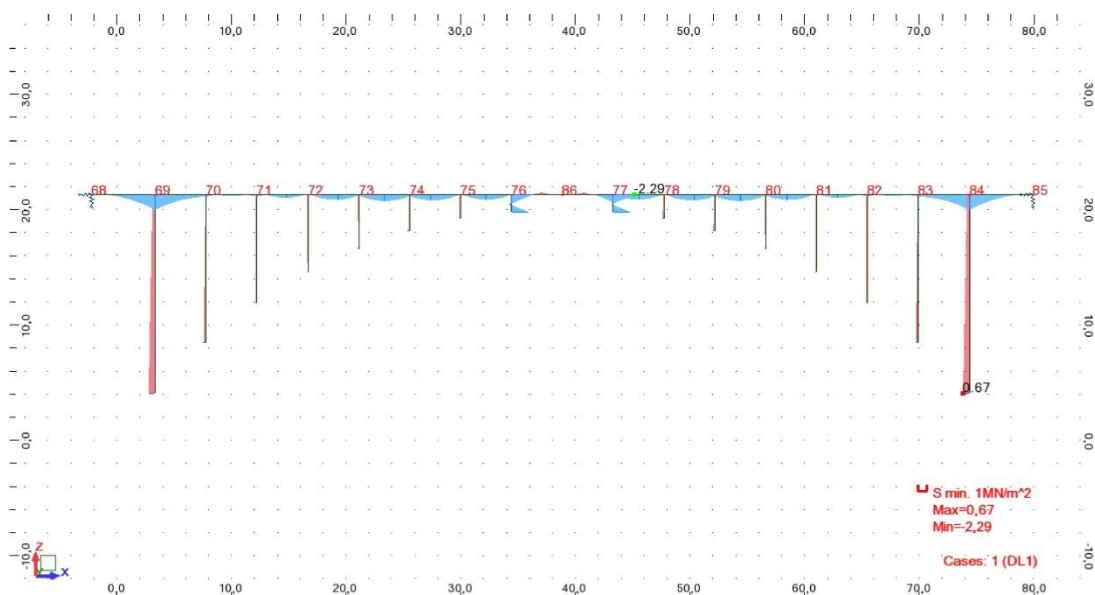


Figura 4.18 - Tensões mínimas no tabuleiro e montantes sob ação do peso próprio

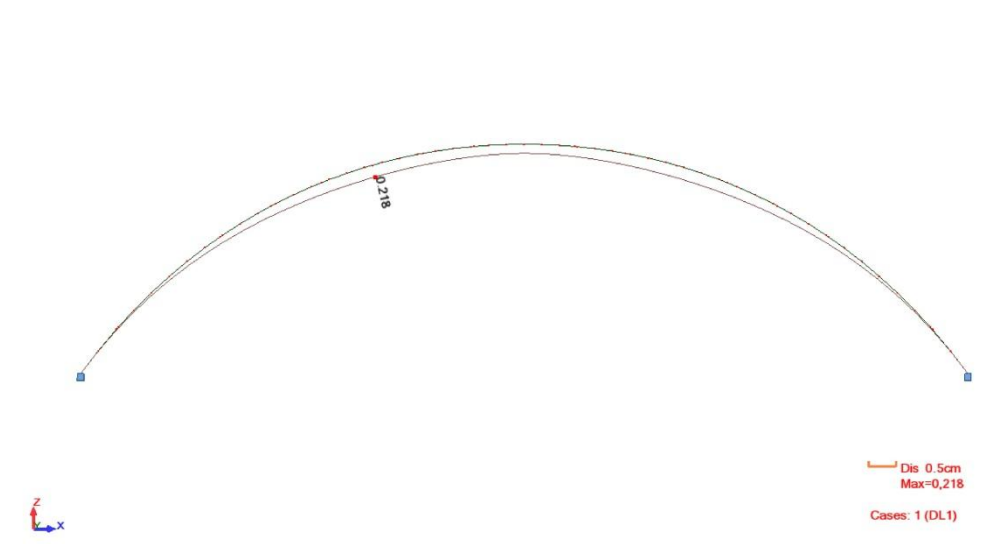


Figura 4.19 – Deslocamentos do arco sob ação do peso próprio

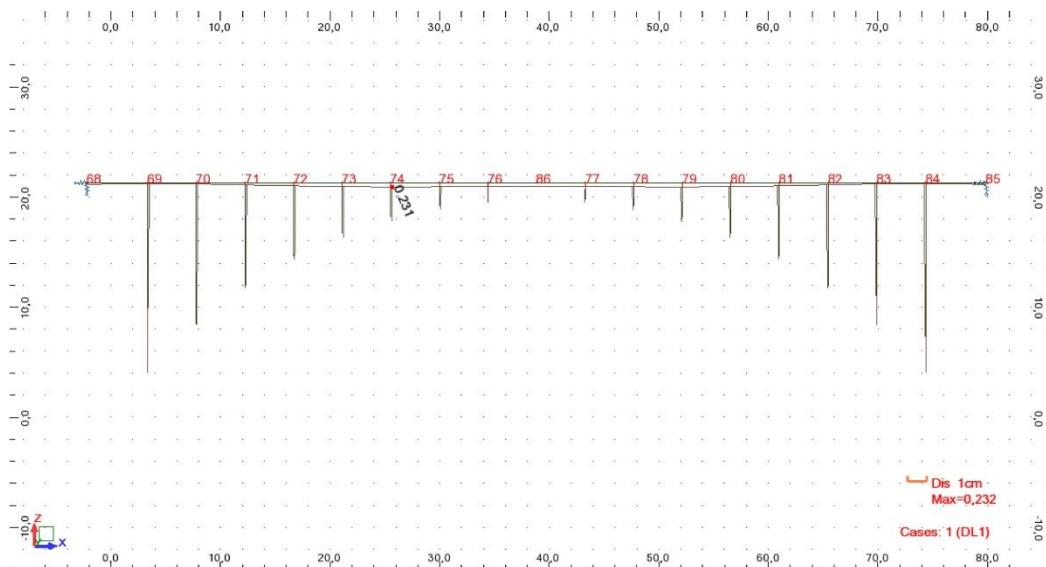


Figura 4.20 - Deslocamentos do tabuleiro e montantes sob ação do peso próprio

4.2.6. ANÁLISE DE RESULTADOS DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

A análise dos resultados permite inferir um conjunto de conclusões que indiciam a adequação deste modelo, conforme se passa a explicitar.

Uma primeira análise do modelo pode ser feita através das reações. As reações verticais são simétricas. Uma conclusão interessante é as restantes cargas permanentes terem um peso superior no aumento das reações horizontais do que nas verticais, conforme é possível observar na Tabela 4.6. O peso das RCP é de 6,2% nas reações horizontais e de 4,8% nas reações verticais. Outro facto é o momento fletor na nasença diminuir com a introdução das RCP.

Constata-se ainda que a reação horizontal é inferior à vertical. Isto deve-se à superfície média do arco ter uma inclinação nas nascenças superior a 45° , logo como funciona maioritariamente à compressão, este resultado faz sentido.

No arco (Figura 4.10), é possível observar que o esforço axial aumenta ao longo do seu desenvolvimento, à medida que se percorre do fecho até aos encontros. Isto era exetável, pois para além de todas as cargas estarem a ser transferidas para os encontros, a seção do arco vai aumentando e as cargas provenientes do tabuleiro e montantes também são introduzidas.

Nos montantes (Figura 4.11) o esforço axial aumenta à medida que se aproximam das nascenças do arco, o que reflete o acréscimo do peso próprio dos mesmos. Assim, quanto mais afastado do fecho está um montante, maior é o valor máximo do seu esforço axial.

O esforço axial no tabuleiro (Figura 4.11) é maior nos troços centrais, pois não há transmissão de esforço transversal para os montantes p6 e p7, devido a estes possuírem apoios neoprene. No tabuleiro central, entre as Juntas de dilatação, o esforço axial é maior do que nas zonas adjacentes do tabuleiro, porque os elementos, que ligam o arco ao tabuleiro transmitem esforço axial ao tabuleiro, na medida em que têm grande esforço transversal (Figura 4.12).

O diagrama de momentos fletores no arco (Figura 4.13) é negativo no fecho, isto origina tração na face superior do arco, passando depois para positivo, ou seja, traciona a parte inferior do arco; por último, passa a negativo entre o terceiro e o quarto montante, aumentando este até ao encastramento.

No tabuleiro (Figura 4.14) os momentos fletores têm picos máximos negativos sobre os montantes e os máximos positivos a meio vão. Quanto maior é o vão, maiores são os respetivos momentos. Este funcionamento é em todo semelhante a uma viga contínua, o que seria o idealmente exetável.

Nos montantes os momentos máximos (Figura 4.14) são nas pilastras p4 e p5, pois como nos montantes p6 e p7 possuem apoios de neoprene e as forças horizontais provenientes do tabuleiro não são transmitidas. Assim da zona central, “sobrecarregam” as pilastras p4e p5.

Na análise das tensões (Tabela 4.9) no arco é importante efetuar uma comparação com as tensões limite do betão, uma vez que o arco não é armado. A tensão máxima (Figura 4.15) de compressão no arco é de 2,79 MPa, que é muito inferior ao limite de 42 MPa. Destes 2,79 MPa a maioria – 73,5% é devida ao esforço axial, sendo neste caso de 2,05 MPa. A tensão máxima ocorre no fecho do arco, embora o esforço axial seja inferior ao das zonas das nascenças, mas a seção possui apenas uma espessura de 1,2 m, enquanto nas nascenças é de 2,4 m. A tensão mínima (Figura 4.16) no arco corresponde ao ponto onde o arco se une ao tabuleiro, que corresponde a um ponto onde o diagrama de momentos é nulo, e é de 0,98 MPa. Não existem no arco tensões de tração, o que seria exetável, visto ser de betão simples.

No tabuleiro as tensões máximas (Figura 4.17) e mínimas (Figura 4.18) acompanham os momentos máximos (Figura 4.14), tendo a tensão axial pouca relevância ao contrário do arco. A compressão máxima é de 3,68 MPa e a máxima de tração é 2,11 MPa

Por sua vez as tensões máximas nos montantes são de 3,19MPa (compressão) e 2,76MPa (tração), localizando-se na ligação entre o tabuleiro e o arco respetivamente, que correspondem às zonas de momentos máximos. Nos montantes mais compridos, o esforço axial tem maior peso nas tensões. Antes da reabilitação, o tabuleiro possuía armaduras longitudinais para resistirem, juntamente com o betão, às tensões de tração.

Os deslocamentos máximos verticais descendentes (Tabela 4.10) são de 0,237 cm no arco e no tabuleiro. Estes encontram-se nas zonas de momento máximo. Todo o arco (Figura 4.19) sofre abaixamentos, devido ao peso próprio da estrutura. Quanto mais perto do fecho do arco, maiores são os deslocamentos.

4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

4.3.1. NOTA INTRODUTÓRIA

De forma a compreender melhor o processo construtivo da ponte realizaram-se modelos numéricos para verificar os deslocamentos e esforços gerados pelo mesmo.

Como tal, construiu-se um arco com elementos de barra, com as mesmas caraterísticas e propriedades do modelo descrito na seção 4.2.2.

Neste modelo introduziram-se rótulas Freyssinet. As deformações destas, durante o descimbramento, permitem a aproximação do arco à curva antifuncular das cargas atuantes. No entanto, o número e as dimensões das rótulas não são conhecidos, tendo estas uma influência significativa nos deslocamentos e esforços gerados no arco.

Uma primeira experiência, consistiu na colocação de rótulas entre os montantes, nas nascenças e no fecho do arco, o que perfaz um total de 19 rótulas (Figura 4.21). Posteriormente num segundo modelo aumentou-se o número de rótulas para 35 (Figura 4.22). Foi também atribuído um comprimento de 0,2m a cada rótula. A largura acompanha a largura do arco e para a altura escolheram-se várias

dimensões. O material atribuído às rótulas foi o mesmo que ao restante arco, na medida em que posteriormente as rótulas vão ser “fechadas” e não faz sentido o arco ficar com betões com diferentes características. O próprio projeto nada dá a entender sobre este aspeto.

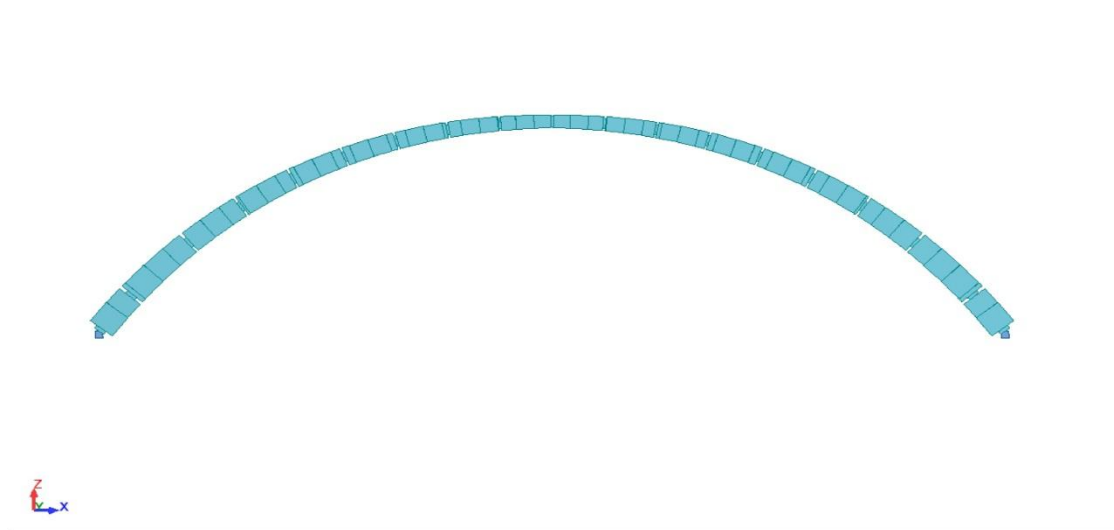


Figura 4.21 - Vista no plano XZ do arco com 19 rótulas

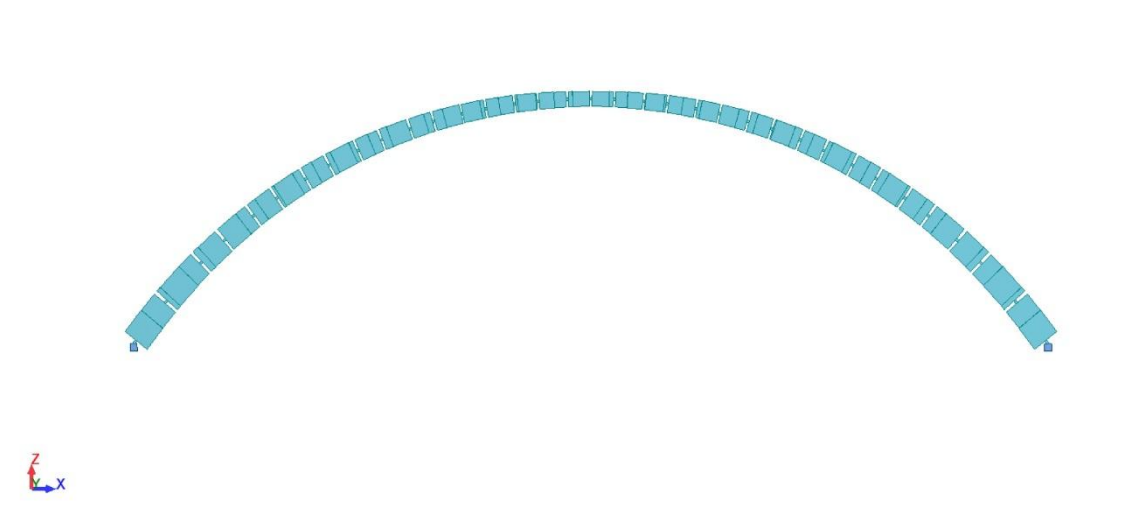


Figura 4.22 – Vista no plano XZ do arco com 35 rótulas

4.3.2. AÇÕES A CONSIDERAR

Para além do peso próprio da estrutura, outra ação a que o arco está sujeito é a retração. A extensão total de retração (ε_{cs}) é composta por duas componentes: secagem (ε_{cd}) e autogénea (ε_{ca}) [44]. A primeira evolui lentamente, dado ser função da migração da água através do betão endurecido. A segunda desenvolve-se durante o endurecimento do betão, isto é, nos primeiros dias depois da betonagem [44].

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4.7)$$

A retração por secagem é calculada através das expressões (4.8) e (4.9), sendo t a idade do betão na data considerada, em dias, e t_s a idade do betão no início da retração por secagem, que corresponde normalmente ao fim da cura. O coeficiente k_h , depende da espessura equivalente, h_0 , e foi determinado de acordo com o Quadro 3.3 do (EC2). O parâmetro h_0 (expressão (4.10)) representa a espessura equivalente (mm) da seção transversal; nesta A_c é a área da secção transversal do betão e u é o perímetro da parte da secção exposta à secagem [44]:

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad (4.8)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 \times \sqrt{h_0^3}} \quad (4.9)$$

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} \quad (4.10)$$

A retração autogénea é dada pela expressão:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (4.12)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} \quad (4.13)$$

O efeito da retração foi calculado para a nascença e o fecho do arco, visto que o arco possui seção variável ao longo do mesmo. Admitindo que a idade do betão no fim da cura (t_s) são 28 dias e que o perímetro de secagem (u) é apenas a parte superior do arco, pois as restantes faces estão em contato com o cimbra, os valores da retração ao longo do tempo são apresentados na Figura 4.23. As extensões para três idades do betão (28, 400 e 20000) são apresentadas na Tabela 4.11.

O valor característico da resistência à compressão do betão, medida em cubos de 15cm ($f_{ck,cube}$), é de 42MPa. Assim foi considerada a resistência em provetes cilíndricos (f_{ck}) 30MPa. É ainda importante realçar que as resistências medidas nos ensaios não são resistências aos 28 dias, mas sim passados 58 anos. O coeficiente de dilatação térmica utilizada $0,00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, a humidade relativa é de 80%.

Tabela 4.11 – Retração na base e no topo do arco

Retração						
	Topo do arco			Base do arco		
t_s (dias)	28	28	28	28	28	28
t (dias)	28	400	20000	28	400	20000
$\beta_{as}(t)$	6,53E-01	9,82E-01	1,00E+00	6,53E-01	9,82E-01	1,00E+00
ε_{cs}	3,26E-05	6,35E-05	2,09E-04	3,26E-05	5,44E-05	1,68E-04
ε_{cd}	0,00E+00	1,44E-05	1,59E-04	0,00E+00	5,33E-06	1,18E-04
ε_{ca}	3,26E-05	4,91E-05	5,00E-05	3,26E-05	4,91E-05	5,00E-05

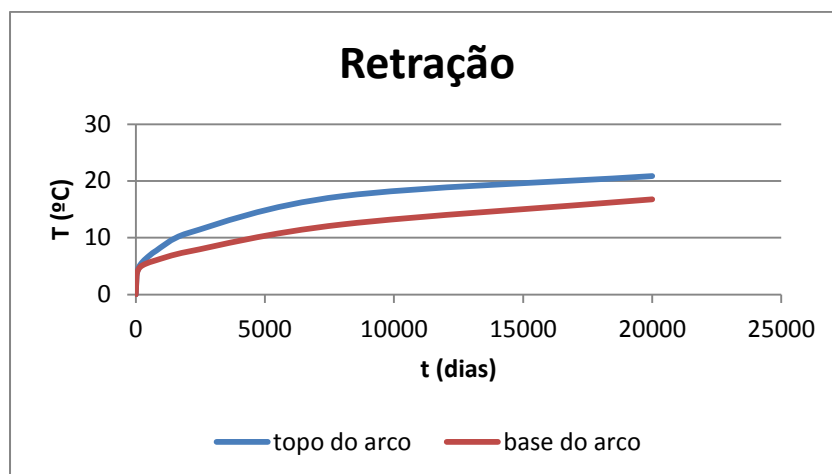


Figura 4.23 – Retração do betão ao longo do tempo no arco ($t_s=28$ dias)

A retração pode ser simulada através da aplicação de uma temperatura, recorrendo à expressão (4.14), sendo ΔT a variação de temperatura e α o coeficiente de dilatação térmica:

$$\Delta T = \frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha} \quad (4.14)$$

Substituindo na expressão anterior extensão total de retração e o coeficiente de dilatação térmica, obteve-se uma variação térmica de 3,27°C ao fim de 28 dias, tempo de cura considerado para o descimbramento. Este efeito de retração não é na realidade igual ao simulado, visto que o arco não é todo betonado em simultâneo, mas sim por aduelas, logo não se dá em todo o arco em simultâneo a variação de temperatura.

4.3.3. RESULTADOS DO MODELO

O conjunto de resultados analisados no arco são: deslocamentos do arco, esforços e tensões.

Estes resultados resultam da combinação de duas ações, o peso próprio estrutural e a retração, que neste caso equivale à aplicação de uma temperatura de -3,27°C.

Nas duas subseções seguintes 4.3.3.1 e 4.3.3.2 são apresentados resultados para arcos com 19 e 35 rótulas respetivamente com alturas de 60 cm e 20 cm. Nos deslocamentos máximos e mínimos ainda são mostrados os resultados para rótulas com 40 cm de altura. No entanto, os esforços e tensões para este caso não constam nos resultados, visto que têm valores intermédios das situações das rótulas de 60 cm e 20 cm.

Nas tensões apresentadas na Tabela 4.13 e Tabela 4.15, as negativas significam tração e as positivas compressão.

4.3.3.1 Modelo com 19 rótulas

Tabela 4.12 – Deslocamentos máximos e mínimos para modelo com 19 rótulas

Rótulas h=60cm						
Ação	Peso Próprio		Retração		PP+Retração	
	UX (cm)	UZ (cm)	UX (cm)	UZ (cm)	UX (cm)	UZ (cm)
MAX	0	0	0	0	0,1	0
Nó	60	1	14	1	60	1
MIN	0	-0,2	0	-0,3	-0,1	-0,4
Nó	77	74	38	68	77	28
Rótulas h=40cm						
Ação	Peso Próprio		Retração		PP+Retração	
	UX (cm)	UZ (cm)	UX (cm)	UZ (cm)	UX (cm)	UZ (cm)
MAX	0,1	0	0	0	0,1	0
Nó	60	52	14	1	60	1
MIN	-0,1	-0,2	0	-0,3	-0,1	-0,4
Nó	77	76	38	68	77	74
Rótulas h=20cm						
Ação	Peso Próprio		Retração		PP+Retração	
	UX (cm)	UZ (cm)	UX (cm)	UZ (cm)	UX (cm)	UZ (cm)
MAX	0,2	0,3	0	0	0,2	0,1
Nó	60	68	13	1	60	52
MIN	-0,3	-0,6	0	-0,3	-0,3	-0,8
Nó	77	77	39	68	77	76

Tabela 4.13 – Tensões máximas e mínimas no modelo com 19 rótulas para a ação do peso próprio e retração

Rótulas h=60cm					
	S max (MPa)	S min (MPa)	S max(My) (MPa)	S min(My) (MPa)	Fx/Sx (MPa)
MAX	7,4	3,3	3,1	0,0	4,6
Barra	82	83	82	28	84
Nó	84	1	84	28	51
MIN	0,9	0,7	0,0	-3,1	0,9
Barra	43	37	28	82	7
Nó	43	37	28	84	8
Rótulas h=20cm					
	S max (MPa)	S min (MPa)	S max(My) (MPa)	S min(My) (MPa)	Fx/Sx (MPa)
MAX	24,2	10,1	14,9	0,0	13,8
Barra	81	80	78	19	84
Nó	83	80	77	20	51
MIN	0,9	-5,9	0,0	-14,9	0,9
Barra	52	78	19	78	7
Nó	9	77	20	77	8

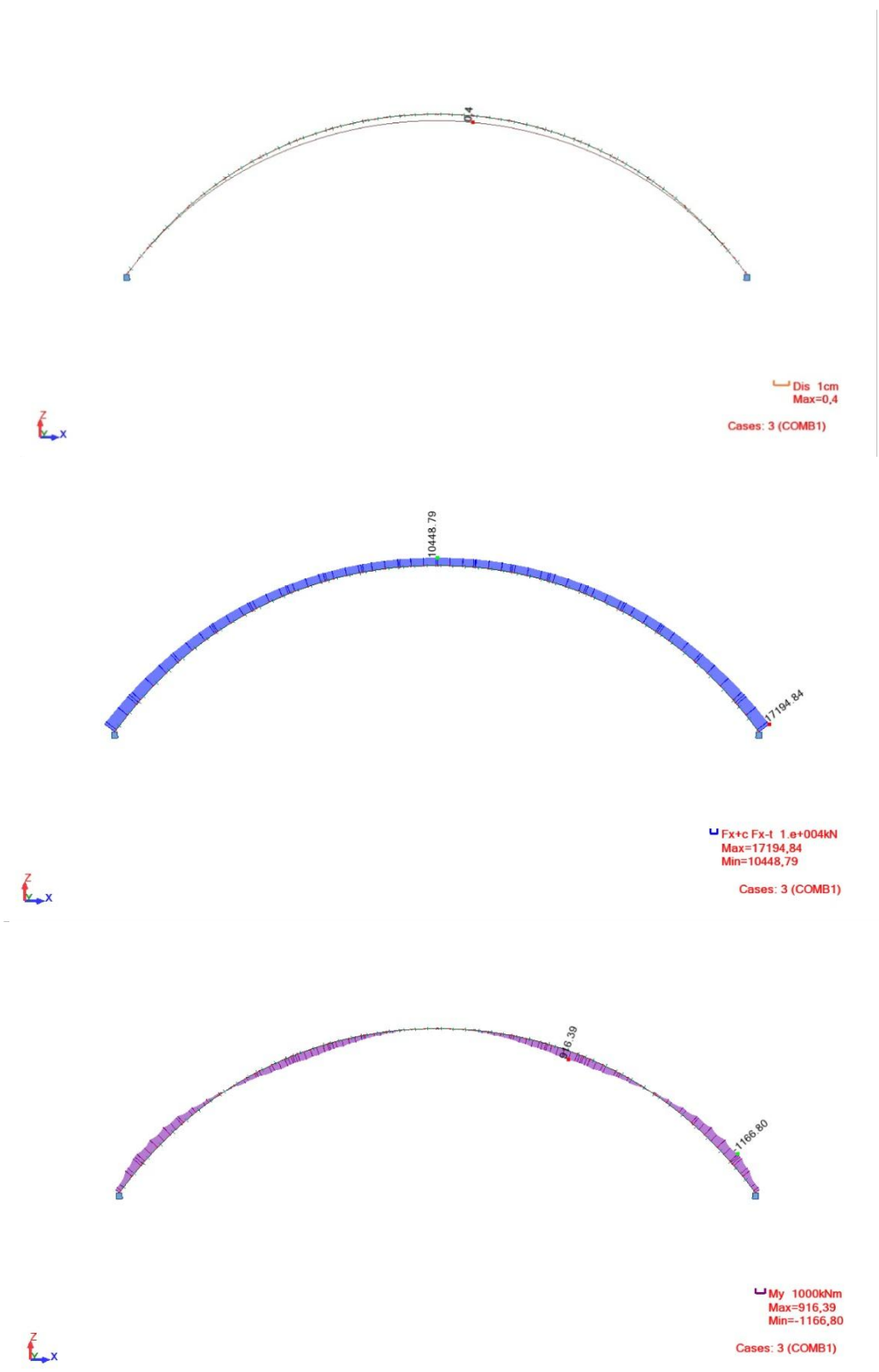


Figura 4.24 - Deslocamentos, Esforço axial e momento fletor para ação do peso próprio e retração (rótulas 60cm)

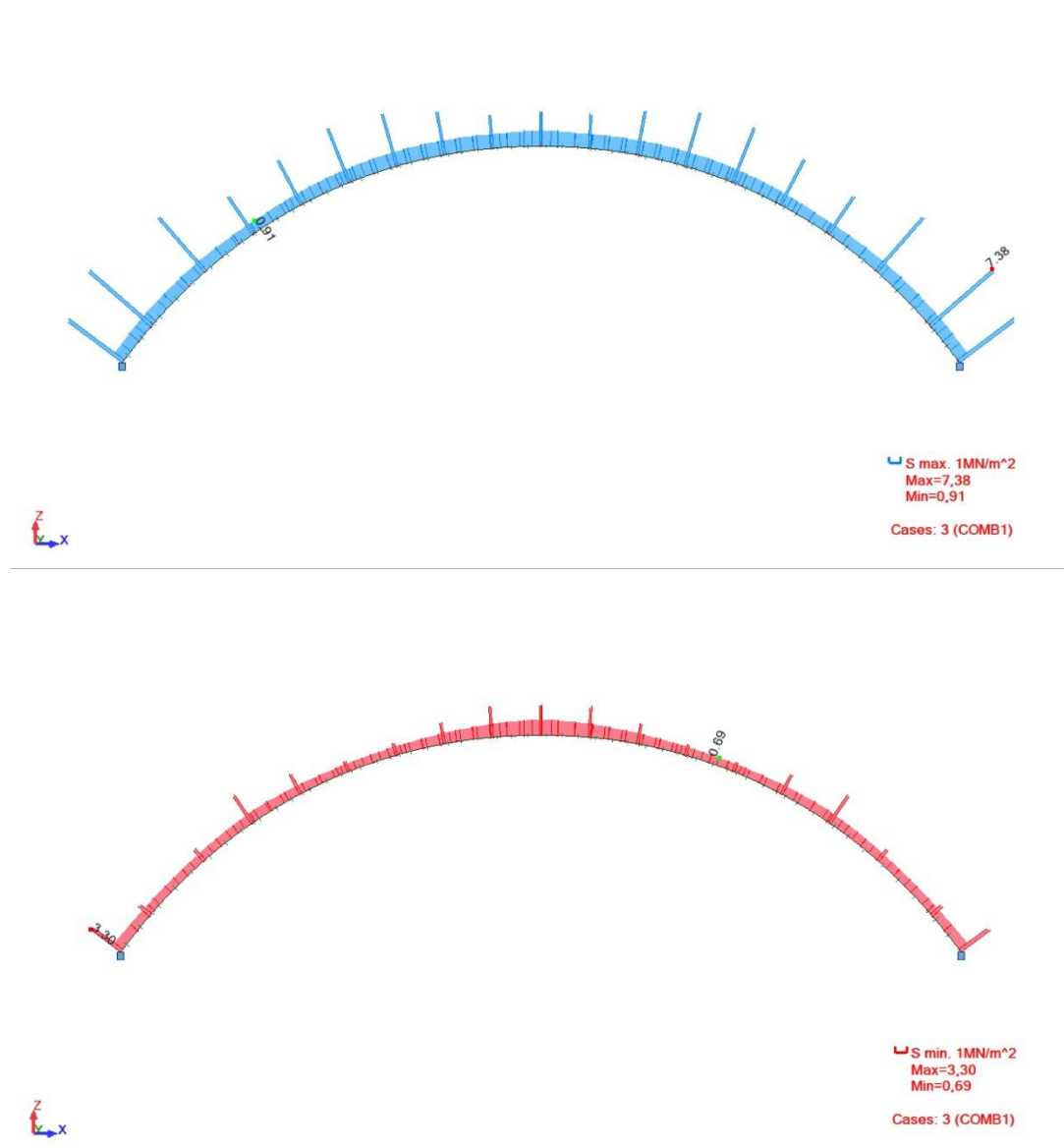


Figura 4.25 – Tensões máximas e mínimas (rótulas 60cm)

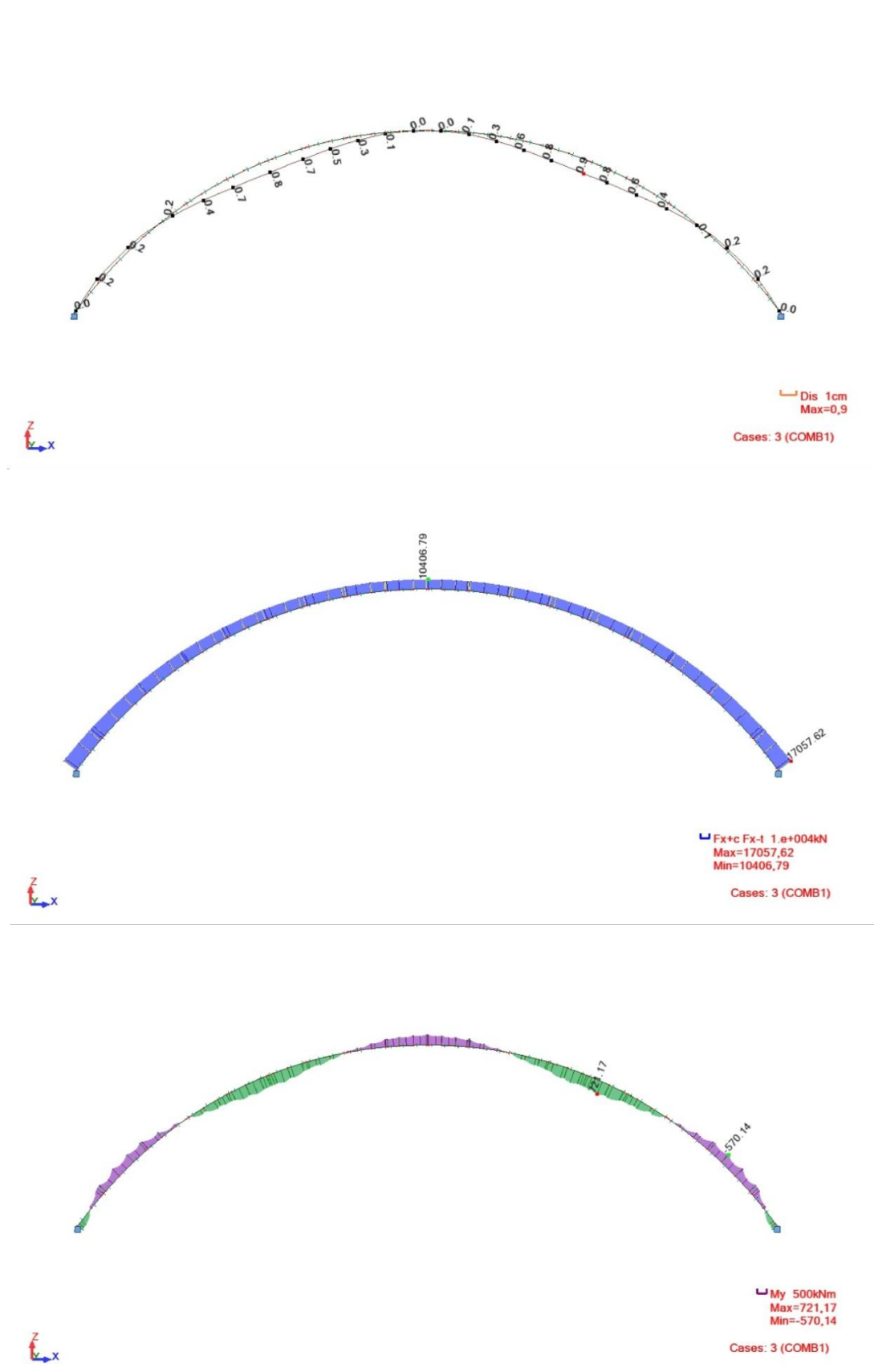


Figura 4.26 – Deslocamentos, Esforço axial e momento fletor para ação do peso próprio e retração (rótulas 20cm)

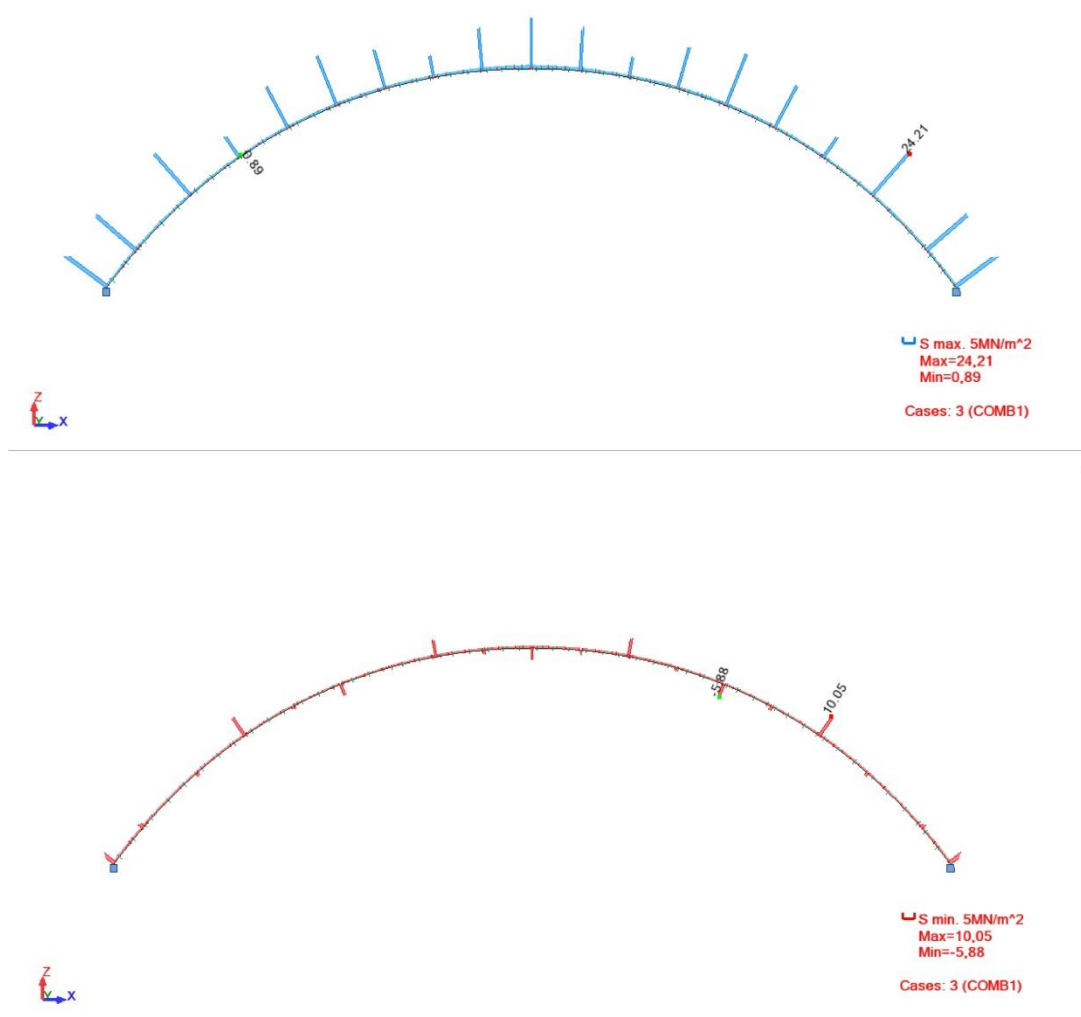


Figura 4.27 – Tensões máximas e mínimas (rótulas 20cm)

4.3.3.2 Modelo com 35 rótulas

Tabela 4.14 - Deslocamentos máximos e mínimos para modelo com 35 rótulas

Rótulas h=60cm						
Ação	Peso Próprio		Retração		PP+Retração	
	UX (cm)	UZ (cm)	UX (cm)	UZ (cm)	UX (cm)	UZ (cm)
MAX	0	0	0	0	0,1	0
Nó	60	1	60	1	60	1
MIN	0	-0,2	0	-0,3	-0,1	-0,5
Nó	77	63	77	69	77	101

Rótulas h=40cm						
Ação	Peso Próprio		Retração		PP+Retração	
	UX (cm)	UZ (cm)	UX (cm)	UZ (cm)	UX (cm)	UZ (cm)
MAX	0,1	0	0	0	0,1	0
Nó	60	52	14	1	60	1
MIN	-0,1	-0,3	0	-0,3	-0,1	-0,5
Nó	77	15	77	69	77	17

Rótulas h=20cm						
Ação	Peso Próprio		Retração		PP+Retração	
	UX (cm)	UZ (cm)	UX (cm)	UZ (cm)	UX (cm)	UZ (cm)
MAX	0,4	0,9	0	0	0,5	0,6
Nó	94	69	14	1	94	69
MIN	-0,4	-1	0	-0,3	-0,5	-1,2
Nó	113	60	38	69	113	60

Tabela 4.15 – Tensões máximas e mínimas no modelo com 35 rótulas para ação do peso próprio e retração

Rótulas h=60cm					
	S max (MPa)	S min (MPa)	S max(My) (MPa)	S min(My) (MPa)	Fx/Sx (MPa)
MAX	5,8	3,6	1,6	0,0	4,6
Barra	83	114	74	94	114
Nó	1	120	69	99	51
MIN	0,0	0,0	0,0	-1,6	0,0
Barra	94	94	94	74	94
Nó	99	99	99	69	99

Rótulas h=20cm					
	S max (MPa)	S min (MPa)	S max(My) (MPa)	S min(My) (MPa)	Fx/Sx (MPa)
MAX	23,8	9,8	13,7	0,0	13,3
Barra	83	80	74	94	114
Nó	1	80	69	99	51
MIN	0,0	-5,6	0,0	-13,7	0,0
Barra	94	74	94	74	94
Nó	99	69	99	69	99

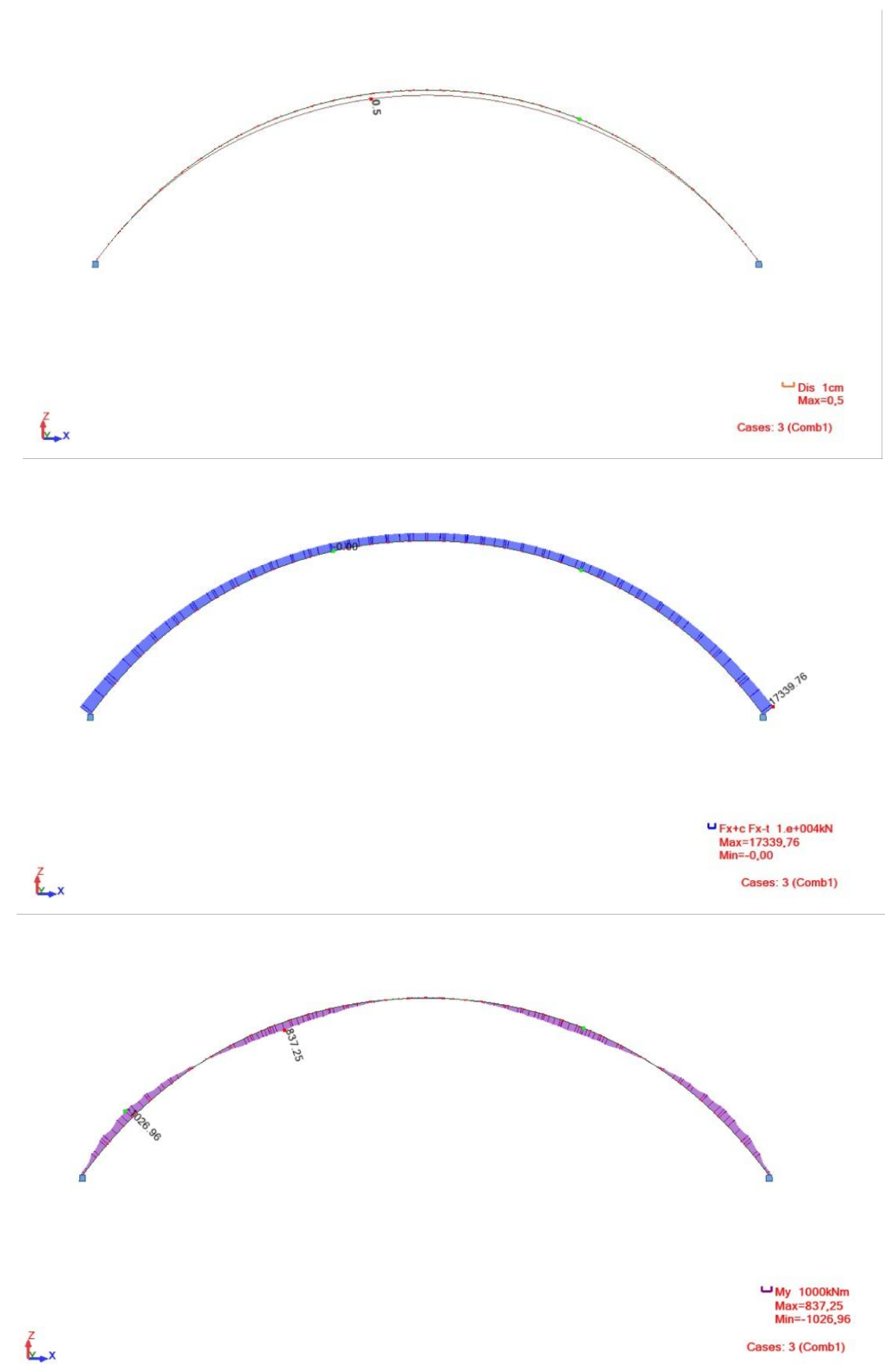


Figura 4.28 - Deslocamentos, Esforço axial e momento fletor para ação do peso próprio e retração (rótulas 60cm)

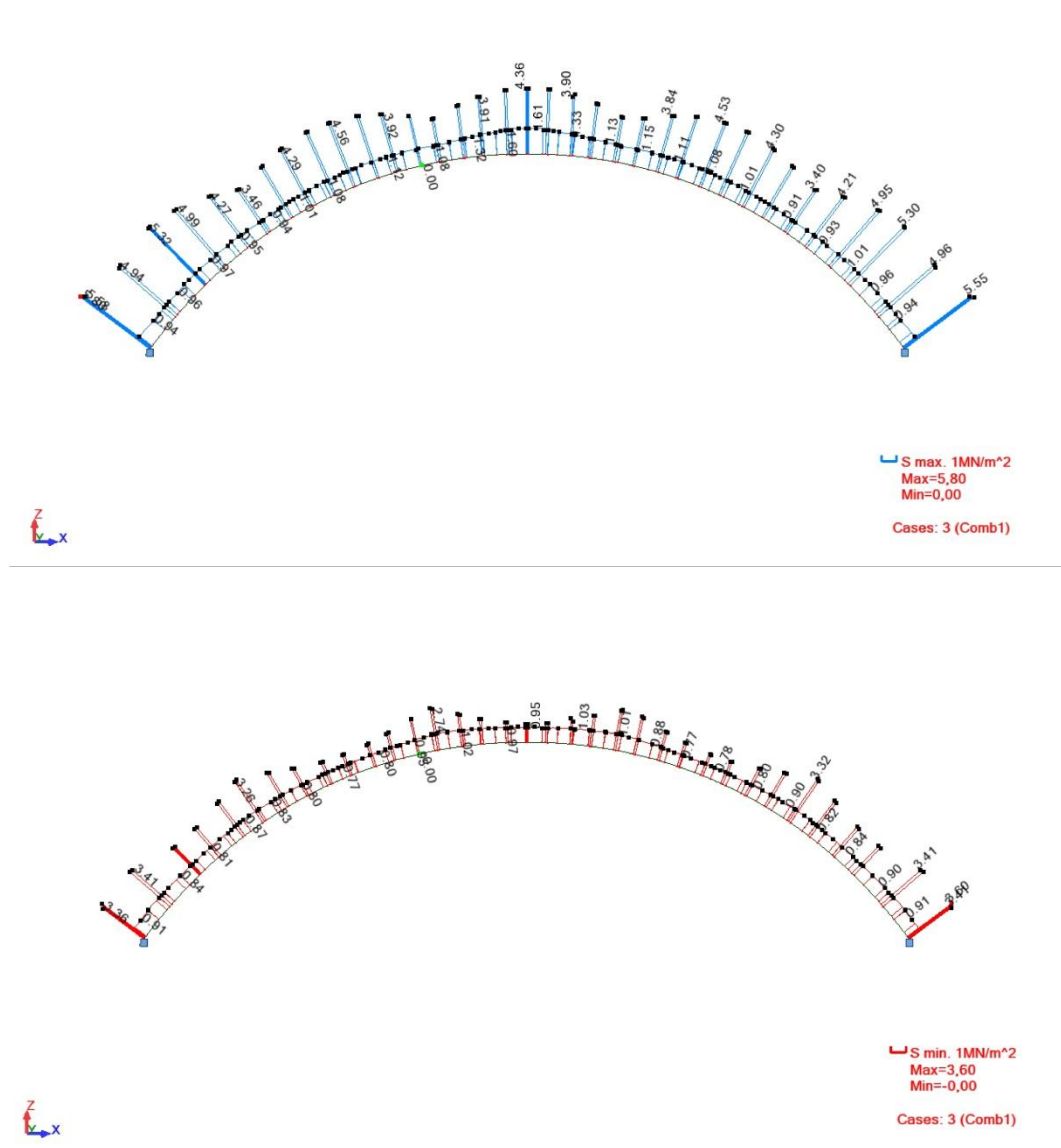


Figura 4.29 – Tensões máximas e mínimas para ação do peso próprio e retração (rótulas 60cm)

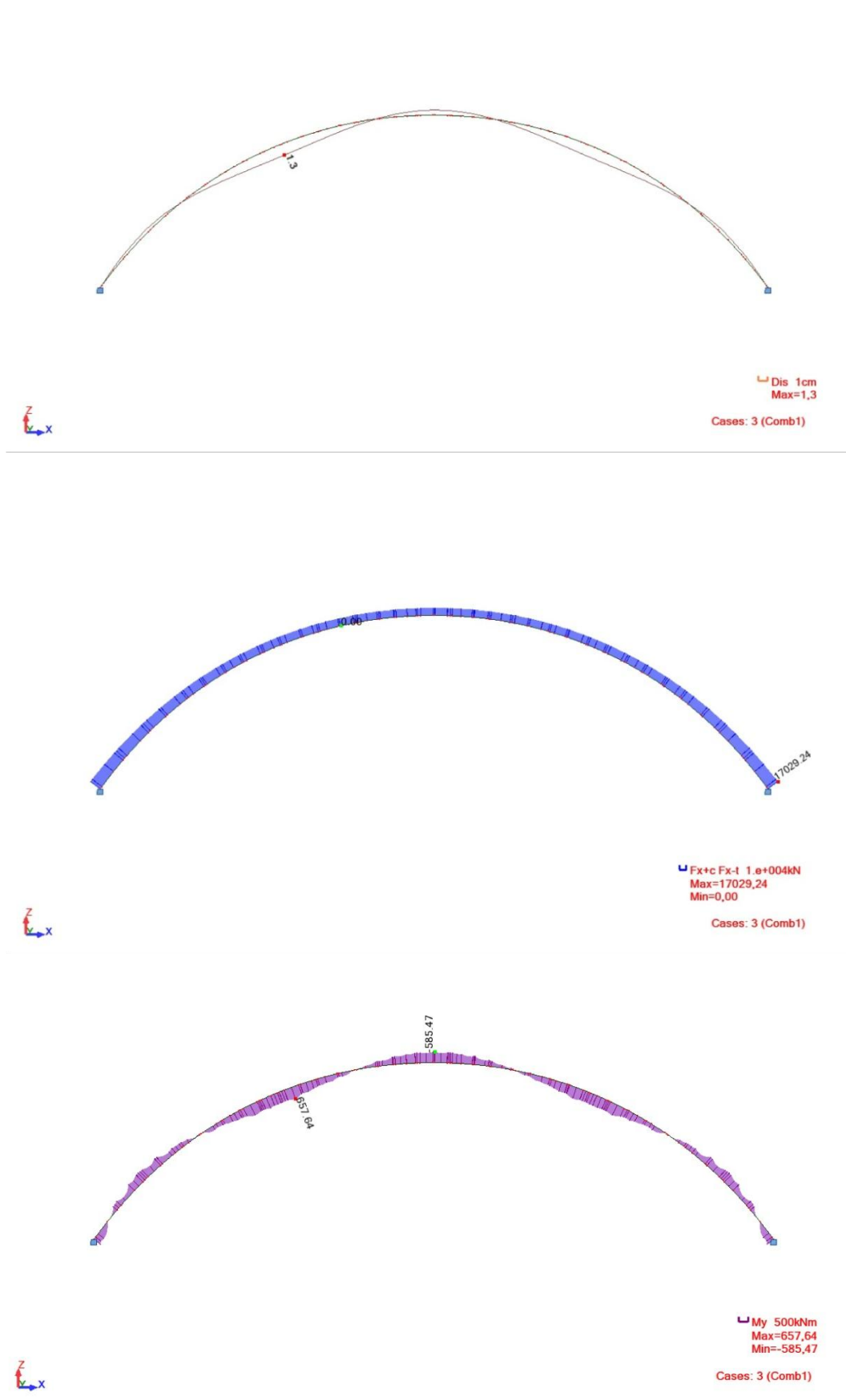


Figura 4.30 - Deslocamentos, Esforço axial e momento fletor para ação do peso próprio e retração (rótulas 20cm)

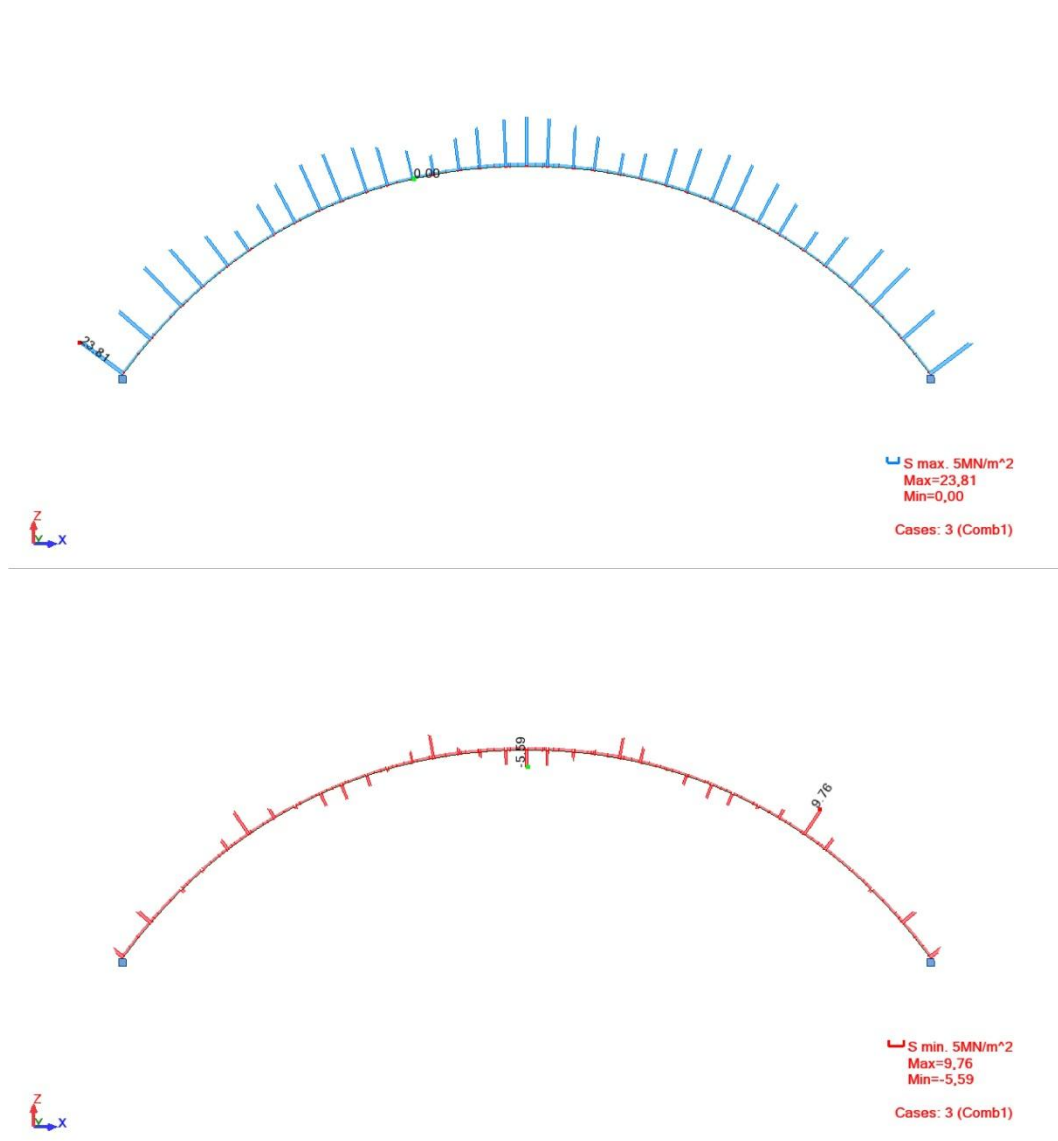


Figura 4.31 - Tensões máximas e mínimas para ação do peso próprio e retração (rótulas 20cm)

4.3.4. ANÁLISE DE RESULTADOS

Analisando a subsecção 4.3.3 é possível inferir várias conclusões acerca do processo construtivo.

A retração, considerada como um abaixamento de temperatura, provoca na estrutura uma contração, que gera um abaixamento geral do arco, sendo este superior no fecho e menor nas nascenças. O resultado desta ação é independente do número de rótulas e da espessura das mesmas (Tabela 4.12, Tabela 4.14). Esta ação não provoca deslocamentos horizontais e o deslocamento máximo vertical descendente máximo é de 0,3 cm, e ocorre no fecho do arco.

O peso próprio da estrutura provoca deslocamentos ascendentes no fecho do arco e nas nascenças e deslocamentos descendentes entre estes dois. Quanto maior é o número de rótulas e menor a espessura das mesmas, maiores são os deslocamentos verticais ascendentes e descendentes. Em ambos os

modelos, quando as rótulas são mais espessas (40cm e 60cm) os deslocamentos ascendentes são nulos (Tabela 4.12, Tabela 4.14).

Quando atuam em simultâneo o peso próprio e a retração (abaixamento de temperatura), basicamente a deformada resume-se a uma translação descendente da deformada devida ao peso próprio, provocada pela retração.

Os esforços gerados são muito mais elevados por efeito da aplicação do peso próprio do que da retração. O peso próprio gera esforços axiais elevados de compressão; enquanto a retração gera esforços de tração, mas bastante reduzidos. Por exemplo quando o arco tem 19 rótulas e estas têm uma espessura de 60cm os esforços axiais máximos são de 17000kN de compressão e 26kN de tração para as ações do peso próprio e temperatura respetivamente. Os momentos fletores provocados pelo p.p. e a temperatura são da mesma ordem de grandeza, sendo estes últimos ligeiramente inferiores e máximos nos apoios.

O esforço axial é da mesma ordem de grandeza em todos os modelos. Como é lógico, o esforço máximo, que ocorre nos apoios, aumenta ligeiramente quando existem menos rótulas e quando a espessura destas é maior. No entanto, como posteriormente estas são fechadas, a massa acaba por ser a mesma.

Comparando as Figura 4.24 e Figura 4.26 com as Figura 4.28 e Figura 4.30 conclui-se que, quanto maior é o número de rótulas, menores são os momentos máximos. Ainda se constata que, quanto menor é a espessura das rótulas, menores são os momentos máximos, pois estas permitem maiores rotações.

Avaliando estes resultados com a geometria atual do arco descrita no Projeto de Execução, os resultados não são completamente iguais.

No projeto [34], conforme dito no capítulo anterior, refere-se “ a forma do arco afasta-se um pouco da equação de projeto, principalmente na zona do fecho onde as cotas altimétricas apresentam diferenças da ordem de 0,3 m em relação ao projeto inicial.” Primeiro, os valores obtidos pelas modelações numéricas são todos de uma ordem de grandeza muito inferior à registada (100 vezes inferiores), para além, de que as zonas do fecho e das nascenças são as que sofrem deslocamentos descendentes menores em alguns casos até sobem.

Contudo, verifica-se que com a utilização destas rótulas construtivas os momentos fletores no arco diminuem, o que é útil para este arco, pois é de betão simples, como tal os momentos devem ser nulos ou muito reduzidos.

Quanto às tensões, pela leitura das Tabela 4.13 e Tabela 4.15, é possível concluir, que quanto menor for a espessura das rótulas, maiores são as tensões. Outra conclusão, é que no modelo com 35 rótulas as tensões são ligeiramente inferiores, pois os momentos são também inferiores.

Observando as Figura 4.25 e Figura 4.27, verifica-se, que as tensões aumentam bastante nas rótulas, sendo as tensões nas restantes seções muito inferiores. Na Figura 4.29 e na Figura 4.31 são em tudo idênticas, apenas com tensões inferiores. Nestas figuras confirma-se que, quando as rótulas possuem 60 cm de espessura não existem tensões de tração (Figura 4.25 e Figura 4.29). O mesmo não se verifica, quando as rótulas têm 20 cm de espessura (Figura 4.27 e Figura 4.31).

Comparando as tensões obtidas com as resistências do betão (40MPa), as tensões máximas de compressão nunca são excedidas, enquanto as de tração ocorrem apenas no modelo com rótulas de 20 cm de espessura. Provavelmente as rótulas sujeitas a tensões de tração fissurariam.

Assim, segundo estes modelos numéricos rótulas de 20 cm não seriam razoáveis, sendo a solução mais adequada 35 rótulas de 60 cm, pois para além de não provocar a fissuração das rótulas, os momentos são inferiores aos do modelo com 19 rótulas de 20 cm.

Outra constatação é a alteração da geometria da estrutura não ser tão significativa, nem existir completa certeza, que é esta a geometria atual, daí a utilização da geometria inicial nos restantes modelos numéricos presentes neste trabalho. Ainda foi efetuada uma análise não linear, de forma a ter em conta as deformações da estrutura durante o seu carregamento, contudo os resultados são semelhantes.

4.4. MODELO DE CASCA (SHELL)

4.4.1. GENERALIDADES

Após a modelação de toda a estrutura com um modelo de pórtico tridimensional, fez-se um modelo de *Shell* - casca. Este tem como principal objetivo melhorar o estudo das frequências e modos de vibração, particularmente os modos de flexão lateral, que dependem da rigidez transversal. Uma casca é uma peça laminar, não plana, em que uma das dimensões é muito menor que as outras duas, não plana sujeita a esforços não apenas nos planos tangentes ao seu folheto médio.

Podiam ter sido utilizados elementos de volume, sendo talvez este o tipo de modelo mais adequado para o estudo de toda a estrutura. Contudo este tipo de modelo é bastante mais complexo e o cálculo iria ser ainda mais moroso, assim como o tratamento dos resultados.

4.4.2. CONSTRUÇÃO DO MODELO

Para a construção do modelo recorreu-se a pontos, os quais se contornam para originarem painéis. O arco utilizado foi o do projeto original como descrito na subseção 4.2.2. No entanto, o arco foi discretizado em menos troços. Para cada painel foi utilizada largura e espessura variável, sendo a variação destas admitidas como linear no interior de cada elemento.

Na Tabela 4.16 são definidos para cada ponto correspondente aos apoios e aos montantes, a respetiva abcissa, espessura e largura.

Na Tabela 4.17 são apresentados os pontos utilizados para construir o arco. O sistema de eixos adotado é o correspondente ao sistema de eixos global do programa, consistindo nos eixos x, y, z referentes respetivamente às direções horizontal longitudinal, horizontal transversal e vertical.

Para construir painéis com espessura variável recorreu-se à opção *tapered*, segundo um plano definido.

Tabela 4.16 – Espessura e largura do arco em cada ponto considerado (lado esquerdo)

X(m)	0,000	3,323	7,780	12,223	16,684	21,112	25,538	29,975	34,413	38,850
h (m)	2,400	2,297	2,160	2,022	1,885	1,748	1,611	1,474	1,337	1,200
L (m)	7,300	7,214	7,100	6,985	6,871	6,757	6,643	6,528	6,414	6,300

Tabela 4.17 – Nós dos pontos do arco

Nó	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0,000	-3,650	0,000
2	0,000	3,650	0,000
3	3,323	-3,607	4,087
4	3,323	3,607	4,087
5	7,780	-3,550	8,501
6	7,780	3,550	8,501
7	12,223	-3,493	11,936
8	12,223	3,493	11,936
9	16,684	-3,435	14,619
10	16,684	3,435	14,619
11	21,112	-3,378	16,661
12	21,112	3,378	16,661
13	25,538	-3,321	18,173
14	25,538	3,321	18,173
15	29,975	-3,264	19,211
16	29,975	3,264	19,211
17	34,413	-3,207	19,809
18	34,413	3,207	19,809

Os montantes foram modelados exatamente conforme a sua geometria (Figura 4.5), incluindo as aberturas. A única simplificação efetuada foi na zona do topo destas, em que a geometria foi considerada retangular, com largura igual ao diâmetro da circunferência e altura igual a um terço do raio (Figura 4.32). A altura dos montantes é definida desde a interseção com o arco até à cota inferior do tabuleiro, que corresponde à cota inferior das vigas V1 e V4 (Figura 4.3), sendo esta de 20,6 m. Assim foram definidos 4 nós (Figura 4.32) para modelar cada vazio, que só existem nos 4 montantes mais altos. A base dos montantes é definida pelos nós do próprio arco. Para o topo dos montantes utilizaram-se 8 nós (Tabela 4.19) para cada montante. Apenas dois destes têm como função definir a geometria do montante, os restantes são para criar ligações ao tabuleiro e os dois centrais para criar um painel entre o vazio e o topo do montante, estes dois estão na Tabela 4.18. A espessura de todos os montantes é de 0,5 m.

Tabela 4.18 – Coordenadas dos nós para definir vazios dos montantes (montantes esquerda)

Montante	X (m)	Y (m)	Z (m)	Montante	X (m)	Y (m)	Z (m)
p1E	3,323	-0,770	4,987	p3E	12,223	-0,770	12,836
	3,323	0,770	4,987		12,223	0,770	12,836
	3,323	-0,770	19,850		12,223	-0,770	19,850
	3,323	0,770	19,850		12,223	0,770	19,850
	3,323	-0,770	20,600		12,223	-0,770	20,600
	3,323	0,770	20,600		12,223	0,770	20,600
p2E	7,780	-0,770	9,401	p4E	16,684	-0,770	15,519
	7,780	0,770	9,401		16,684	0,770	15,519
	7,780	-0,770	19,850		16,684	-0,770	19,850
	7,780	0,770	19,850		16,684	0,770	19,850
	7,780	-0,770	20,600		16,684	-0,770	20,600
	7,780	0,770	20,600		16,684	0,770	20,600

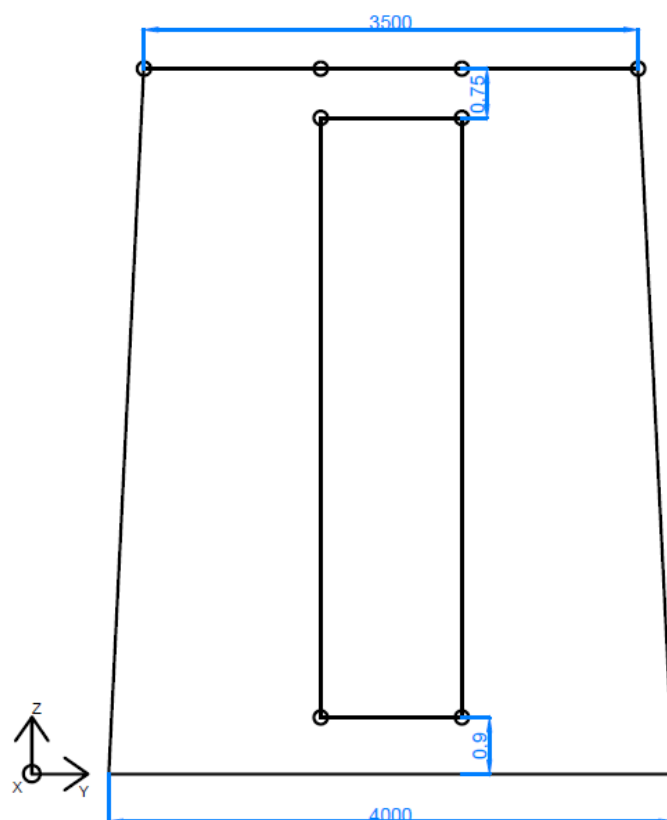


Figura 4.32 – Montante com vazios (mm) – Esquema

Tabela 4.19 – Coordenadas dos Nós dos montantes superiores (montantes esquerda)

	X (m)	Y (m)	Z (m)		X (m)	Y (m)	Z (m)
p1E	3,323	-3,180	20,600	p5E	21,112	-3,180	20,600
	3,323	-2,985	20,600		21,112	-2,985	20,600
	3,323	-0,995	20,600		21,112	-0,995	20,600
	3,323	0,995	20,600		21,112	0,995	20,600
	3,323	2,985	20,600		21,112	2,985	20,600
	3,323	3,180	20,600		21,112	3,180	20,600
p2E	7,780	-3,180	20,600	p6E	25,538	-3,180	20,600
	7,780	-2,985	20,600		25,538	-2,985	20,600
	7,780	-0,995	20,600		25,538	-0,995	20,600
	7,780	0,995	20,600		25,538	0,995	20,600
	7,780	2,985	20,600		25,538	2,985	20,600
	7,780	3,180	20,600		25,538	3,180	20,600
p3E	12,223	-3,180	20,600	p7E	29,975	-3,180	20,600
	12,223	-2,985	20,600		29,975	-2,985	20,600
	12,223	-0,995	20,600		29,975	-0,995	20,600
	12,223	0,995	20,600		29,975	0,995	20,600
	12,223	2,985	20,600		29,975	2,985	20,600
	12,223	3,180	20,600		29,975	3,180	20,600
p4E	16,684	-3,180	20,600	JD	34,413	-3,180	20,600
	16,684	-2,985	20,600		34,413	-2,985	20,600
	16,684	-0,995	20,600		34,413	-0,995	20,600
	16,684	0,995	20,600		34,413	0,995	20,600
	16,684	2,985	20,600		34,413	2,985	20,600
	16,684	3,180	20,600		34,413	3,180	20,600

A modelação do tabuleiro é mais delicada, tendo exigido um conjunto de suposições. Uma hipótese, que também já poderia ter sido utilizada para o modelo de barras na subsecção 4.2.2, é a utilização de vigas longitudinais e transversais, representando cada uma delas respetivamente a rigidez longitudinal e a rigidez transversal do tabuleiro. Outra solução é recorrer a vigas longitudinais com as suas características e tabuleiro em laje com malha de elementos finitos. A solução adotada foi a segunda, modelando-se assim as longarinas V1, V2, V3 e V4 (Figura 4.3) com barras ligadas entre si por uma laje.

As vigas V1 e V4 possuem 0,83 m de altura e 0,39 m de largura. As vigas V2 e V3 têm 0,39 m de largura e 0,60 m de altura. As lajes do tabuleiro têm uma espessura de 0,30 m. Como o centro de gravidade das vigas e da laje não estão à mesma cota, recorreu-se ao comando *offset* para “descer” o centro de gravidade das vigas para a sua posição (Figura 4.34 e Figura 4.37).

A ligação entre o tabuleiro e os montantes é feita com o recurso a barras “fictícias” sem peso volúmico (Figura 4.34). Estas ligam o topo dos montantes ao centro de gravidade de cada uma das longarinas. O material destas barras é o mesmo do betão da ponte, as propriedades mecânicas das secções (inércias e áreas) são fictícias, sendo posteriormente analisadas para se validar os modos e frequências de vibração da estrutura.

As barras abordadas no parágrafo anterior têm propriedades mecânicas diferentes consoante a ligação, que pretendem materializar. Assim nos montantes p1, p2, p3, p4 e p5 (Figura 4.1) são utilizadas barras “rígidas 1” na ligação às longarinas V1, V4 e “rígidas 2” na ligação às longarinas V2, V3. Nos montantes p6 e p7, como existe neoprene na ligação ao tabuleiro utilizam-se as barras “rneoprene”. Na posição das juntas de dilatação são empregues as “rJD” e para materializar a ligação entre o arco e o tabuleiro recorre-se às barras “rfecho”.

Numa primeira fase, são atribuídas as inércias correspondentes às longarinas. Na Tabela 4.20 são apresentadas as propriedades mecânicas das longarinas. Na Tabela 4.21 encontram-se as propriedades de todas as barras fictícias e a sua localização de uma forma sistemática.

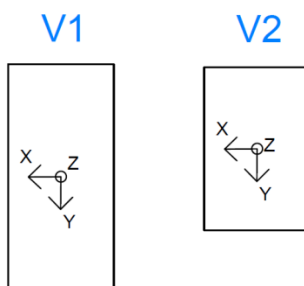


Figura 4.33 – eixos das longarinas (Tabela 4.20)

Tabela 4.20 – Propriedades mecânicas das longarinas

Longarina	H (cm)	B (cm)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)
V1	83	39	1858308	410290	1555412
V2	60	39	702000	296595	629936

Tabela 4.21 – Propriedades mecânicas das barras de ligação dos montantes ao tabuleiro

Barras	Montante	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	A_x (cm ²)
rígida 1	p1 p2 p3 p4 p5	1858308	410290	1555412	10000
rígida 2	p1 p2 p3 p4 p5	702000	296595	629936	10000
rneoprene	p6 p7	150	7000	500	10000
rJD	JD	100	5000	750	10000
rfecho	fecho	100	10000	10000	10000

No topo destas barras de ligação ainda foram colocadas rótulas, que permitem somente rotações longitudinais nas barras “rígida 1” e ainda translações longitudinais e transversais nas barras “rneoprene” e “rJD”.

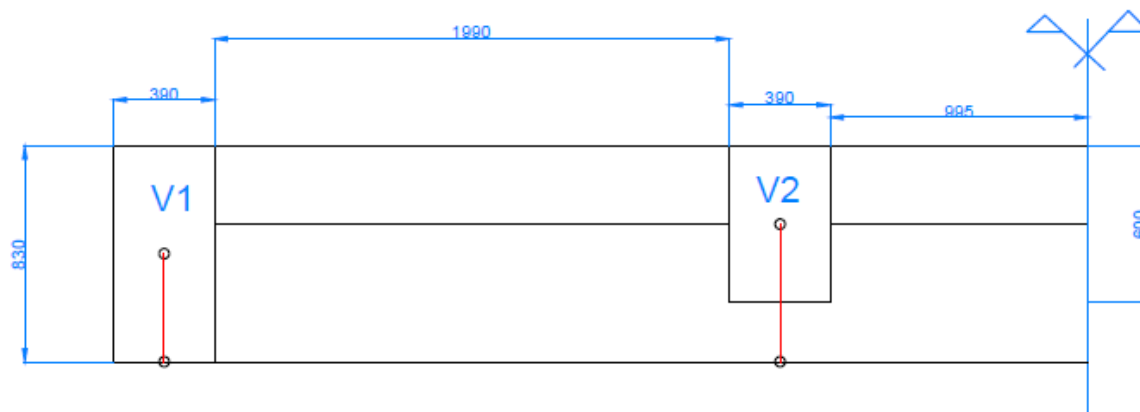


Figura 4.34 – Barras fictícias na modelação do tabuleiro (mm)

Uma imprecisão da modelação deste tabuleiro é a sobreposição de massas, que existe entre as lajes e as longarinas. De forma mais precisa deviam-se ter criado mais nós e utilizar barras “fictícias” a ligar os centros de gravidade das longarinas a nós posicionados na interseção entre a laje e as longarinas. No entanto, esta sobreposição representa 20% da massa total do tabuleiro e aproximadamente 3,24% da massa total da ponte. Como tal, considerou-se desprezável.

Como em qualquer tipo de modelo as condições fronteiras são muito importantes. Neste foram utilizadas as mesmas que na subsecção 4.2.2, mas formando agora os apoios lineares. Assim o arco é encastrado e o tabuleiro tem molas em cada extremidade das longarinas, cujas rigidezes vertical e horizontal longitudinal valem 11289,6 kN/m e 1200 kN/m, respetivamente. Na direção horizontal transversal também podem existir deslocamentos, que se consideraram impedidos.

A malha de elementos finitos utilizada foi gerada pelo programa, optando-se por uma geração de malha por tamanho do elemento de 1,0 m. O tipo de elementos finitos de superfície adotado foi de quatro nós quadriláteros e uma divisão do painel do tipo triângulos e quadrados em contornos triangulares. O número total de nós gerados é de 5326. A geração da malha apresentou nas primeiras tentativas alguns problemas no arco, visto a largura deste variar, bem como a ligação com os montantes. Contudo conseguiu-se construir com estas opções uma malha regular (Figura 4.35 e Figura 4.36).

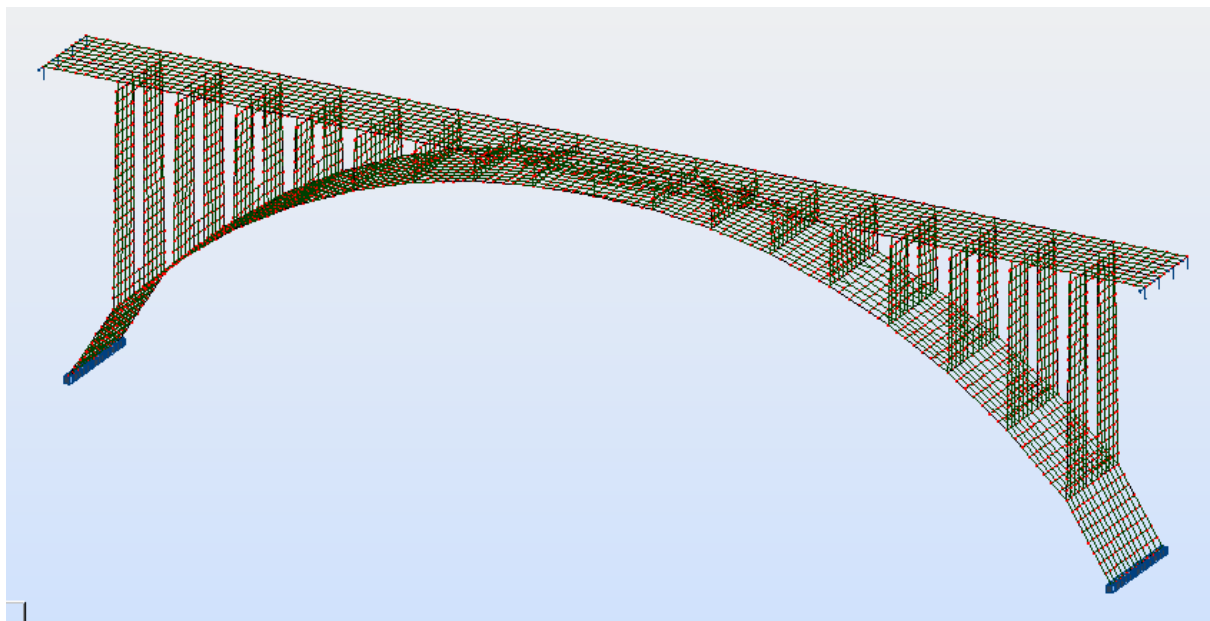


Figura 4.35 – Vista 3D do modelo de elementos finitos

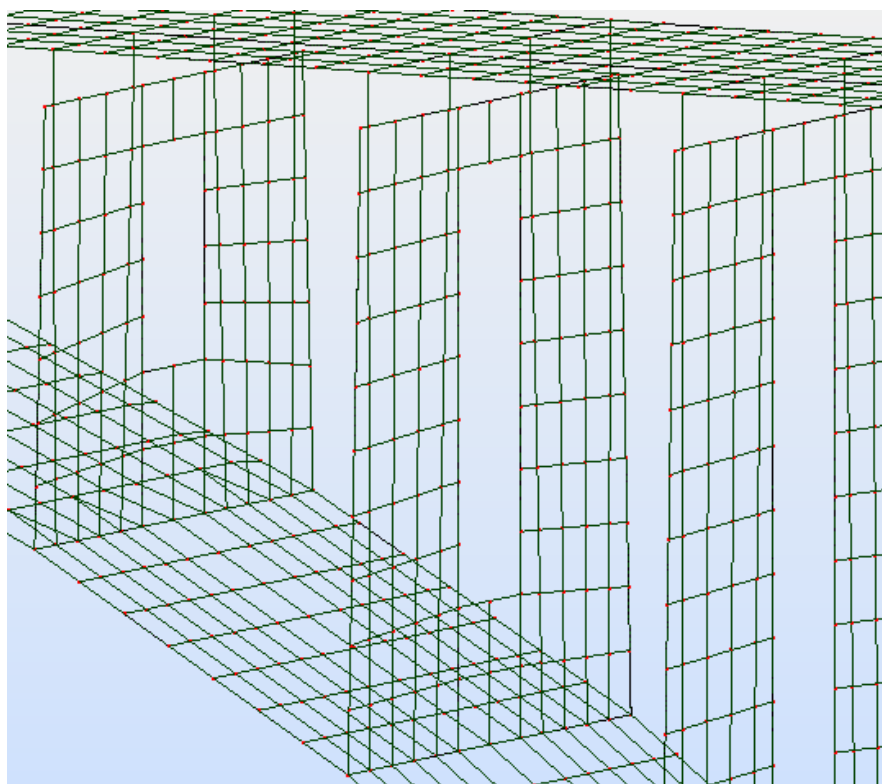


Figura 4.36 – Pormenor das barras de ligação dos montantes aos tabuleiros, elementos finitos e vazios dos montantes

Após a reabilitação, conforme referido na secção 3.5, introduziram-se chapas de aço nas longarinas. Como tal, de uma forma simplificada homogeneizou-se o aço em betão nas longarinas, aumentando assim a área destas. De forma à massa se manter correta, o peso específico (γ_b) deste betão também teve de ser corrigido recorrendo à expressão (4.15). Nesta A_b , A_a e A_h significam as áreas de betão, aço e homogeneizadas respetivamente. O peso volúmico do betão é representado pelo γ_b e o do aço por γ_a .

$$A_b \times \gamma_b + \gamma_a \times A_a = \gamma_{fict} \times A_h \quad (4.15)$$

O peso volúmico do betão e do aço é de 24,5 kN/m³ e 78,5 kN/m³ respetivamente. Os valores obtidos para pesos volúnicos fictícios são 23,78 kN/m³ e 23,90 kN/m³ para as vigas V1, V2 e V3,V4.

Como com a homogeneização a altura das longarinas altera-se, os respetivos *offsets* (Figura 4.37), cujo objetivo é manter com a mesma cota o topo da laje do tabuleiro e das longarinas, também têm que ser modificados.

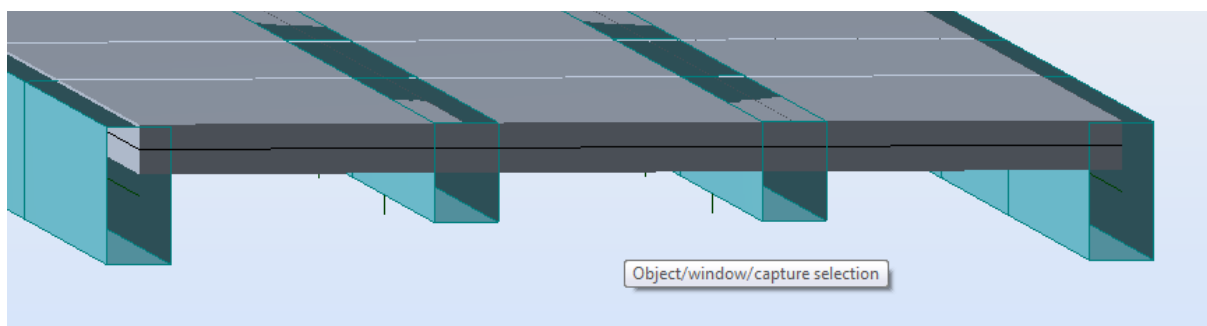


Figura 4.37 – Perspetiva do tabuleiro (lajes e longarinas)

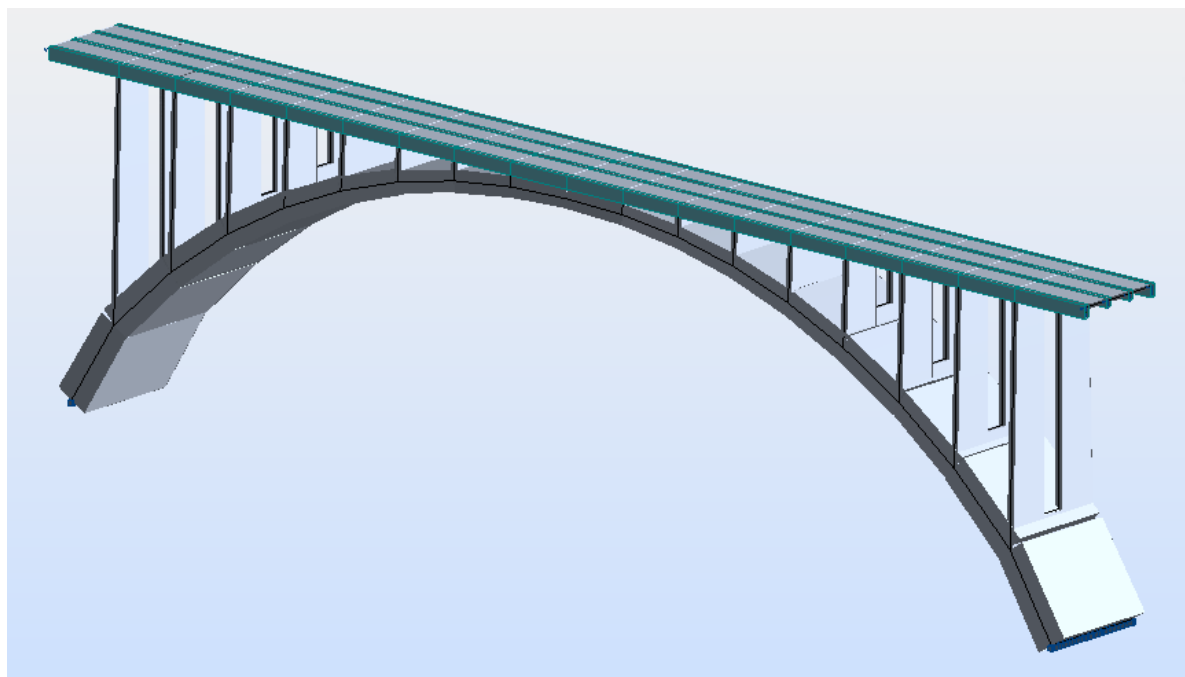


Figura 4.38 – Vista 3D da ponte

4.4.3. RESULTADOS DO MODELO DE CASCA ÀS AÇÕES PERMANENTES

As ações deste modelo são as mesmas apresentadas em 4.2.3. Nesta seção são apresentadas reações, esforços, tensões e deslocamentos. Como este modelo é de casca, para uma maior facilidade são apresentados mapas com cores. Sendo um modelo de casca, os momentos fletores são representados na direção em questão e não na do vetor momento.

Exceto as reações todos os restantes resultados são expressos nos eixos locais, assim é apresentado na Figura 4.39 a orientação dos eixos locais para arco, tabuleiro, longarinas e montantes. Todos os elementos do mesmo tipo possuem eixos locais com as mesmas direções e todos têm em comum o eixo Z (vermelho) a apontar para o exterior. O eixo X (azul) nas barras é longitudinal, enquanto nas cascas este e o Y (verde) estão no plano do elemento.

As figuras Figura 4.41 a Figura 4.45 representam mapas de cores relativas aos diferentes esforços: axiais (Figura 4.41 e Figura 4.42), momentos fletores (Figura 4.43 e Figura 4.44); tensões (Figura 4.45 a Figura 4.48). As Figura 4.49 Figura 4.51 representam mapas de cores relativamente aos deslocamentos da ponte sob ações permanentes.

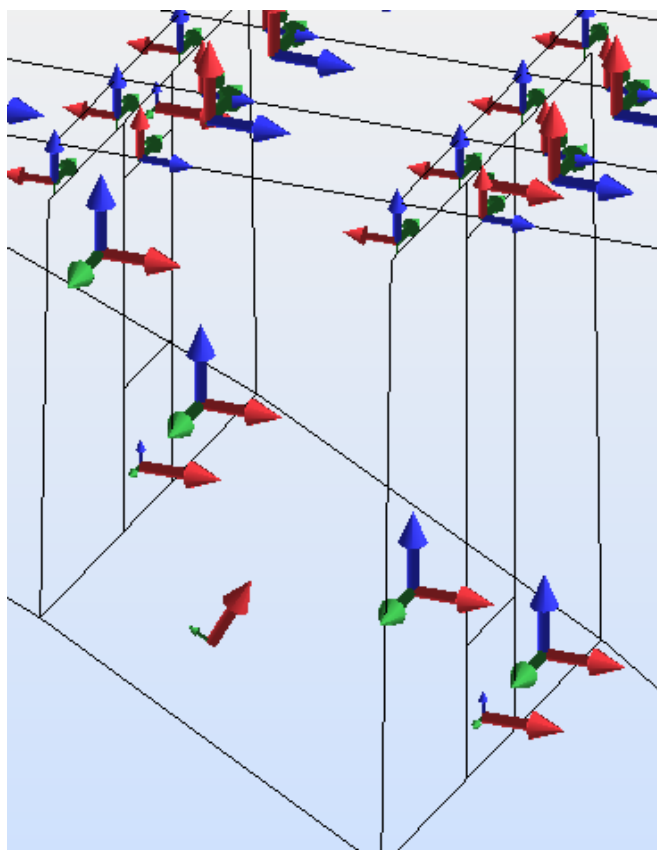


Figura 4.39 – Eixos locais do arco, montantes, longarinas e tabuleiro

Tabela 4.22 – Reações nos apoios do arco para a ponte submetida às ações permanentes

Apoio	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Esq	17965	-0,24	22221	-8,35	19263	9,50
Dir	-17965	-0,22	22221	-5,99	-19270	6,79

Tabela 4.23 - Reações nos apoios do tabuleiro

Apoio	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Esq	3,29	0,00	121	0,00	0,00	0,00
Dir	-2,11	0,00	121	0,00	0,00	0,00

Tabela 4.24 – Tensões máximas na ponte

S (MPa)	S max	S min	S max(My)	S max(Mz)	S min(My)	S min(Mz)	Fx/Sx (MPa)
MAX	5,46	0,24	4,32	0,06	0,00	0,00	1,16
Nó	2732	110	2732	2732	2764	2764	2732
MIN	-0,23	-3,25	0,00	0,00	-4,32	-0,06	-0,46
Nó	334	2732	2764	2764	2732	2732	4773

Tabela 4.25 – Deslocamentos e rotações máximos na ponte

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	0,1096	0,0029	0,0347	0,0000	0,0010	0,0000
Nó	3747	169	3843	2731	3454	1076
MIN	-0,1034	-0,0038	-0,7252	0,0000	-0,0010	0,0000
Nó	3646	166	29	2764	1941	1787

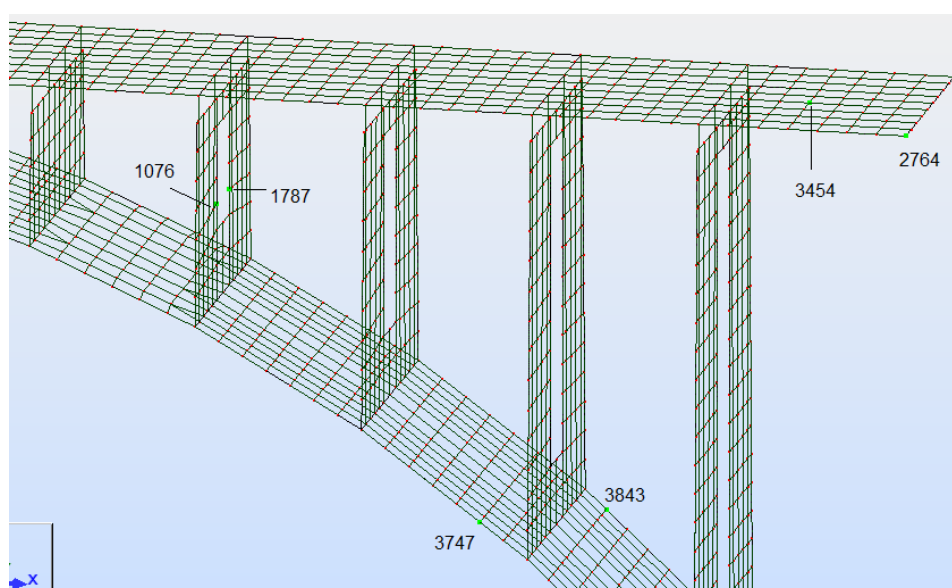
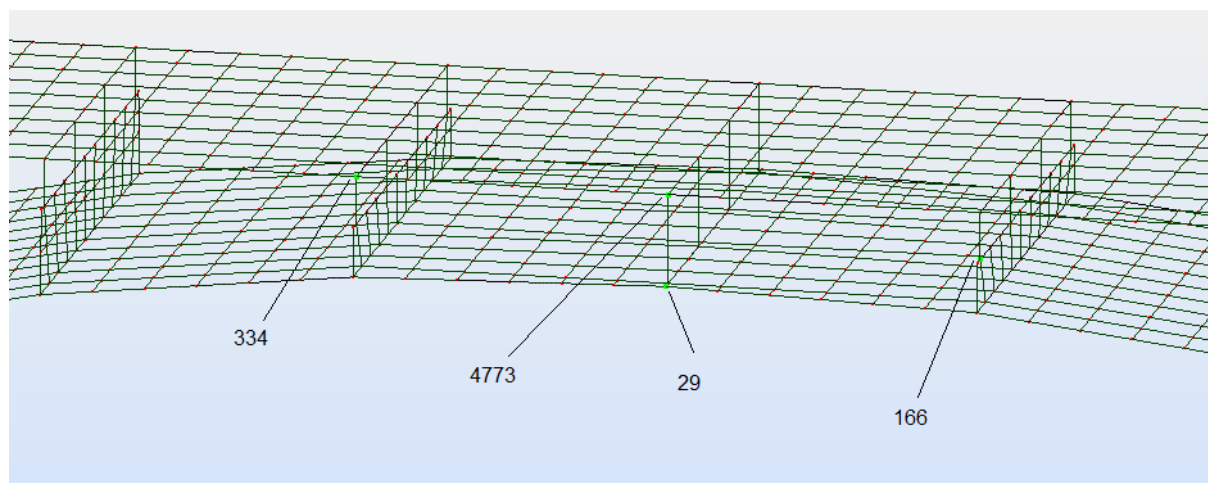
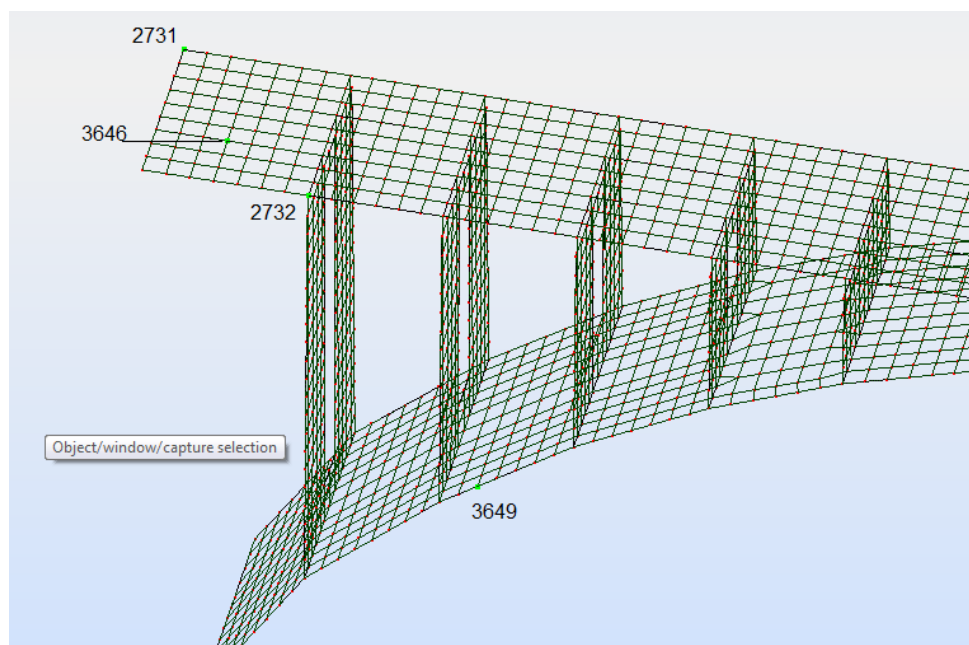


Figura 4.40 – Representação dos nós identificados da Tabela 4.23 à Tabela 4.25

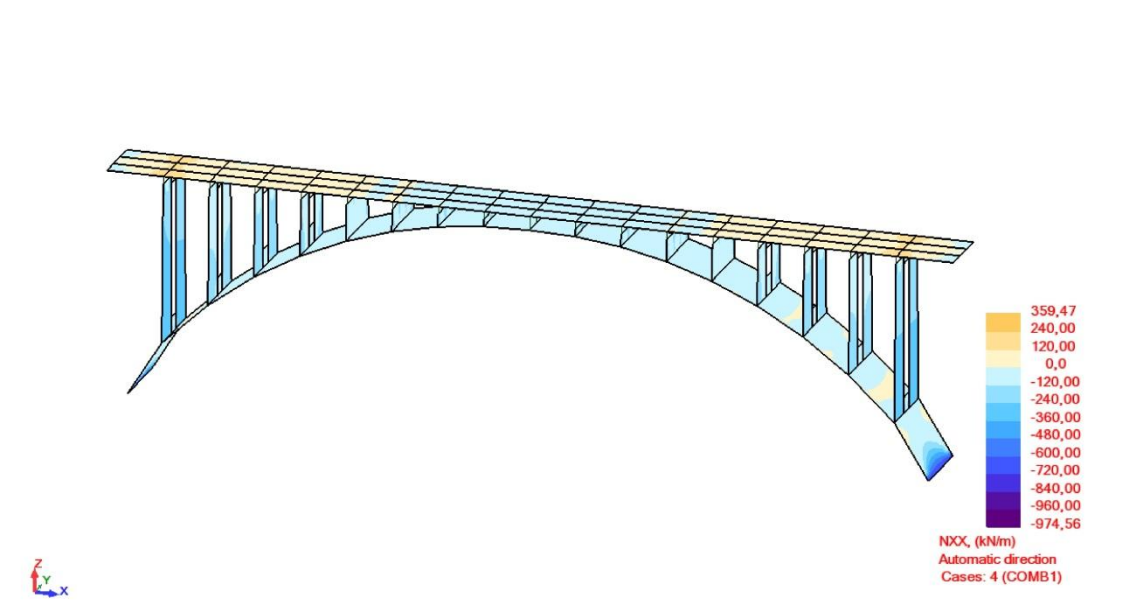


Figura 4.41 – Esforços axiais na direção X (eixos locais)

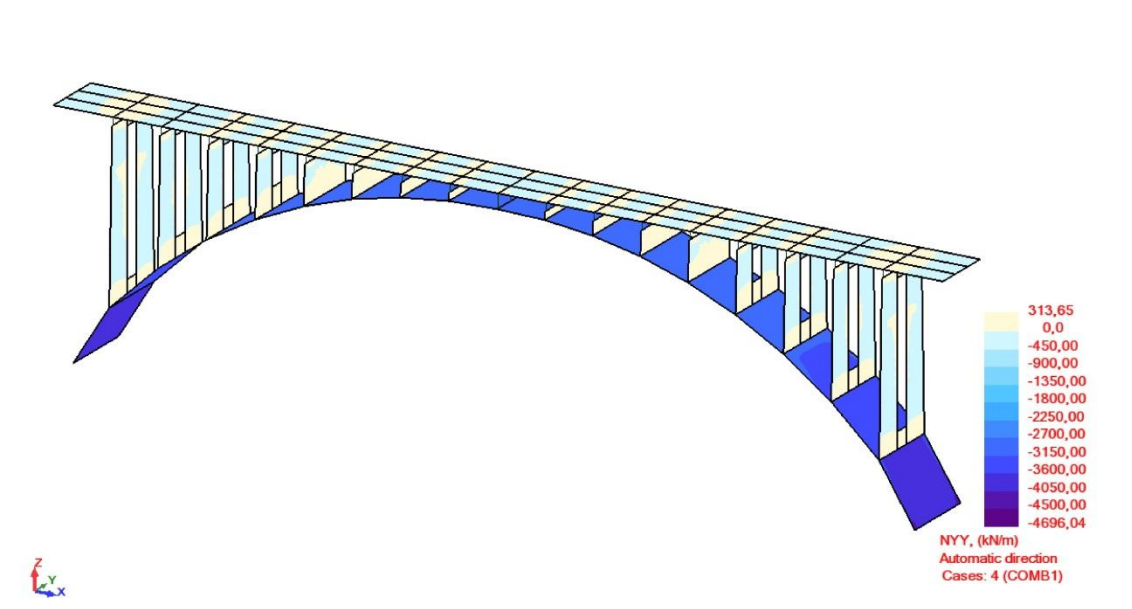


Figura 4.42 – Esforços axiais na direção Y (eixos locais)

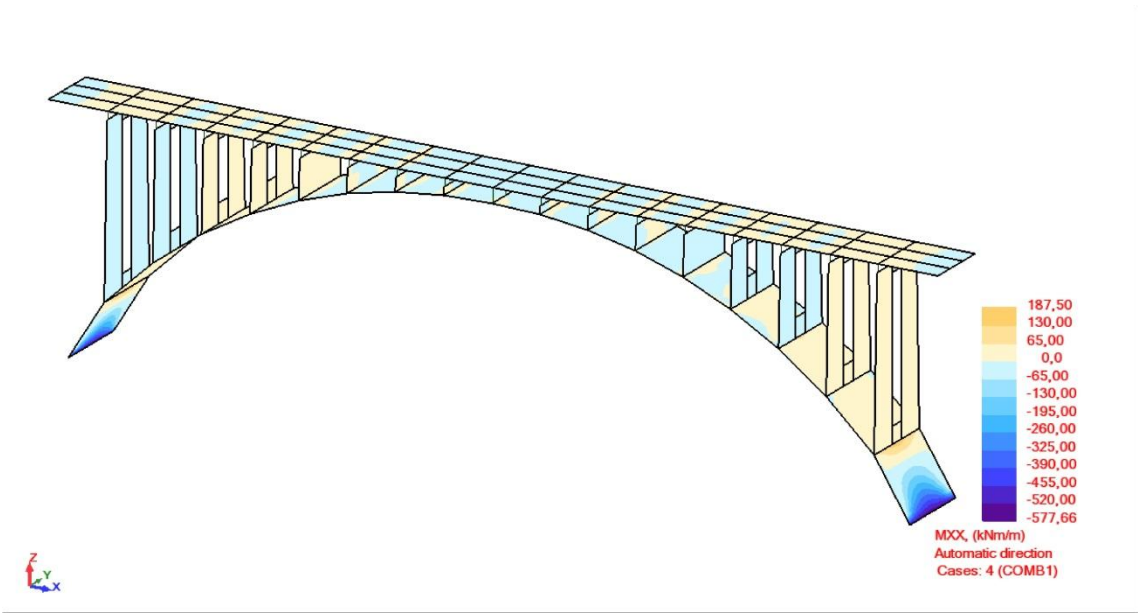


Figura 4.43 – Momentos fletores na direção X (eixos locais)

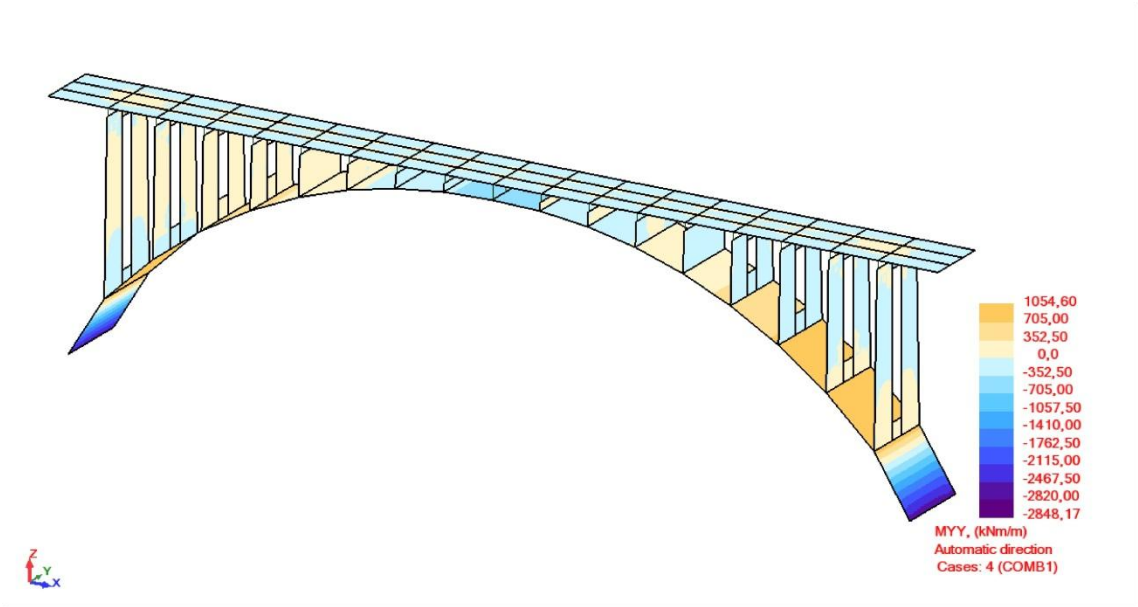


Figura 4.44 – Momentos fletores na direção Y (eixos locais)

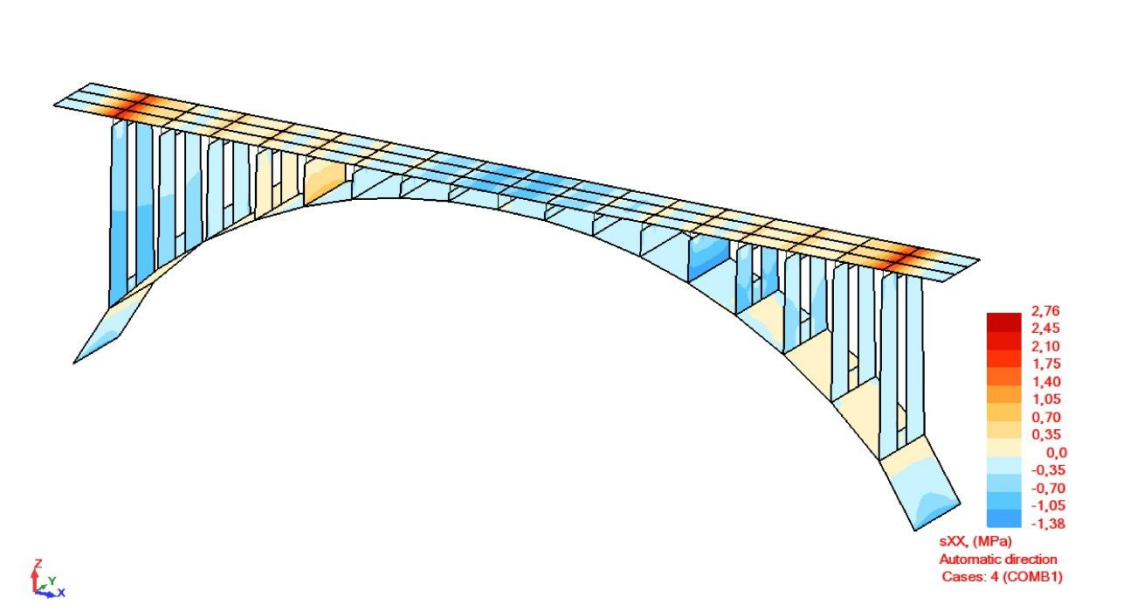


Figura 4.45 – Tensões na direção X (superiores) (eixos locais)

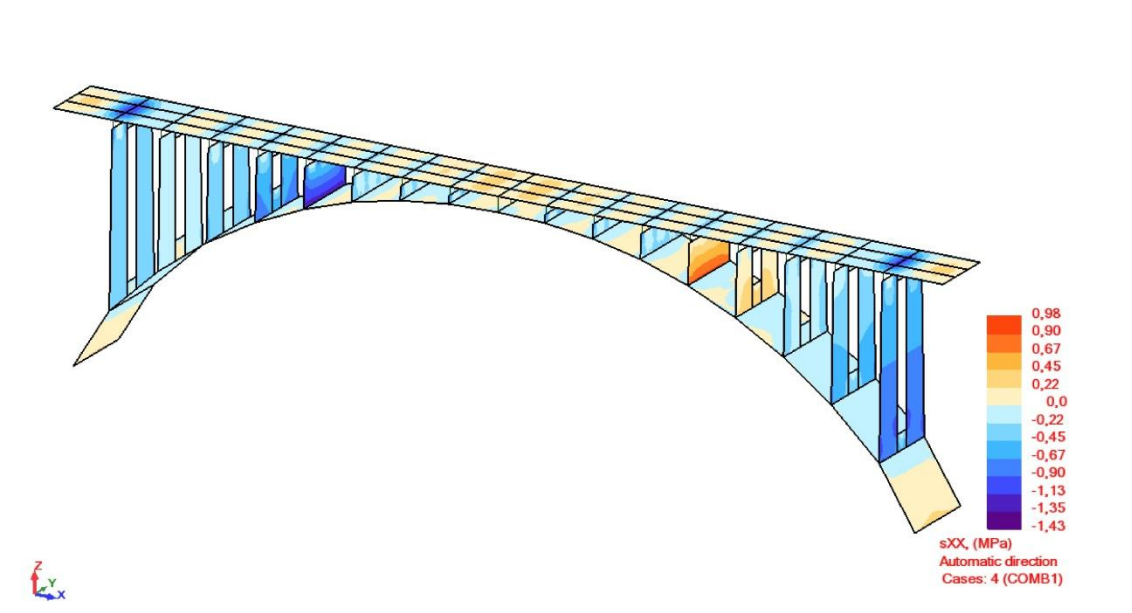


Figura 4.46 – Tensões na direção X (inferiores) (eixos locais)

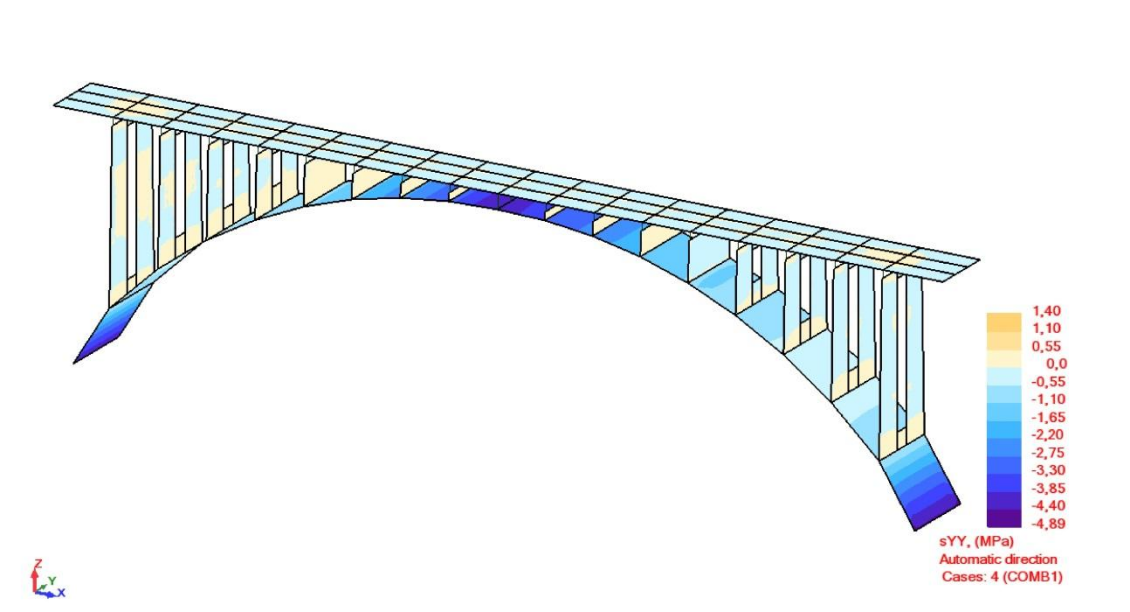


Figura 4.47 – Tensões na direção Y (superiores) (eixos locais)

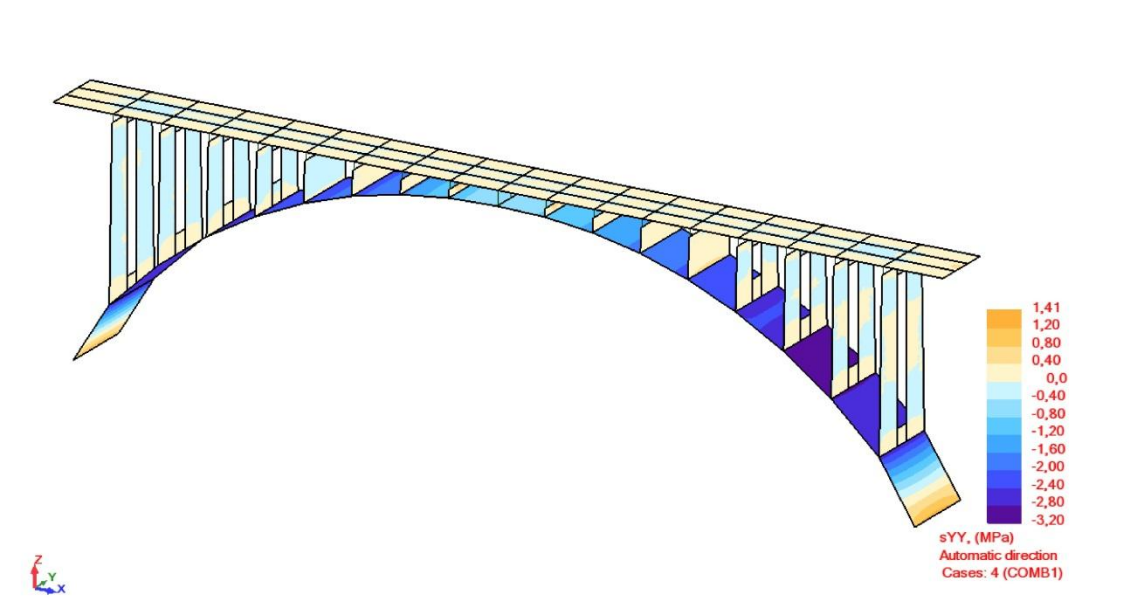


Figura 4.48 - Tensões na direção Y (inferiores) (eixos locais)

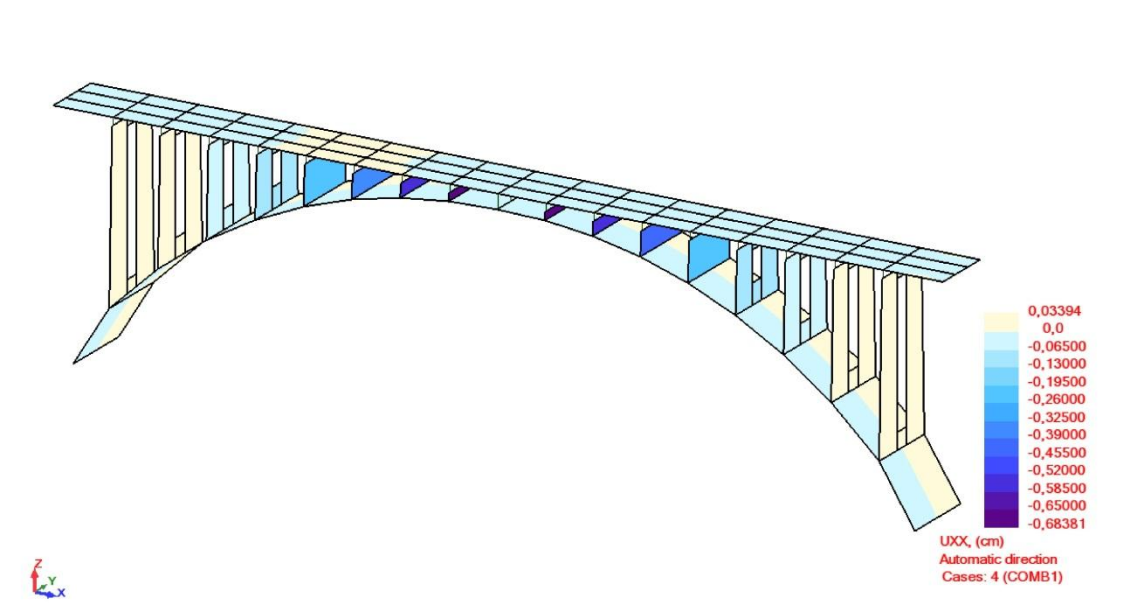


Figura 4.49 – Deslocamentos na direção X (eixos locais)

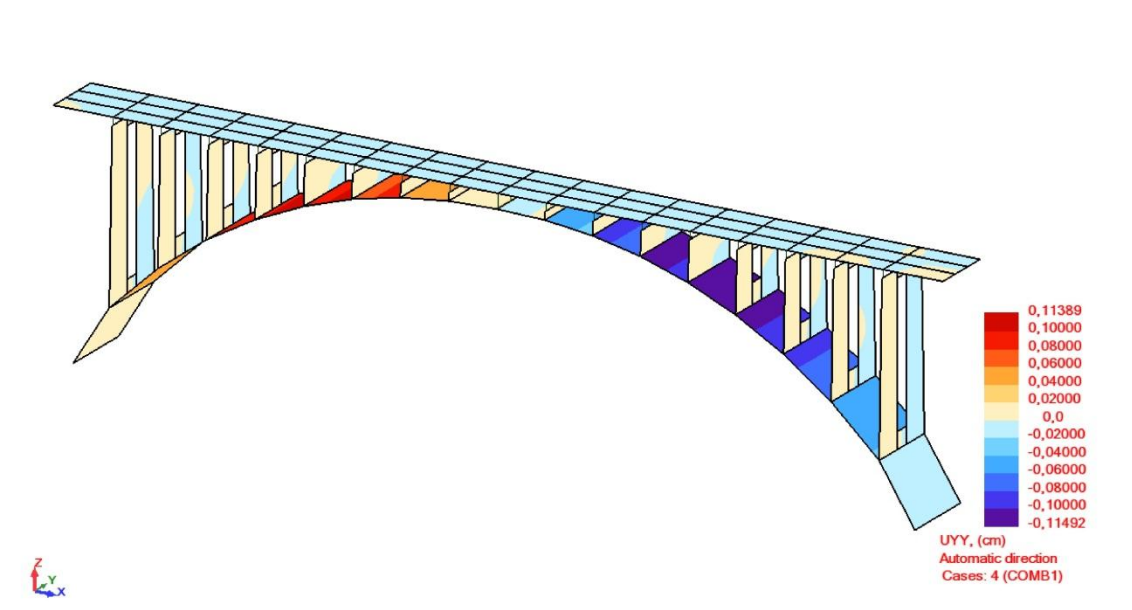


Figura 4.50 – Deslocamentos na direção Y (eixos locais)

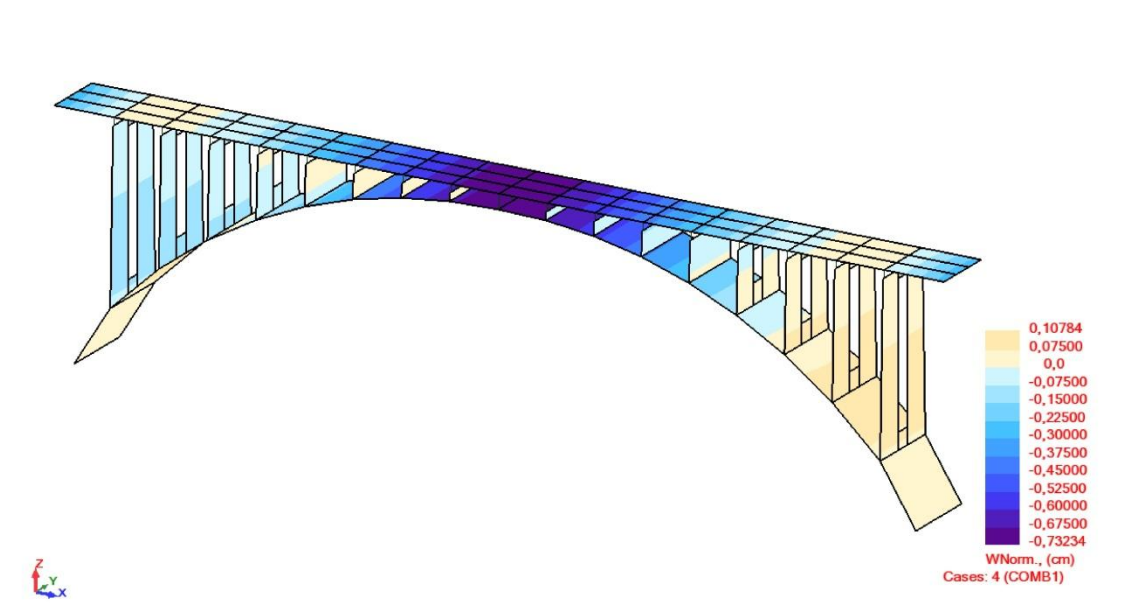


Figura 4.51 - Deslocamentos na direção Z (eixos locais)

4.4.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DO MODELO CASCA

As reações verticais nos apoios do arco são cerca de 22 MN, as horizontais 18 MN e o momento fletor na direção longitudinal 19 MNm; estes resultados estão apresentados na Tabela 4.22. Os momentos máximos negativos ocorrem nos apoios e no fecho. Entre estes dois ocorrem momentos positivos.

No tabuleiro, as reações verticais são de 121 kN e não existem momentos, pois os apoios de neoprene não impõem restrição a rotações. Os momentos mais elevados ocorrem na zona dos montantes mais altos, pois é onde existe um maior afastamento entre elementos de apoio.

Nos montantes os momentos fletores mais elevados, na direção longitudinal (X), são nos de menor dimensão, que não possuem apoios de neoprene (p4 e p5).

As tensões máximas ocorrem nas zonas de momentos máximos, possuindo localizações semelhantes no modelo de barras, descrito em 4.2.6. As tensões máximas no arco são de 1,40 MPa de tração e de 4,90MPa de compressão.

No tabuleiro, as tensões máximas são de 2,76 MPa e correspondem à zona de momentos máximos. Nos montantes, as tensões máximas são aproximadamente de 1,43 MPa (compressão) e 1,36 MPa (tração). O valor referido na Tabela 4.24 de 5,46 MPa ocorre na barra de ligação entre o tabuleiro e o montante p1.

Os deslocamentos na direção X máximos são de 0,10 cm e encontram-se nos montantes mais curtos e na zona das juntas de dilatação junto ao fecho do arco. Os deslocamentos em Y são muito pequenos, ou seja, próximos de 0,1 cm. Os deslocamentos na direção Z são máximos no fecho do arco e no tabuleiro, que se encontra sobre este e valem 0,73 cm.

4.5. COMPARAÇÃO ENTRE O MODELO DE BARRAS E O MODELO DE CASCA

Qualitativamente, os resultados obtidos para as ações permanente tendo por base os dois modelos desenvolvidos são semelhantes.

Existem contudo algumas diferenças que ocorrem, principalmente nas reações – momentos dos apoios do arco e nas tensões. Estas diferenças devem-se fundamentalmente aos seguintes aspetos: para o mesmo carregamento o modelo de barras e o modelo de casca não originam as mesmas reações e ainda o número de troços utilizados na modelação do arco foi diferente nos dois modelos.

Analisando agora mais pormenorizadamente, observa-se que as reações verticais e horizontais dos apoios do arco (Tabela 4.7) são da mesma ordem de grandeza. O momento fletor nos apoios do arco no modelo de barras (3261 kNm) é muito inferior ao do modelo de casca (19270 kNm). Estes resultados ocorrem devido às razões apontadas no parágrafo anterior. Contudo, estes momentos são residuais. Isto significa, que provocam tensões baixas quando comparadas com a resistência do betão à compressão.

As tensões no modelo de casca são também superiores (Tabela 4.24) às do modelo de barras (Tabela 4.10). No primeiro modelo a tensão máxima de compressão é de 5,46 MPa e a de tração 3,25 MPa, enquanto no segundo as tensões máximas são de 3,68 e 2,76, respetivamente de compressão e tração. Estas tensões máximas situam-se no tabuleiro.

Os deslocamentos que acompanham os momentos são maiores no modelo de casca do que no de barras, sendo o descendente máximo de 0,24 cm, no modelo de barras (Tabela 4.10) e de 0,73 cm (Tabela 4.25) no modelo de casca. Embora o segundo seja cerca de 3 vezes superior ao primeiro a ordem de grandeza mantém-se.

Para comprovar que o modelo de casca não se encontra desajustado, foi construído um modelo de barras com o mesmo número de troços e geometria que o arco de casca. De forma a eliminar erros introduzidos pela modelação dos montantes e tabuleiro, foram comparados os resultados apenas do arco do modelo apresentado na seção 4.2, o arco do modelo de casca em 4.4 e um novo arco, com um modelo de barras, com o mesmo número de troços do modelo de casca analisado em 4.4 (Barras 18).

Tabela 4.26 – Reações e deslocamento máximo vertical no arco considerando diferentes modelos de elementos finitos

Modelo	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)
Barras	10718	14193	1526	-0,152
Casca	11008	14246	9660	-0,382
Barras 18	10930	14340	1850	-0,160

Após a análise da Tabela 4.26, onde se resumem os valores dos esforços máximos obtidos para os 3 modelos desenvolvidos, consegue-se concluir que o número de troços do arco, assim como o tipo de modelo influenciam os resultados nas reações momentos do arco bi-encastado, assim como os deslocamentos máximos.

Por último, foi feito um teste para verificar, caso as cargas aumentem, se os valores dos momentos nas nascentes do arco também aumentam, convergindo nos dois modelos. Para tal, utilizaram-se cargas assimétricas, pois esta é a forma mais lógica de ter momentos mais elevados nos encastramentos de um arco. Concretamente colocaram-se cargas distribuídas de 100 kN/m² no modelo de barras da seção

4.2 e no modelo de casca da seção 4.4, apenas no lado direito do tabuleiro. Estes resultados são apresentados na Tabela 4.27.

Tabela 4.27 – Reações nos apoios para carga de 100 kN/m^2

Modelo	Apoio	FZ (kN)	MY (kNm)
Barras	Esq	22487	85242
	Dir	43186	34548
Casca	Esq	25606	104252
	Dir	41336	23811

Assim, pela Tabela 4.27, é possível concluir que, quando os momentos aumentam significativamente os modelos apresentados neste capítulo são semelhantes. É então possível assumir a concordância de resultados entre os dois modelos e como tal utilizar o modelo de casca nos capítulos seguintes.

4.6. RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL COM O MODELO DE CASCA

As frequências dos modos de vibração e respectivas configurações modais constituem também resultados importantes para o capítulo subsequente deste trabalho. Estas foram calculadas recorrendo a uma análise modal efetuada pelo programa. O método utilizado por este foi o *Sub space iteration*. Utilizou-se a matriz de massa consistente, na medida em que esta estrutura é contínua e não possui massas concentradas.

Os apoios extremos do tabuleiro escolhido são os iniciais, iguais aos do modelo de casca e de barras, o módulo de elasticidade adotado é 55 GPa e peso volúmico de $24,5 \text{ kN/m}^3$. As barras fictícias são as apresentadas no modelo de Casca.

Resume-se na Tabela 4.28 as frequências calculadas do modelo numérico e as características da configuração dos doze primeiros modos, classificadas com base na configuração do tabuleiro. Nas Figura 4.52 até Figura 4.55 apresentam-se as configurações modais da estrutura completa e gráficos dos deslocamentos modais do tabuleiro nos modos, que não são locais. Todos os gráficos possuem as componentes U_z e U_y das coordenadas modais, exceto quando uma destas é residual não é apresentada. O eixo das abcissas representa a distância à junta da dilatação da pilastra 1 (P1 - Figura 4.1) e o eixo das ordenadas representa os deslocamentos da configuração modal normalizados, de forma a permitir comparar-se intensidades entre as várias configurações modais.

Tabela 4.28 – Frequências naturais calculadas e respetivo tipo de modo

Modo	Frequência (Hz)	Tipo de modo
1	2,31	1º vertical - anti simétrico
2	3,11	1º lateral - simétrico
3	4,26	2º vertical - simétrico
4	4,50	1º local montantes - anti-simétrico
5	6,68	2º local montantes
6	6,70	3º local montantes
7	7,18	2º lateral - anti simétrico
8	7,64	3º vertical – anti simétrico
9	8,53	4º local montantes
10	8,54	5º local montantes
11	9,64	Torção
12	10,00	4º vertical - simétrico

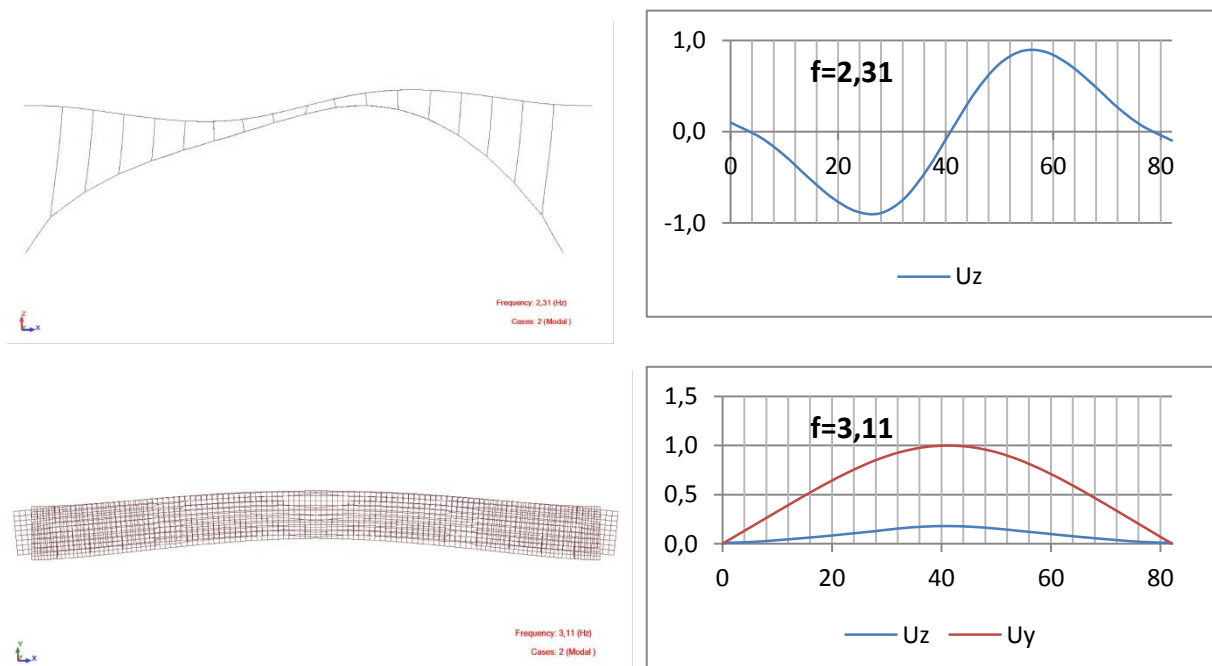


Figura 4.52 – Modos de vibração calculados (1 e 2)

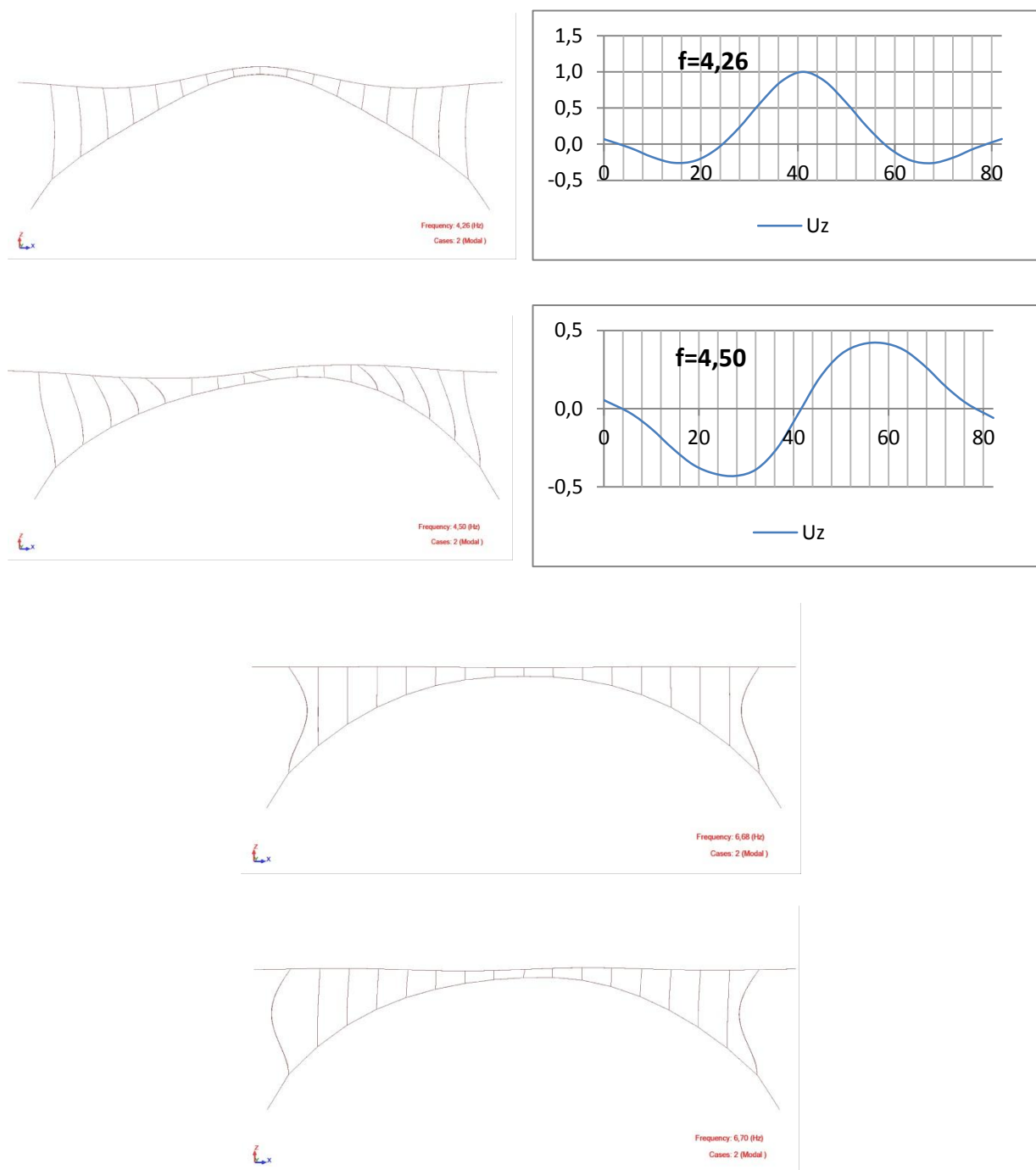


Figura 4.53 – Modos de vibração (3,4,5 e 6)

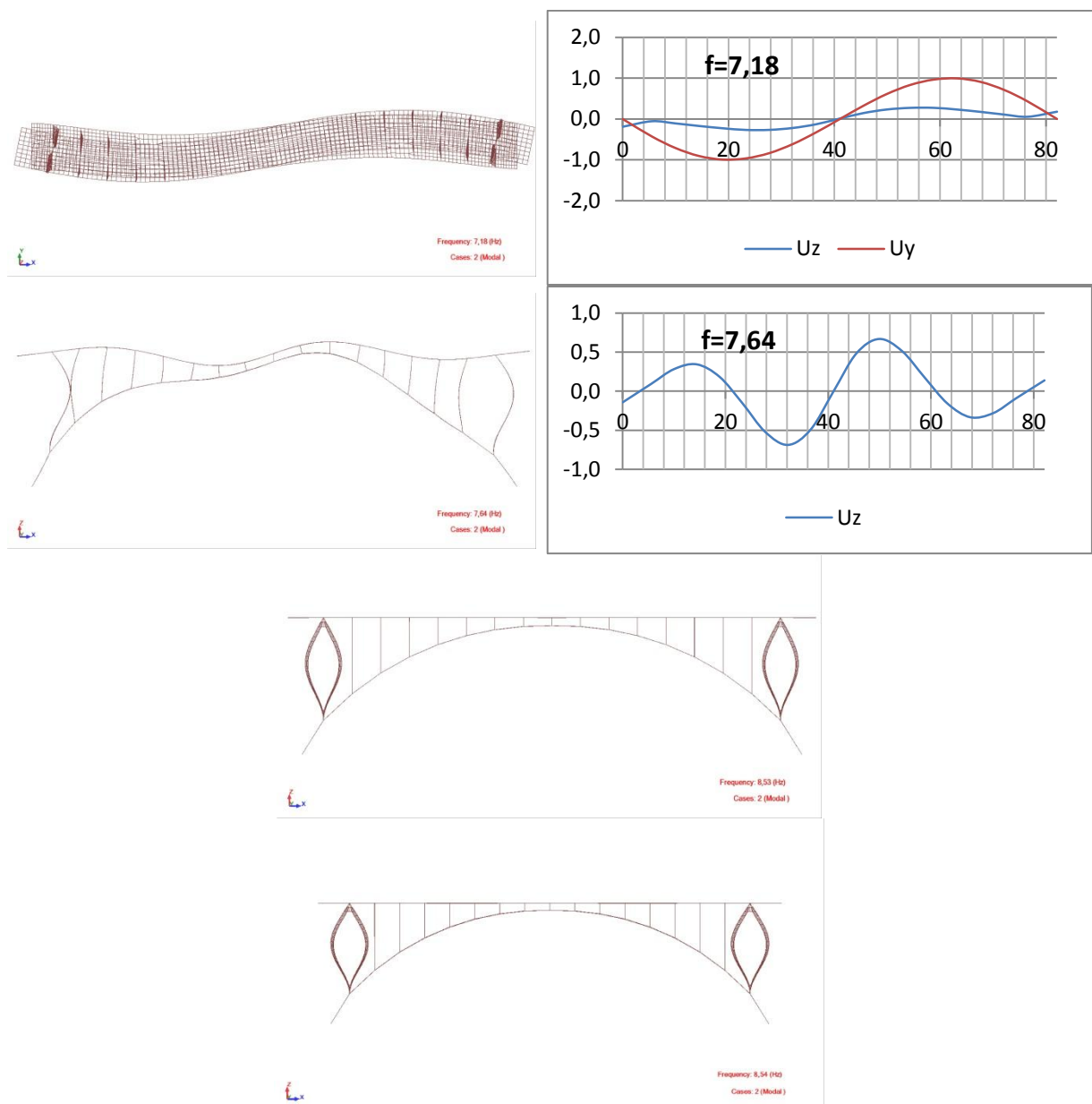


Figura 4.54 – Modos de vibração (7, 8, 9 e 10)

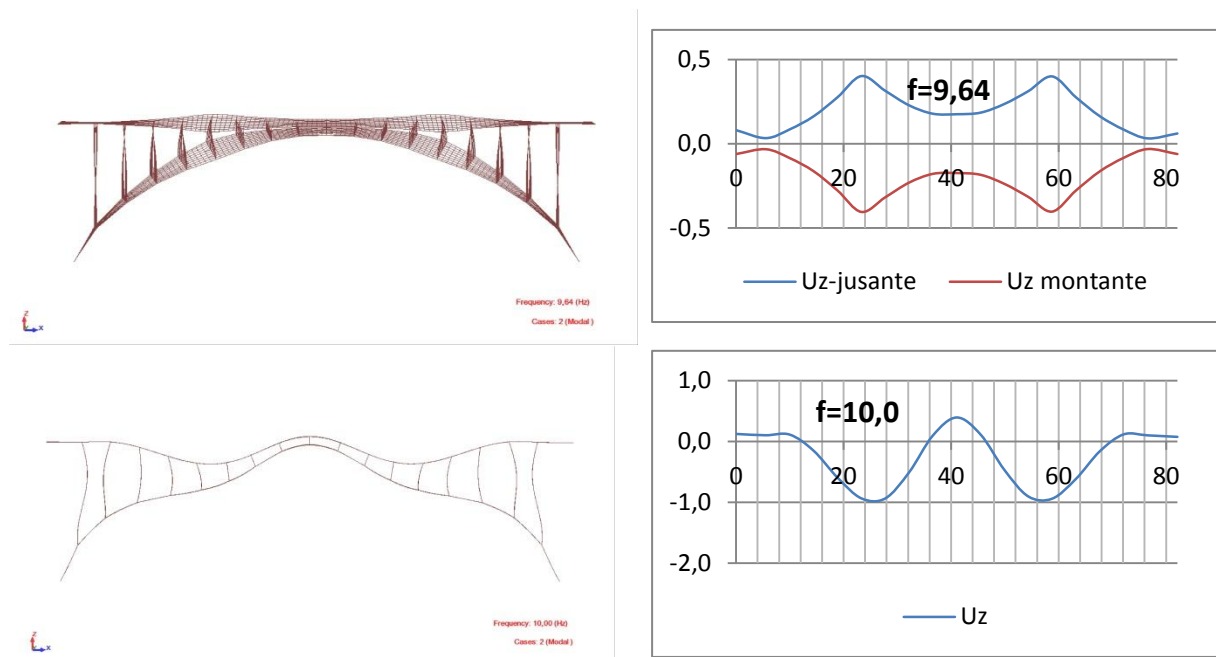


Figura 4.55 – Modos de vibração (11 e 12)

5

VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL DO MODELO NUMÉRICO

5.1. INTRODUÇÃO

A segurança das estruturas de engenharia civil é cada vez mais estudada, não só nas fases de projeto e construção, mas também nas fases de exploração e reabilitação. Estas análises são baseadas em modelações numéricas, de análise estática e dinâmica, assentes maioritariamente em modelos de elementos finitos.

Contudo, existem incertezas de diferentes tipos na definição das características geométricas, mecânicas e sobretudo, das condições de apoio.

As técnicas de identificação dos parâmetros modais da estrutura (frequências naturais, configurações dos modos de vibração e coeficientes de amortecimento - Figura 5.1) com base na realização de ensaios dinâmicos, aparecem como uma ajuda importante para validar e atualizar os parâmetros calculados. Desta forma, a capacidade de carga das estruturas pode ser melhor avaliada.

Existem dois tipos de ensaios para caracterizar experimentalmente o comportamento dinâmico das estruturas: os ensaios de vibração forçada e os de vibração ambiental. Nos primeiros, mede-se a resposta da estrutura quando esta é sujeita a uma excitação artificial controlada (ação impulsiva ou harmónica - Figura 5.1), enquanto nos segundos mede-se a resposta da estrutura sujeita a ações ambientais, isto é às ações do dia-a-dia. Dado o tipo de estruturas estudadas em engenharia civil, os ensaios de vibração forçada implicam a utilização de equipamentos pesados, o que os torna normalmente dispendiosos. Outro inconveniente, é normalmente a necessidade de interdição do funcionamento normal da estrutura, o que em infra-estruturas gera custos económicos elevados.

No presente capítulo é validado o modelo numérico apresentado no capítulo anterior, utilizando os resultados do ensaio de vibração ambiental (ação do tipo ruído ambiente - Figura 5.1), da ponte em estudo, realizado pelo Vibest – Laboratório de Vibração e Monitorização de Estruturas.

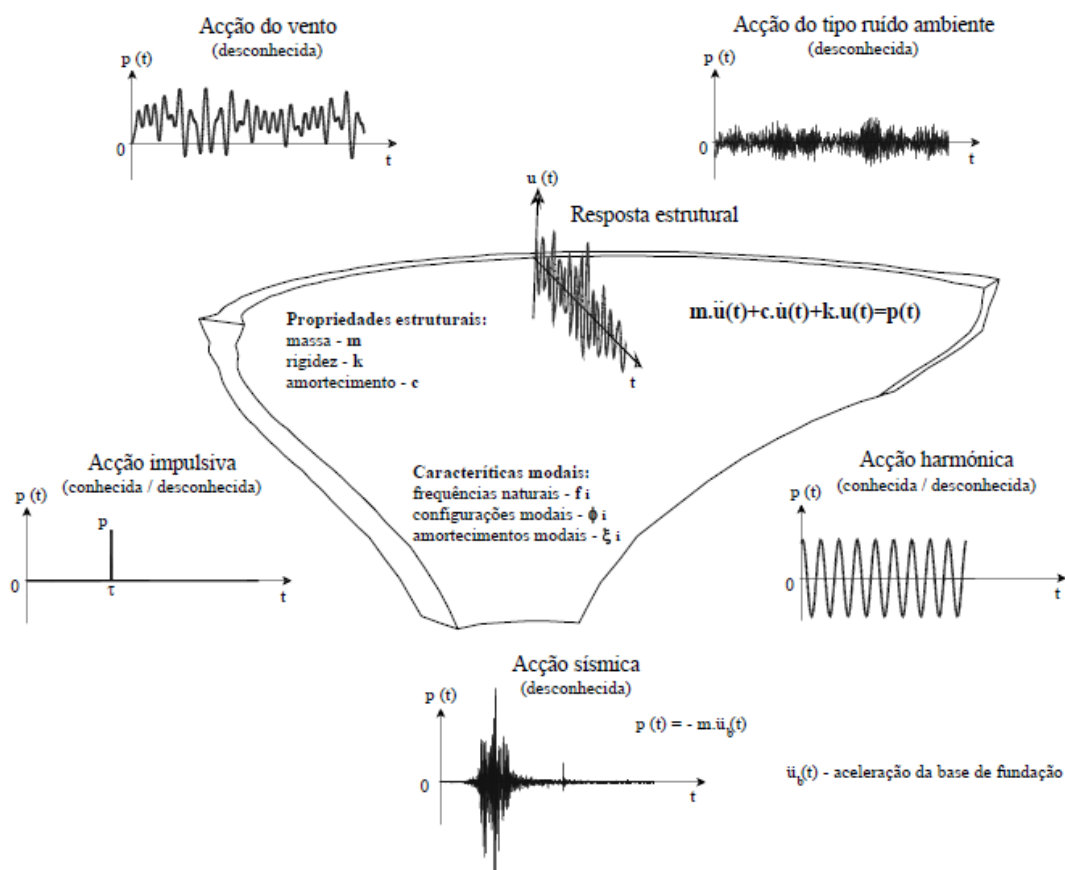


Figura 5.1 – Esquema representativo da caracterização do comportamento dinâmico de estruturas [45]

Numa primeira seção, são descritos de uma forma sucinta os métodos e equipamentos utilizados neste tipo de ensaios, em particular, o utilizado neste ensaio. Posteriormente, mostram-se os resultados obtidos pelo laboratório, mais concretamente as configurações modais associadas às frequências naturais associadas aos modos de vibração. Na seção seguinte, dá-se a conhecer as frequências e respetivas configurações modais obtidas no modelo numérico assim como as ligeiras alterações à estrutura apresentada no capítulo anterior, de forma a obter os resultados numéricos o mais próximo possível dos experimentais. Por último, são comparados os resultados dos ensaios com os numéricos, discutindo ainda quais as causas que motivam algumas diferenças.

5.2. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO E MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO ESTOCÁSTICA

A identificação modal de estruturas e, em particular, de pontes com base em ensaios de vibração ambiental, requer procedimentos de ensaio corretos e ajustados ao tipo de estrutura e ao método de identificação estocástica a ser usado posteriormente.

5.2.1. PROCEDIMENTO DE ENSAIO

A medição da resposta dinâmica das estruturas a ações ambientais pode ser efetuada com o recurso a sismógrafos triaxiais, que são constituídos por acelerómetros. Estes têm que ser sensíveis numa gama de frequências, que inclua as frequências mais importantes da estrutura. O sinal recolhido pelos sismógrafos (análogo) tem que ser posteriormente convertido em digital, correspondendo esta passagem à transformação de um domínio contínuo em discreto, o que acarreta a introdução de erros.

Quanto maior o número de bits dos conversores, maior é a divisão da escala, o que permite captar sinais mais baixos.

As várias estações de medida independentes entre si, possuem baterias e memória internas, sendo os dados destas transferidos para um computador. Sensores GPS instalados em cada estação permitem a sincronização temporal entre elas. Antigamente não eram aplicadas estas tecnologias, o que dificultava a realização dos ensaios.

Normalmente existem dois tipos de estações: as de referência e as móveis. O ideal seria ter muitos sismógrafos, de forma a realizar o ensaio em todos os pontos em simultâneo. No entanto, a aquisição de muitos aparelhos é economicamente incomportável. Assim, um ou idealmente dois sismógrafos são posicionados de forma fixa sobre um ponto de referência, enquanto os restantes funcionam como sensores móveis colocados ao longo dos outros pontos de medida. Há que ter o cuidado prévio de situar os sismógrafos fixos sobre pontos em que todos os modos tenham ordenadas não nulas e de preferência elevadas. Daí que haja o maior interesse em realizar um estudo numérico, ainda que preliminar, antes dos ensaios.

No caso das pontes, as estações devem ser colocadas sobre alinhamentos longitudinais, mas caso existam modos de torção, é útil posicionar sismógrafos em pelo menos 2 pontos opostos numa secção transversal, de modo a mais facilmente separar os efeitos de flexão dos efeitos de torção por combinações de sinal medido.

No início dos ensaios, devem ser programados os sismógrafos para definir o tempo de aquisição das estações e o tempo necessário para mudar a posição dos sensores. Estes tempos condicionam a qualidade dos ensaios [46].

5.2.2. MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO ESTOCÁSTICOS

Os métodos de identificação estocásticos consistem em algoritmos matemáticos, que estimam as propriedades modais das estruturas com base na sua resposta às ações ambientais. A designação de métodos estocásticos deve-se ao facto da excitação ser desconhecida (vento, tráfego, entre outras) e ser idealizada como um processo estocástico, ou seja uma função temporal que varia aleatoriamente. A excitação ambiental resulta da combinação de várias fontes, sendo representada por um processo estocástico do tipo ruído branco; este é um processo com contribuição uniforme de todas as frequências.

Estes métodos podem ser classificados consoante o *input* em dois tipos: domínio da frequência e domínio do tempo. Os primeiros recorrem a estimativas espectrais e os segundos a séries temporais.

Dos quatro métodos mais utilizados, dois são no domínio da frequência: Método da Seleção de Picos (PP) e Método de Decomposição no Domínio da Frequência (FDD), e os outros dois no domínio do tempo: Identificação Estocástica em Subespaços, a partir das correlações ou a partir das séries temporais. Todos estes métodos são detalhados e exemplificados em [47]. O método da seleção de picos é o mais antigo e de aplicação mais simples, tendo como problemas a identificação de modos de vibração com frequências próximas e fornecer estimativas de qualidade dos coeficientes de amortecimentos modais. O FDD permite melhorar estas dificuldades, mas mantendo um procedimento simples. Os métodos de identificação no domínio do tempo são mais complexos. Contudo, na maioria das estruturas em que as frequências naturais estão suficientemente afastadas e não são precisos coeficientes de amortecimento, o método PP possibilita a obtenção de bons resultados.

Seguidamente descreve-se o método da seleção de picos, que foi usado no ensaio de vibração ambiental, cujos resultados servem para validar o modelo numérico desenvolvido no capítulo anterior.

5.2.2.1 Método da seleção de picos

O método da seleção de picos baseia-se na hipótese de, que para frequências próximas das frequências naturais da estrutura, a resposta dinâmica ser essencialmente condicionada pela contribuição do modo ressonante. Assim, é equivalente a simular o comportamento da estrutura para essa gama de frequências como um oscilador de um grau de liberdade com a mesma frequência e coeficiente de amortecimento do modo ressonante.

As frequências naturais são obtidas pelos picos dos espectros de potência (PSD) das acelerações medidas na estrutura, devidas às ações ambientais. Como as acelerações são medidas em vários pontos, analisar os picos dos espectros de potência de cada grau de liberdade de um dos pontos de medida não é suficiente; um procedimento possível passa por calcular um espectro médio normalizado (ANSP) recorrendo à expressão:

$$ANSP(w) = \sum_{i=1}^l NPSD_i(w) \quad (5.1)$$

Na equação anterior, l é o número de pontos de medida, e os espectros normalizados (NPSD) são obtidos pelo cociente entre as estimativas dos auto-espectros (PSD) e a soma das suas N ordenadas dos picos dos espectros conforme a equação:

$$NPSD(w) = \frac{PSD(w)}{\sum_{i=1}^N PSD(w)} \quad (5.2)$$

Esta normalização é fulcral, pois as séries temporais associadas a cada grau de liberdade não são todas captadas em simultâneo, podendo existir grandes diferenças da intensidade da excitação. Assim, basta analisar os picos do espectro de potência média normalizada para ficar a conhecer as frequências naturais da estrutura.

A identificação dos modos de vibração é obtida através da função transferência da resposta ambiental - expressão (5.3), que permite conhecer, nos pontos medidos, as componentes dos modos de vibração, associados a cada uma das frequências de ressonância w_k .

$$\tilde{H}_{ab}(w_i) = \frac{\tilde{S}_{ab}(w_i)}{\tilde{S}_{bb}(w_i)} = \frac{\varphi_{ia}}{\varphi_{ib}} \quad (5.3)$$

Na expressão (5.3) a e b significam pontos genéricos da estrutura, $\tilde{S}_{bb}(w_i)$ a estimativa média do espectro de potência das acelerações medidas em b , $\tilde{S}_{aa}(w_i)$ a estimativa média da função densidade espectral cruzada entre as respostas medidas em a e em b , φ_{ia} a ordenada modal do modo i no ponto a e φ_{ib} a ordenada modal do modo i no ponto b .

Fixando assim, por exemplo, o ponto b , e percorrendo diferentes secções da estrutura com o ponto a , obtêm-se o modo de vibração i , a menos de um fator de escala, que é obtido por avaliação da amplitude das diferentes funções de transferência relacionando a resposta ambiental no ponto de referência com cada ponto móvel. Isto significa que é possível conhecer o comportamento dinâmico de toda uma estrutura recorrendo apenas a dois sensores.

O sinal de cada ordenada dos modos de vibração é conseguido pela observação da evolução da fase da função de transferência. Quando a fase da função de transferência entre uma secção e outra for próxima de 0, a ordenada modal desse ponto tem o mesmo sinal que a ordenada do ponto de referência. Se a fase for próxima de 180°, implica que a o ponto em causa e a secção de referência possuem sinal contrário.

Uma medida de correlação entre os dois sinais pode ser obtida através da equação:

$$\tilde{\gamma}_{ab}^2(w) = \frac{\tilde{S}_{ab}(w)^2}{\tilde{S}_{aa}(w) \times \tilde{S}_{bb}(w)} \quad (5.4)$$

Se a função de correlação é próxima da unidade, isso significa que o ruído é baixo. Ao invés, quando a função de correlação é bastante inferior à unidade significa que o ruído é elevado [46].

5.3. RESULTADOS E DESCRIÇÃO DO ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL NA PONTE DO TUA

5.3.1. METODOLOGIA E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Os objetivos do ensaio foram identificar os parâmetros modais: frequências naturais e modos de vibração, através da medição da resposta da estrutura a ações de natureza ambiental, para o tabuleiro da ponte sobre o Tua.

A medição realizou-se com cinco sismógrafos, que contêm acelerómetros triaxiais do tipo “force-balance” e conversores analógico-digitais de 24 bits. A sincronização entre unidades de medidas foi realizada através de GPS e a programação dos tempos de aquisição efetuada através de computador, conforme explicado na seção anterior.

A aquisição de dados foi feita com frequência de amostragem de 100Hz e por sucessivos períodos de 16 minutos, com o objetivo de obter estimativas espectrais com resolução em frequência adequada. Conforme descrito em [48], para atenuar os efeitos de ruído efetuaram-se médias da resposta temporal medida dividindo cada série temporal medida de 16 minutos em troços sobrepostos com comprimentos de 50% (a fim de melhor aproveitar o sinal), sendo para cada troço calculada a FFT (Transformada discreta finita de Fourier) e realizada a média destes.

Nos ensaios mediram-se séries temporais de acelerações verticais, laterais e longitudinais nas 19 seções do tabuleiro, conforme esquematizado na Figura 5.2. Os sismógrafos assinalados a vermelho no lado de jusante nas seções 7 e 5 são os de referência, enquanto os restantes 3 percorreram os restantes pontos assinalados em *setups* sucessivos [49].

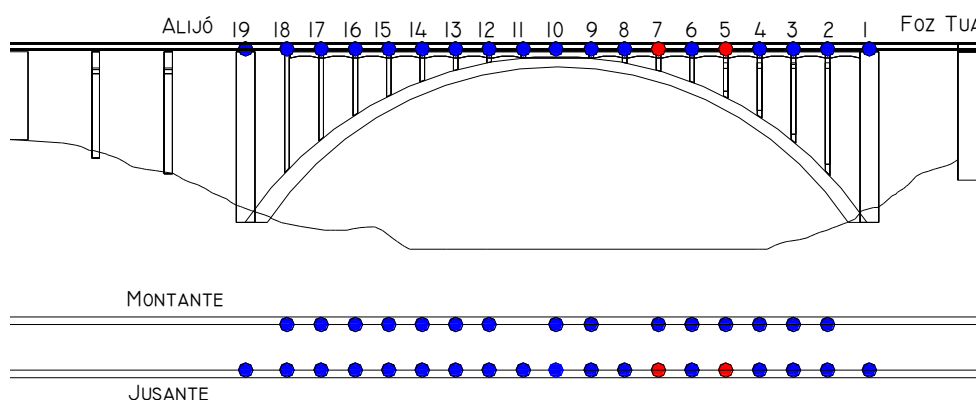


Figura 5.2 – Alçado e planta do tabuleiro instrumentado [49]

Em 15 dos 19 pontos assinalados na Figura 5.2 realizaram-se medições em dois alinhamentos longitudinais, de forma a caracterizar adequadamente possíveis modos de torção.

5.3.2. IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS

A identificação dos parâmetros modais foi feita utilizando o método de seleção de picos descrito em 5.2.2.1.

Na Figura 5.3 é apresentado um espectro normalizado médio contendo todas as séries de acelerações verticais colhidas ao longo do ensaio, ou seja as abscissas representam as frequências naturais dos modos de flexão vertical e de torção.

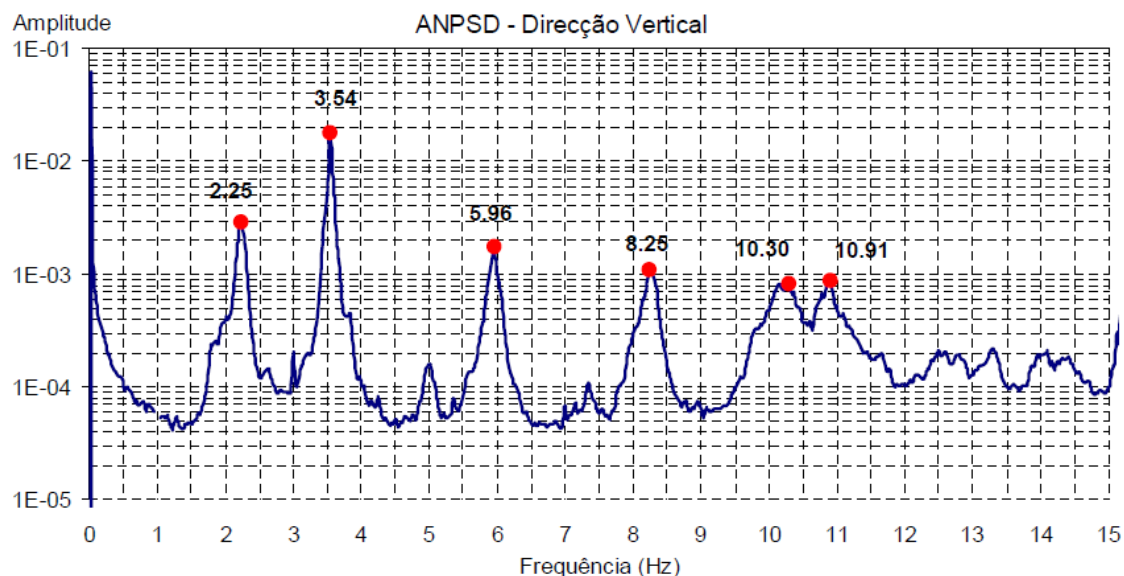


Figura 5.3 – Espectro normalizado médio das acelerações verticais medidas na ponte [49]

As configurações modais dos modos de flexão vertical e torção estão representadas na Figura 5.4.

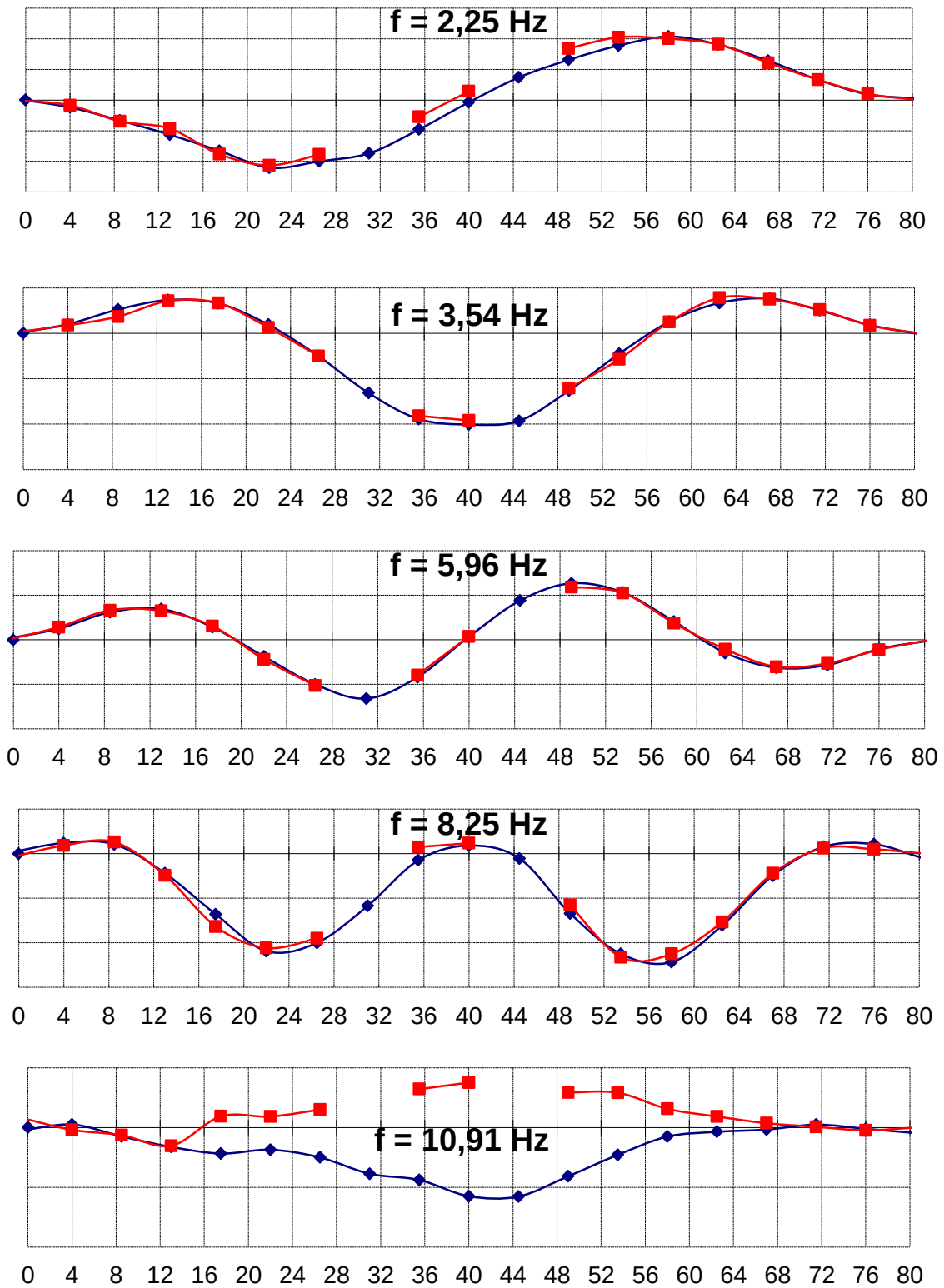


Figura 5.4 – Frequências e configurações modais dos modos de flexão vertical/torção [49]

Na Figura 5.5 é apresentado um espectro normalizado médio com as séries temporais de acelerações laterais medidas no ensaio, ou seja, as abscissas representam as frequências naturais dos modos de

flexão lateral. As frequências e configurações modais dos modos de flexão lateral estão representadas na Figura 5.6

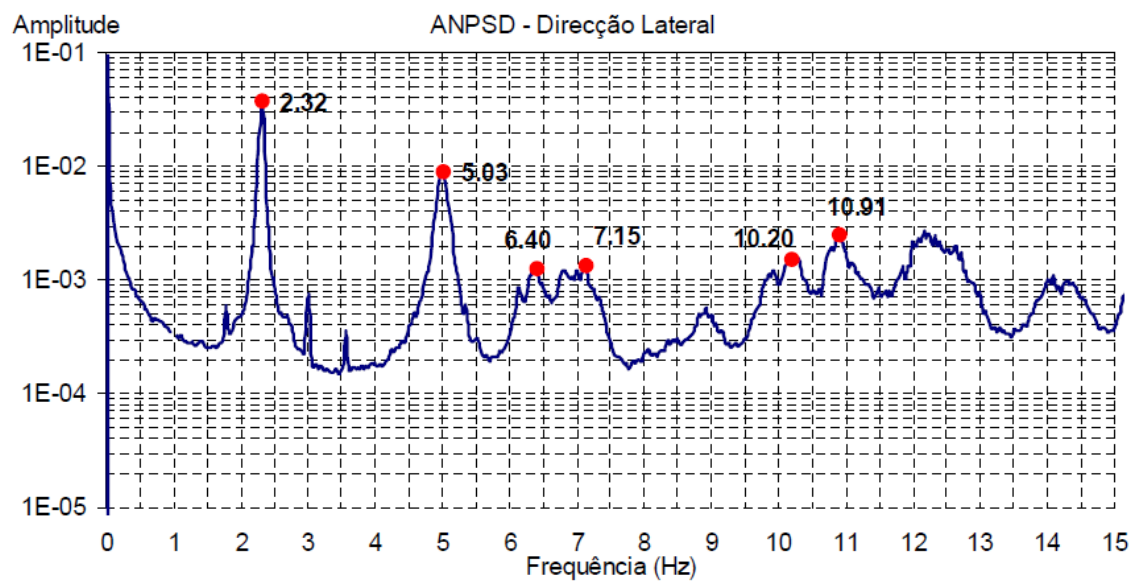


Figura 5.5 – Espectro normalizado médio das acelerações laterais medidas na ponte [49]

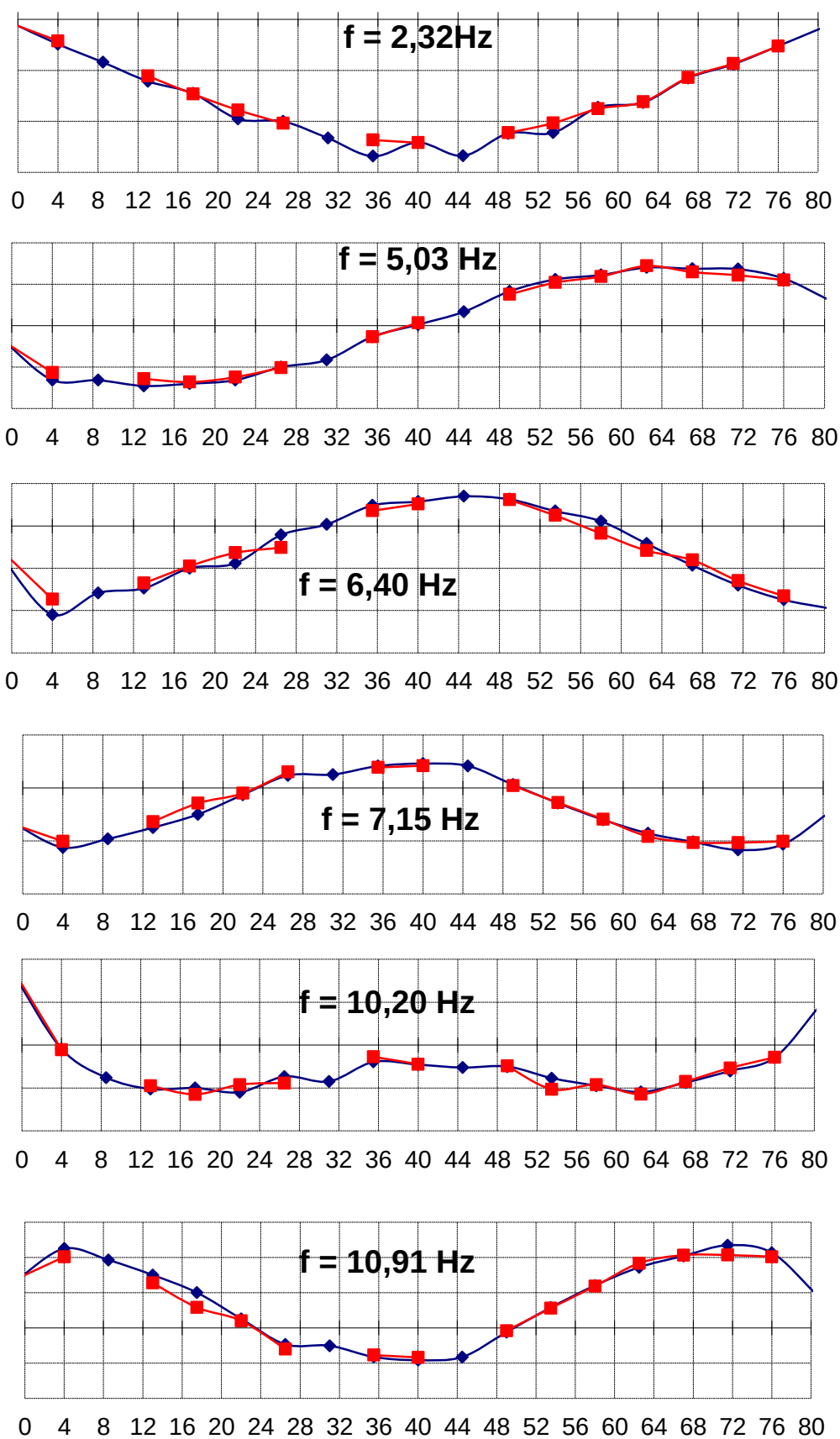


Figura 5.6 – Frequências e configurações modais dos modos de flexão lateral [49]

5.4. VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS

A caracterização do comportamento dinâmico de uma estrutura exige uma adequada idealização das ações atuantes, um correto conhecimento das propriedades geométricas e mecânicas dos elementos estruturais constituintes e a definição de um modelo matemático que permita obter, a forma mais rigorosa possível, as principais características da resposta da estrutura em função das características da excitação.

Os modelos estruturais devem ser capazes de simular o comportamento estrutural do sistema dinâmico. No entanto, esta simulação nunca é totalmente perfeita, devido a simplificações, que é necessário introduzir, dada a complexidade das estruturas. Nesta perspetiva, a possibilidade de utilizar informação de cariz experimental na validação dos modelos desenvolvidos constitui uma mais valia para o conhecimento estrutural.

De forma a tentar aproximar os resultados numéricos dos experimentais, foi feito um estudo de sensibilidade sobre um conjunto de variáveis, que são as seguintes:

- Módulo de elasticidade do betão;
- Apoios extremos dos tabuleiros;
- Apoios e ligações do tabuleiro aos montantes;
- Juntas de dilatação do tabuleiro.

Numa primeira análise, comparando as frequências calculadas com o modelo desenvolvido na secção 5 com as frequências identificadas, sistematizadas na Tabela 5.1 pode concluir-se que o modelo numérico está mais rígido principalmente na direção transversal, sendo a diferença entre a frequência transversal e numérica de quase 1 Hz. Comparando as configurações modais do 1º modo lateral experimental e numérico (Figura 5.7) observa-se que os apoios extremos do tabuleiro permitem deslocamentos horizontais transversais.

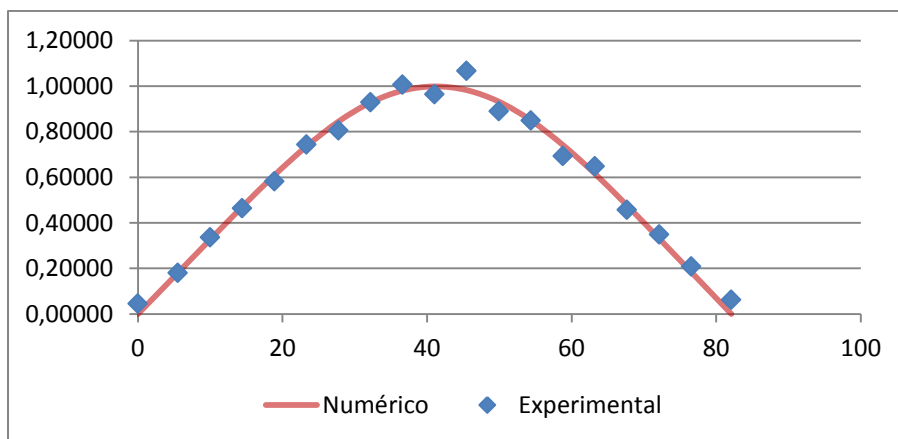


Figura 5.7 – Configuração modal do 1º modo lateral

Tabela 5.1 – Comparação das frequências numéricas e experimentais

Modo	Frequência (Hz)		Tipo de modo
	Númerica	Experimental	
1	2,31	2,25	1º vertical - anti simétrico
2	3,11	2,32	1º lateral - simétrico
3	4,26	3,54	2º vertical - simétrico
4	7,18	5,03	2º lateral - anti simétrico
5	7,64	5,96	3º vertical – anti simétrico
6	9,64	10,91	Torção
7	10,00	8,25	4º vertical - simétrico

Assim testaram-se valores para o módulo de elasticidade do betão conforme é apresentado na Tabela 5.2 e analisaram-se os valores das frequências dos primeiros 3 modos de vibração. Atendendo a que o módulo de elasticidade varia proporcionalmente com a raiz quadrada ($w \cong \sqrt{EI/m}$) das frequências de todos os modos, pode considerar-se como um fator de escala. O valor selecionado foi 49 GPa.

Tabela 5.2 – Frequências e tipo de modo numérico e experimental

Frequências numéricas (Hz)						Frequências experimentais (Hz)	
Modo	E (GPa)		Tipo de modo			Tipo de modo	
	47	49	52	55			
1	2,15	2,2	2,26	2,31	vertical	2,25	vertical
2	2,76	2,82	2,91	3,11	lateral	2,32	lateral
3	3,8	3,89	4	4,26	vertical	3,54	vertical

Numa segunda fase, a análise concentrou-se inicialmente no ajuste dos 3 primeiros modos de vibração. Na Tabela 5.2. são apresentadas as frequências dos mesmos, podendo constatar-se que, quer na direção vertical, quer lateralmente, o modelo numérico construído exibe uma maior rigidez do que o observado experimentalmente. Com vista a melhorar este comportamento, efetuou-se uma primeira alteração que consistiu na redução das inércias das barras que efetuam a ligação entre os montantes e o tabuleiro, definidas na Tabela 4.21. Nestas barras, visualizando os eixos locais (Figura 4.39), deduz-se, que a redução da inércia em Z reduz a rigidez transversal, ou seja as frequências dos modos laterais. Pelo contrário, a redução da inércia Y reduz as frequências dos modos no plano da ponte, isto é os de flexão vertical.

Tabela 5.3 – Inércias das barras de ligação dos montantes ao tabuleiro

Barras	Montante	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	A_x (cm ²)
rígida	p1 p2 p3 p4 p5	100	7000	750	10000
rígida 2	p1 p2 p3 p4 p5	100	7000	750	10000
rneopepre	p6 p7	100	7000	500	10000
rJD	JD	100	10000	5000	10000
rfecho	fecho	100	5000	750	10000

Das primeiras alterações nas inércias, sendo as configurações modais numéricas resultantes sucessivamente comparadas com as configurações modais experimentais, obtiveram-se as frequências da Tabela 5.4. Uma maior redução das inércias em Z, não origina uma diminuição da rigidez do primeiro modo lateral, introduzindo até erros no cálculo da estrutura. A redução das frequências dos modos de flexão vertical é possível. Contudo o 1º modo numérico tem frequência já inferior face ao medido, enquanto o 2º modo vertical numérico ainda tem frequência maior que o experimental.

Tabela 5.4 – Frequências naturais com inércias das barras iguais à Tabela 5.3

Modo	Frequência (Hz)/Tipo de modo			
	Numérica		Experimental	
1	1,97	vertical	2,25	vertical
2	2,75	lateral	2,32	lateral
3	3,70	vertical	3,54	vertical

Conclui-se portanto ser esta modificação de rigidez da ligação entre os montantes e o tabuleiro insuficiente para o acerto do modelo numérico.

Partindo então dos resultados da Tabela 5.4, foi realizado um estudo de sensibilidade aos apoios do tabuleiro, sendo este talvez o parâmetro mais importante para o acerto das configurações modais. As rotações foram sempre permitidas, os parâmetros variados foram a rigidez horizontal-longitudinal (K_x), a rigidez horizontal-transversal (K_y) e a rigidez vertical (K_z). Apresentam-se na Tabela 5.4 e Tabela 5.5 os parâmetros de rigidez ensaiados em quatro situações distintas relativas à variação da constante de rigidez K_y nos apoios e os valores e características das frequências calculadas em correspondência, respetivamente.

Tabela 5.5 – Rigidez dos apoios extremos do tabuleiro (KY)

sensibilidade KY				
Suporte	1	2	3	4
Kx (kN/m)	1200	1200	1200	1200
Ky (kN/m)	bloqueada	1200	0	20000
Kz (kN/m)	11289,6	11289,6	11289,6	11289,6

Tabela 5.6 – Frequência e tipo de vibração correspondentes às rigidezes dos apoios da Tabela 5.5

Frequência (Hz)/Tipos de vibração							
1	Tipo	2	Tipo	3	Tipo	4	Tipo
1,97	F	1,97	F	1,97	F	1,97	F
2,75	L	2,69	L	2,68	L	2,72	L
3,7	F *	3,7	F *	3,7	F*	3,7	F*
3,89	F	3,87	L	3,76	L	3,89	F
4,77	L	3,89	F	3,89	F	4,76	L

Na tabela anterior *F* e *L* significam respetivamente modos de flexão vertical e lateral respetivamente, o *F** significa, que é um modo vertical, que não foi identificado experimentalmente, como tal não deve ser usado para comparação com as frequências e configurações medidas. O mesmo se verificou com o terceiro modo da Tabela 5.4, de configuração semelhante à do 4º modo da Tabela 4.28. Analisando a Tabela 5.5 e a Tabela 5.6, conclui-se que o apoio extremo transversal do tabuleiro afeta principalmente os modos de vibração laterais. As situações 1 e 3 são irrealistas, na medida em que, pela observação das configurações dos vários modos presentes na Figura 5.6 existem deslocamentos transversais dos apoios. No entanto estes também nunca são totalmente livres.

A Tabela 5.6 e a Tabela 5.7 apresentam resultados da variação da constante de rigidez Kx nos apoios extremos.

Tabela 5.7 - Rigidez dos apoios extremos do tabuleiro (KX)

sensibilidade KX					
suporte	1	2	3	4	5
Kx (kN/m)	1200	0	20000	80000	bloq
Ky (kN/m)	bloq	bloq	bloq	bloq	bloq
Kz (kN/m)	11289,6	11289,6	11289,6	11289,6	11289,6
Rx (kNm/°)	0	0	0	0	0
Ry (kNm/°)	0	0	0	0	0
Rz (kNm/°)	0	0	0	0	0

Tabela 5.8 - Frequência e tipo de vibração correspondentes às rigidezes da Tabela 5.7

Frequência (Hz)/Tipos de vibração									
1	Tipo	2	Tipo	3	Tipo	4	Tipo	5	Tipo
1,97	F	1,95	F	2,22	F	2,48	F	2,67	F
2,75	L	2,75	L	2,75	L	2,77	L	3,24	L
3,7	F*	3,68	F*	3,89	F	3,89	F	3,89	F
3,89	F	3,89	F	4,07	F*	4,79	L	5,27	L
4,77	L	4,77	L	4,78	L	5,12	local	5,86	local

Da análise destas tabelas conclui-se, que a diminuição da rigidez, mesmo que seja libertar os deslocamentos horizontais dos apoios do tabuleiro, não tem grande interferência nas frequências. Ao contrário, o aumento da rigidez pode aumentar bastante as frequências naturais dos modos de flexão verticais e até aumentar a frequência do modo que não foi medido.

Testes semelhantes foram feitos à rigidez vertical dos apoios do tabuleiro e, uma vez que as alterações são da ordem das 2 ou 3 centésimas os resultados não são apresentados. Uma conclusão retirada pela observação das configurações modais experimentais dos modos de flexão vertical (Figura 5.4) é não existirem em nenhuma configuração deslocamentos verticais nestes apoios. Assim, os deslocamentos verticais têm que ser impedidos.

De forma a confirmar as configurações modais, as configurações numéricas foram sobrepostas às experimentais. Para poder compará-las é preciso recorrer ao método dos mínimos quadrados, pois os modos identificados não estão escalados. Este método é uma técnica de otimização matemática que procura encontrar o melhor ajuste para um conjunto de dados, tentando minimizar a soma dos quadrados das diferenças entre os valores numéricos e os experimentais. A constante pela qual se multiplicam os valores medidos é calculada pela equação (5.5).

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n (y_{i,exp} \times y_{i,num})}{\sum_{i=1}^n y_{i,exp}^2} \quad (5.5)$$

Na equação anterior $y_{i,exp}$ é o deslocamento modal medido na estação i e $y_{i,num}$ é o deslocamento obtido no modelo numérico no nó i .

Como experimentalmente existem resultados para os passeios de montante e jusante do tabuleiro da ponte em estudo (Figura 5.2) e o modelo construído é simétrico em relação ao eixo longitudinal da ponte foram realizadas as médias dos valores experimentais, quando existem dois resultados no mesmo alinhamento transversal, apresentadas na Tabela 5.9 e Tabela 5.10).

Tabela 5.9 – Valores médios dos deslocamentos modais verticais/torção experimentais [49]

Frequências	2,25	3,54	5,96	8,25	10,91
x	modo	modo	modo	modo	modo
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
-0,5	0,000	0,037	0,014	0,026	0,204
4,0	-0,102	0,375	0,268	0,106	0,011
8,5	-0,341	0,891	0,643	0,117	-0,275
13,0	-0,516	1,444	0,670	-0,232	-0,629
17,5	-0,857	1,325	0,296	-0,748	-0,247
22,0	-1,085	0,320	-0,406	-1,076	-0,188
26,5	-0,943	-1,000	-1,014	-0,975	-0,199
31,0	-0,868	-2,627	-1,320	-0,586	-1,546
35,5	-0,377	-3,704	-0,814	0,000	-0,235
40,0	0,053	-3,927	0,074	0,104	-0,396
44,5	0,368	-3,857	0,884	-0,056	-2,306
49,0	0,749	-2,464	1,226	-0,625	-0,232
53,5	0,957	-1,022	1,059	-1,144	0,124
58,0	1,018	0,507	0,394	-1,171	0,161
62,5	0,906	1,450	-0,252	-0,785	0,112
67,0	0,624	1,512	-0,616	-0,233	0,039
71,5	0,331	1,028	-0,546	0,070	0,060
76,0	0,096	0,354	-0,215	0,078	-0,067
80,5	0,012	-0,020	-0,008	-0,029	-0,092

Tabela 5.10 - Valores médios dos deslocamentos modais laterais experimentais [49]

Frequências	2,32	5,03	6,40	7,15	10,20	10,91
x	modo	modo	modo	modo	modo	modo
-0,5	-0,042	-0,425	0,793	1,428	1,571	1,428
4,0	-0,227	-1,222	-1,916	-2,132	-0,096	2,132
8,5	-0,421	-1,317	-1,586	-1,925	-0,757	1,925
13,0	-0,581	-1,368	-1,415	-1,388	-0,987	1,388
17,5	-0,729	-1,381	-0,975	-0,789	-1,073	0,789
22,0	-0,933	-1,280	-0,760	-0,229	-1,009	0,229
26,5	-1,009	-1,007	-0,366	0,534	-0,808	-0,534
31,0	-1,164	-0,829	0,036	0,507	-0,847	-0,507
35,5	-1,262	-0,267	0,421	0,800	-0,331	-0,800
40,0	-1,208	0,047	0,545	0,879	-0,449	-0,879
44,5	-1,337	0,335	0,698	0,827	-0,523	-0,827
49,0	-1,115	0,791	0,623	0,102	-0,491	-0,102
53,5	-1,064	1,077	0,298	-0,567	-0,900	0,567
58,0	-0,870	1,204	-0,035	-1,192	-0,934	1,192
62,5	-0,812	1,422	-0,502	-1,776	-1,118	1,776
67,0	-0,572	1,334	-0,871	-2,052	-0,860	2,052
71,5	-0,437	1,290	-1,350	-2,204	-0,567	2,204
76,0	-0,262	1,119	-1,701	-2,075	-0,286	2,075
80,5	-0,078	0,614	-1,948	-0,959	0,904	0,959

Os pontos retirados do modelo numérico correspondem ao centro de cada montante e aos apoios extremos do tabuleiro.

A primeira sobreposição foi feita com módulo de elasticidade do betão igual a 49 GPa, as propriedades mecânicas das barras iguais às da Tabela 5.3 e apoios extremos do tabuleiro com rigidez horizontal longitudinal (K_x) igual a 20000 kN/m, rigidez horizontal transversal (K_y) igual a 1200 kN/m e rigidez vertical 11289,6 kN/m. Na Figura 5.8, Figura 5.9 e Figura 5.10 apresentam-se as configurações modais numéricas e experimentais do 1º modo vertical, do 1º modo lateral e do 2º modo vertical respetivamente.

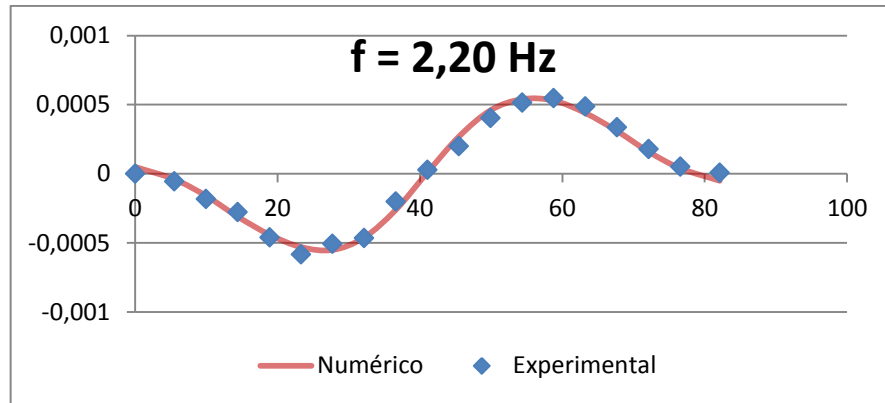


Figura 5.8 – Configuração modais numéricas e experimentais (1º modo vertical)

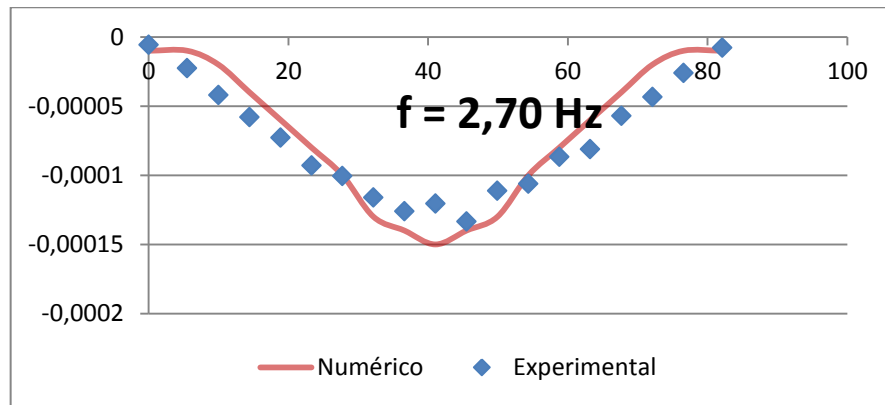


Figura 5.9 - Configurações modais numéricas e experimentais (1º modo lateral)

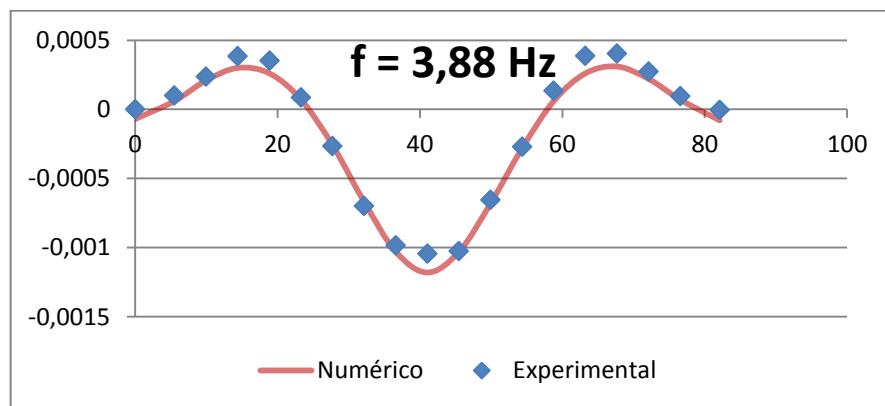


Figura 5.10 – Configurações modais numéricas e experimentais (2º modo vertical)

Pela Figura 5.8, é visível que não existem deslocamentos verticais nos apoios extremos do tabuleiro. As configurações modais coincidem à exceção dos máximos no modelo experimental, que são ligeiramente mais elevados e ocorrem mais próximos dos extremos, o que significa que o modelo está ligeiramente mais rígido.

Pela Figura 5.9 conclui-se que transversalmente o modelo está menos rígido junto aos apoios e menos rígido na zona central do tabuleiro, ou seja que a zona central está mais desligada do arco do que no modelo numérico; também não se verifica a rotação acentuada nas juntas de dilatação que existem na ligação entre TE, TD e o tabuleiro central (Figura 4.1).

Através da observação da Figura 5.10, verifica-se mais uma vez a existência do deslocamento dos apoios extremos do tabuleiro e que as juntas de dilatação no modelo numérico não estão modeladas corretamente. Aliás, é provavelmente devido aos máximos inferiores numéricos serem superiores aos experimentais, que se gera a diferença dos máximos superiores, devido à compensação exercida pelo método dos mínimos quadrados.

Assim, de forma a tentar corrigir as configurações modais apresentadas e discutidas anteriormente foram efetuadas alterações nos apoios do tabuleiro e das barras que ligam este aos montantes.

O deslocamento vertical dos extremos do tabuleiro foi assim impedido, e de forma a fazer coincidir o 1º modo lateral e os 1º e 2º verticais as rigidezes K_y e K_x dos apoios foram consideradas iguais a 2000 kN/m e 20000 kN/m respetivamente. Os resultados do novo estudo são apresentados da Figura 5.11 à Figura 5.15.

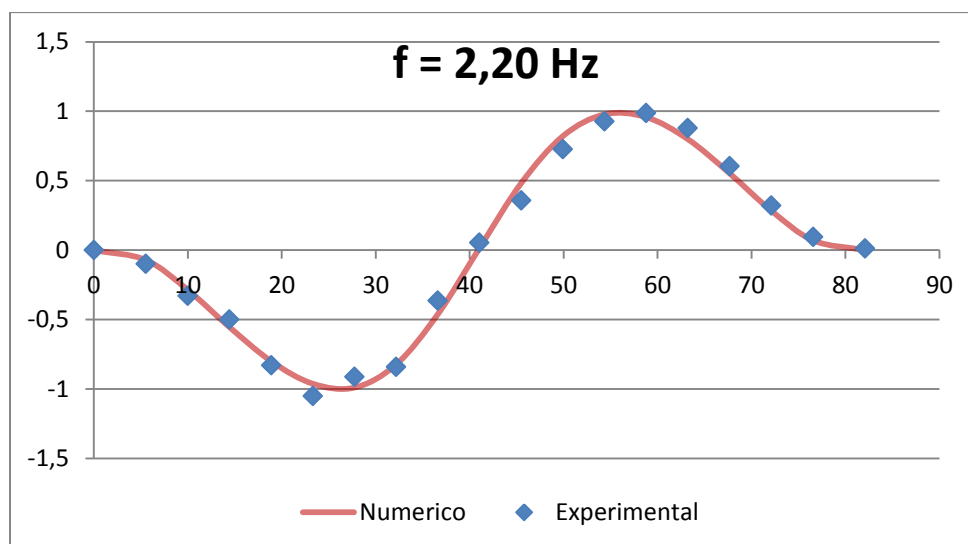


Figura 5.11 - Configurações modais numéricas e experimentais (1º modo vertical)

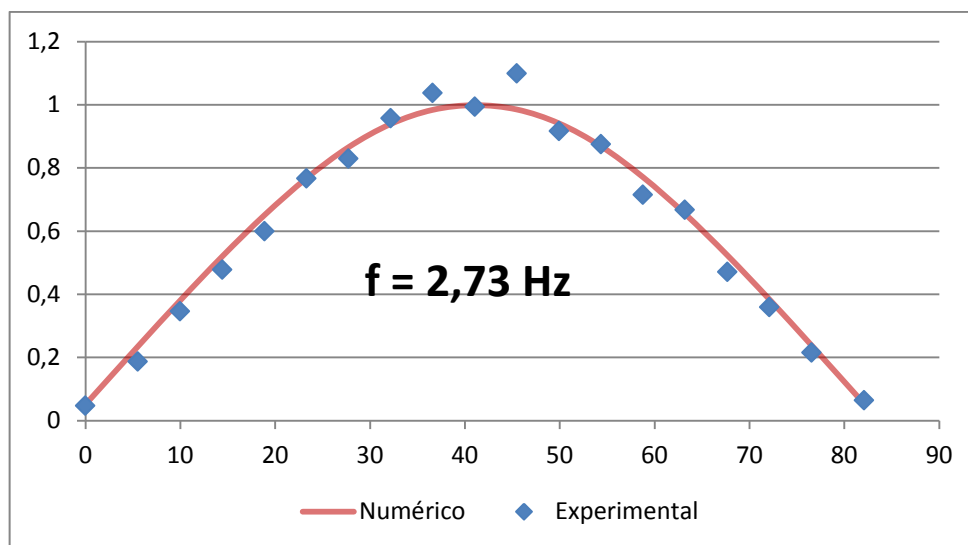


Figura 5.12 - Configurações modais numéricas e experimentais (1º modo lateral)

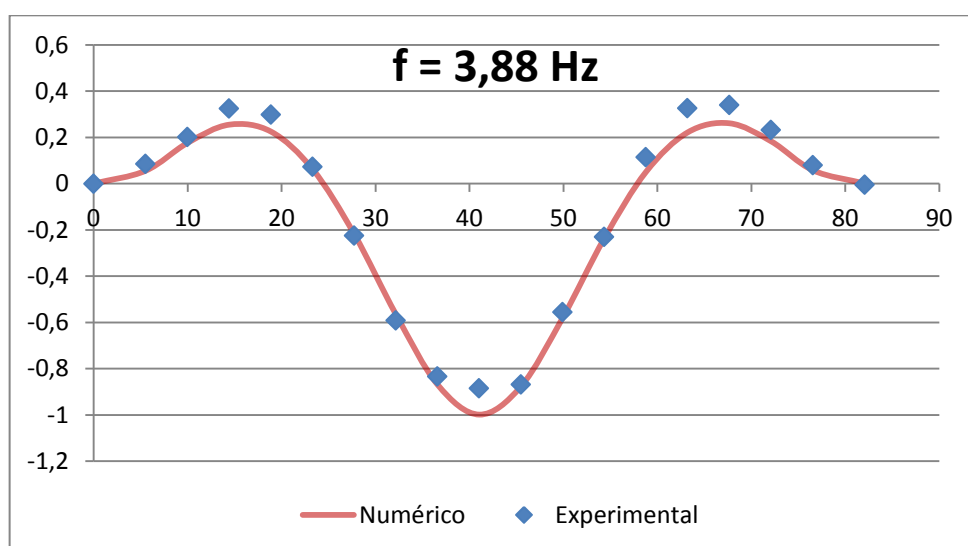


Figura 5.13 - Configurações modais numéricas e experimentais (2º modo vertical)

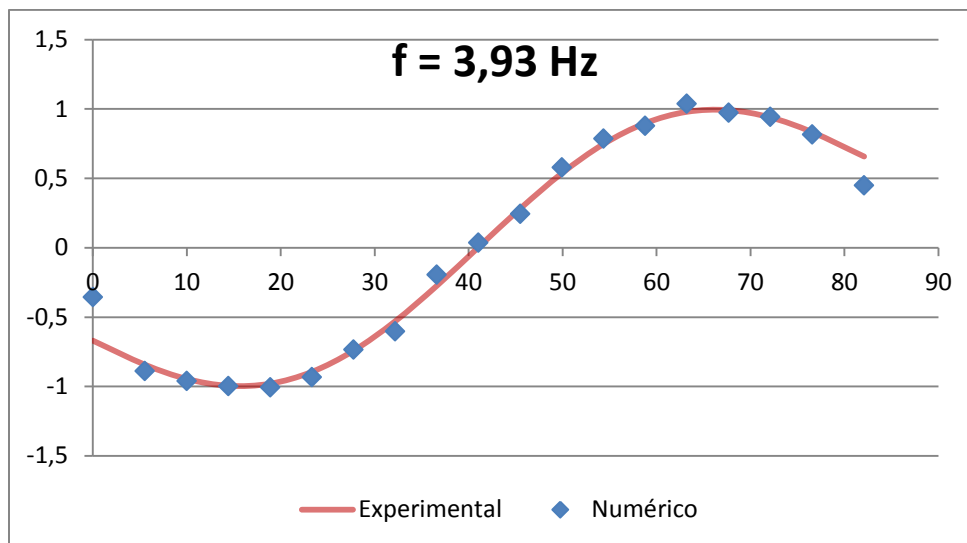


Figura 5.14 - Configurações modais numéricas e experimentais (2º modo lateral)

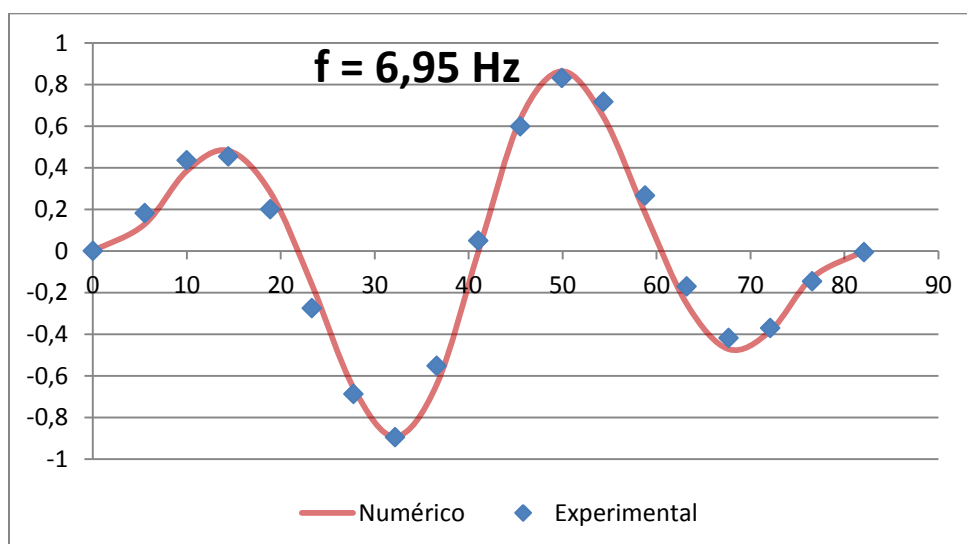


Figura 5.15 - Configurações modais numéricas e experimentais (3º modo vertical)

Na Tabela 5.11 apresenta-se a aplicação do método dos mínimos quadrados ao 1º modo de vibração (vertical) correspondente à Figura 5.11. As configurações modais foram construídas com as ordenadas de y_{num} e y_{exp} , sendo o coeficiente C apresentado na tabela calculado através da expressão (5.5).

Tabela 5.11 – Cálculo do $y_{exp, corrigido}$ para o 1º modo (vertical)

X	y_{exp}	y_{num}	$y_{exp} \times y_{num}$	y_{exp}^2	$y_{exp, corrigido}$
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
5,52	-0,1020	-0,0706	0,0072	0,0104	-0,0987
9,98	-0,3405	-0,2850	0,0970	0,1160	-0,3298
14,42	-0,5156	-0,5531	0,2852	0,2659	-0,4993
18,88	-0,8570	-0,7998	0,6854	0,7344	-0,8299
23,31	-1,0845	-0,9616	1,0428	1,1762	-1,0502
27,74	-0,9432	-0,9892	0,9331	0,8897	-0,9134
32,18	-0,8677	-0,8232	0,7143	0,7529	-0,8403
36,61	-0,3772	-0,4611	0,1739	0,1423	-0,3653
41,05	0,0534	0,0151	0,0008	0,0029	0,0518
45,49	0,3684	0,4825	0,1777	0,1357	0,3567
49,93	0,7485	0,8210	0,6145	0,5603	0,7249
54,36	0,9565	0,9775	0,9350	0,9150	0,9263
58,79	1,0181	0,9577	0,9750	1,0364	0,9858
63,22	0,9064	0,7994	0,7246	0,8215	0,8777
67,68	0,6237	0,5532	0,3450	0,3890	0,6040
72,12	0,3313	0,2839	0,0941	0,1098	0,3208
76,58	0,0962	0,0703	0,0068	0,0093	0,0931
82,10	0,0123	0,0000	0,0000	0,0002	0,0119
				7,8125	8,0677
C				0,9684	

5.5. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS

As frequências naturais numéricas estão próximas das obtidas experimentalmente; no entanto e, especialmente nos modos laterais existe algum afastamento. Já as configurações modais, à exceção das juntas de dilatação estão quase coincidentes. O modelo numérico, em geral, está mais rígido que a estrutura, pois todos os modos de vibração possuem frequências naturais numéricas mais elevadas que as medidas, com exceção do primeiro modo (Tabela 5.12). Provavelmente porque neste caso são mobilizados os passeios e balastros, e embora a massa tenha sido incluída não se entrou em consideração com a rigidez.

Tabela 5.12 – Síntese dos primeiros modos de vibração numéricos e experimentais

Modo	Frequência (Hz)		Tipo de modo
	Numérica	Experimental	
1	2,20	2,25	1º vertical - antissimétrico
2	2,73	2,32	1º lateral - simétrico
3	3,88	3,54	2º vertical - simétrico
4	3,93	5,03	2º lateral - antissimétrico
5	6,95	5,96	3º vertical

Um comentário importante, é o facto de o módulo de elasticidade do betão dever provavelmente estar mais próximo do limite inferior – 47 GPa apresentado na subsecção 3.3.8. Contudo, como a ponte é antiga e na altura o controlo dos betões provavelmente não seria tão apertado, e o tabuleiro e montantes foram betonados posteriormente ao arco, segundo o projeto inicial o tipo de betão do arco é diferente do betão do tabuleiro e montantes, o que tem implicações no comportamento dinâmico.

Outra conclusão importante, é o facto de modos antissimétricos, como o primeiro (1º vertical) e quarto (2º lateral) estarem melhor aproximados. Isto é devido à influência das juntas de dilatação apenas se fazer sentir nos modos simétricos como o segundo (1º lateral) e o terceiro (2º vertical).

Ainda se constata, que os aparelhos de apoio extremos do tabuleiro não possuem as rigidezes calculadas no ponto 4.4.2, através dos elementos fornecidos pela tabela do fornecedor. Neste caso, conforme se visualiza na Figura 5.12 e Figura 5.14 a rigidez do apoio horizontal transversal (K_y) é diferente no 1º e 2º modos laterais. Esta situação pode decorrer do facto de os aparelhos de apoio funcionarem de acordo com a ação que sobre eles incide, isto é serem apoios não lineares.

Para tentar corrigir as configurações dos modos simétricos na zona das juntas de dilatação, tentou-se alterar as inércias das barras que executam a ligação entre os montantes e o tabuleiro, não se tendo obtido melhores resultados.

Também foram identificados modos locais dos montantes, um modo vertical, que é representado por F^* (Figura 5.16) na Tabela 5.8 em que o tabuleiro “arrasta” o arco e um modo lateral (Figura 5.17) em que tabuleiro e arco se movem em sentidos opostos.

Dadas as frequências numéricas estarem próximas das experimentais e as configurações modais se sobreporem com exceção das juntas de dilatação, considera-se que este modelo é válido para estudos relativos à ponte sobre o Tua.

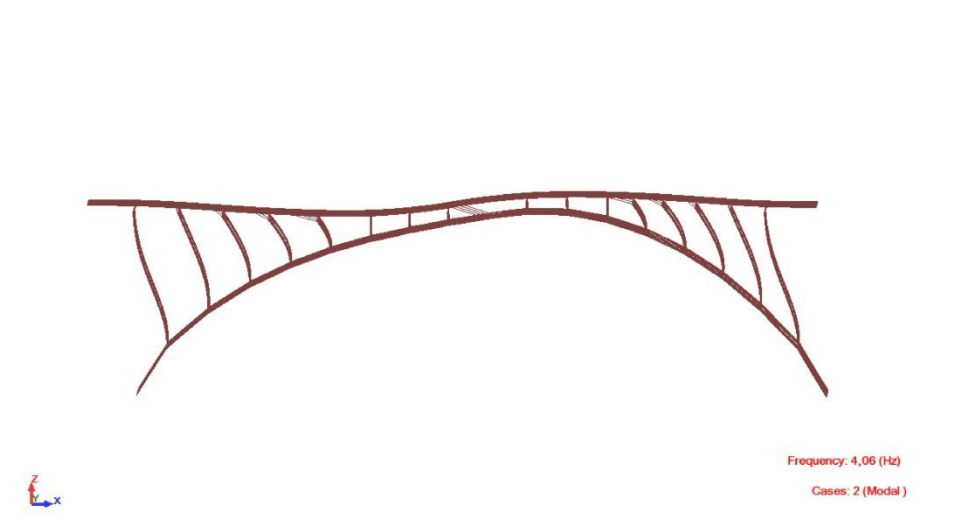


Figura 5.16 – Modo vertical não detetado experimentalmente

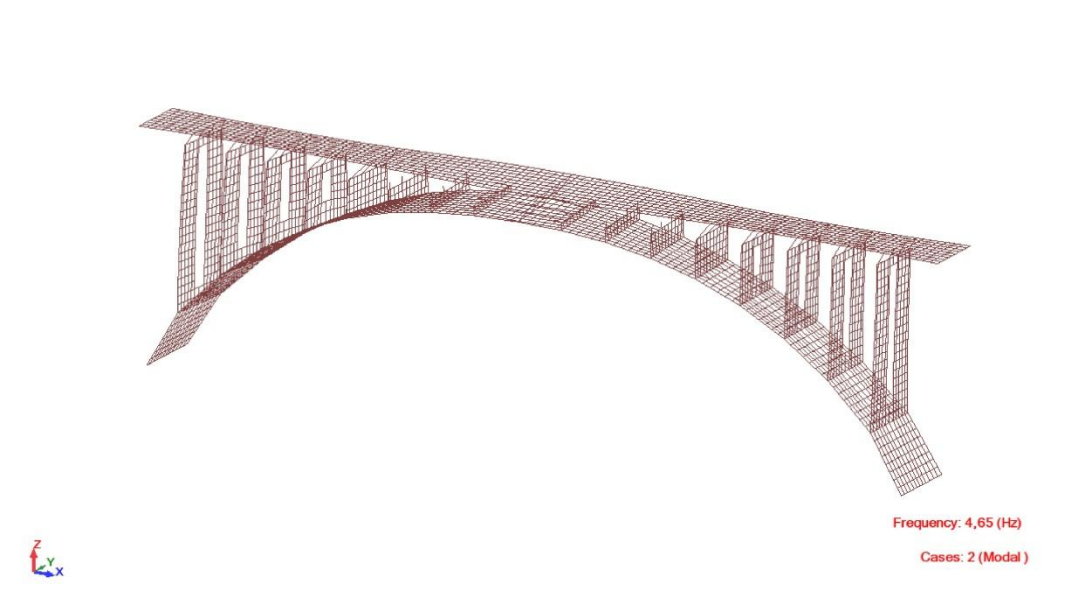


Figura 5.17 – Modo lateral não detetado experimentalmente

Apenas para ter garantias de que as fundações não sofreram qualquer tipo de assentamento vertical foram introduzidas molas nos apoios do arco, que permitem o deslocamento vertical do tabuleiro, tendo-se verificado que as frequências naturais e respectivas configurações modais ficam completamente alteradas. Assim se conclui, que não existiu qualquer assentamento vertical dos apoios do arco. Ainda se pode concluir que qualquer assentamento de apoio potenciado por um movimento de terras na zona da fundação do arco originará variações drásticas das frequências dos primeiros modos de vibração.

Até agora não se verificaram assentamentos nos apoios do arco, no entanto no contexto atual da construção da barragem do Tua, pode verificar-se uma situação do género, como tal esta situação foi simulada.

Como as frequências naturais dependem só das rigidez e da massa da estrutura e as ações da mesma não interferem nas frequências naturais, foi diminuída a rigidez do apoio da direita de forma a simular assentamentos.

Na Tabela 5.13 são apresentadas as frequências para assentamentos de apoio de 2,8 cm, 0,3 cm e 0,1 cm. Para além das frequências naturais apresentam-se os tipos de modos obtidos numericamente e experimentalmente.

Tabela 5.13 – Frequências naturais para os primeiros 10 modos, quando existem assentamentos no apoio direito do arco

			Frequências (Hz)									
	Kz (kN/m)	ΔU (cm)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Movimentos no apoio do arco	100000	-2,8	1,74	2,15	3,2	3,54	3,92	4,3	4,64	5,11	5,92	6,01
	1000000	-0,3	1,92	2,2	3,57	3,88	4,05	4,64	5,12	5,98	6	6,88
	3000000	-0,1	2,15	2,2	3,64	3,88	4,06	4,64	5,15	5,92	6,01	6,94
	Tipo de modo		L	V	L	V	local/V	L	L/ local	local	local	V
Numérico	bloq	0,0	2,7	2,2	3,93	3,88	4,06	4,65				6,95
	Tipo de modo		1º L	1º V	2º L	2º V	F*	L				3º V
Experimentais	bloq	0,0	2,3	2,25	5,03	3,54						5,96
	Tipo de modo		1º L	1º V	2º L	2º V						3º V

Analisando a Tabela 5.13 pode-se concluir que caso venha a existir um assentamento as frequências em geral diminuem, especialmente as dos primeiros modos e as laterais; esta diminuição é tão elevada, que até troca a ordem das frequências. Caso o assentamento seja muito reduzido (0,1 cm) existe apenas diferença nas frequências laterais.

Outra situação que certamente ocorre são variações da temperatura da estrutura, que se traduzem no aumento ou na perda de rigidez da estrutura; esta situação pode ser simulada através da alteração do módulo de elasticidade do betão. O módulo de elasticidade em função da temperatura é dado pela expressão (5.6) [50], representando T a temperatura e E_{cm} o módulo de elasticidade secante para uma temperatura de 20°C.

$$E_{cm}(T) = E_{cm}(1,06 - 0,003 \times T) \quad (5.6)$$

Neste capítulo foi considerado o módulo de elasticidade igual a 49 GPa. Se a estrutura sofrer um aumento de 15°C, o módulo de elasticidade equivalente é de 46,8 GPa. Os resultados das 2 primeiras frequências verticais e laterais são apresentados na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 - Frequências naturais numéricas para o módulo de elasticidade igual a 49 GPa e 46,8 GPa

Modo	Frequência		Tipo
	E = 49 Gpa	E = 46,8 Gpa	
1	2,2	2,16	1º vertical
2	2,7	2,61	1º lateral
3	3,88	3,80	2º vertical
4	3,93	3,89	2º lateral

Pela Tabela 5.14 é possível inferir que a um aumento da temperatura traduz-se numa redução das frequências, ou seja é como se a estrutura ficasse menos rígida.

6

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA

6.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo efetua-se a verificação de segurança da ponte em estudo segundo a regulamentação europeia – Eurocódigos. Numa primeira fase, são definidas as ações de projeto e as combinações dos estados limite último e de serviço. Posteriormente, é feita a verificação para estes estados. No final, é discutida a verificação de segurança.

Em Portugal durante o séc. XX realizaram-se vários regulamentos para o projeto de estruturas de betão armado. O primeiro regulamento português “Instruções Regulamentares para o Emprego do Beton Armado” baseado nas normas francesas de 1906. Mais tarde em 1935 foi publicado o “Regulamento de Betão Armado”. Posteriormente, em 1961, o Regulamento de Solicitações de Edifícios e Pontes e em 1967 o novo regulamento no domínio do betão armado REBA (Regulamento de estruturas de betão armado), que já integrava a moderna filosofia de verificação de segurança em relação aos estados limites. Em 1983 publicou-se o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e pré-Esforçado (REBAP) e o Regulamento de Segurança e Ações (RSA) [51].

As ações rodoviárias e outras ações para pontes estão definidas na seção 4 do EC1-parte 2, sendo aplicáveis para pontes com comprimentos inferiores a 200 m, o que se verifica na ponte em estudo.

As normas Europeias utilizadas são as seguintes:

- EN 1990:2002 – Bases para o projeto de estruturas [52];
- EN 1990:2005 – Annex A2 : Application for bridges [53];
- EN 1991-1-1 – Ações em estruturas - Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios [43];
- EN 1991-2:2003 – Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges [54]
- EN 1992-1-1:2008 – Projeto de estruturas de betão – Regras gerais e regras para edifícios [44];
- EN 1992-2:2005 – Design of concrete structures – Concrete bridges, Design and detailing [55]
- EN 1991-1-5: 2009 – Ações em estruturas: Ações térmicas [56]
- EN 1991-1-4: 2009 – Ações em estruturas: Ações do vento [57]

Uma nota importante é que neste capítulo todos os símbolos das expressões retiradas dos Eurocódigos estão de acordo com estes documentos.

6.2. AÇÕES DE PROJETO

Segundo o Eurocódigo 1 [43], consideram-se três tipos de ações como ações de projeto: as ações permanentes (peso próprio, restantes cargas permanentes, retração e fluência), as ações variáveis (sobrecargas rodoviárias, variações de temperatura, entre outras) e ações de acidente (explosões, choque provocado por veículos).

A caracterização das ações é uma tarefa técnica importante que, apesar de se pretender normalizar, é complexa, dada a existência de muitas incertezas associadas à intensidade e forma como atuam.

6.2.1. AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes são as que assumem valores constantes, ou com pequena variação, ao longo de toda ou praticamente toda a vida útil da estrutura.

6.2.1.1 Peso próprio

O peso próprio da estrutura depende das secções e materiais que a compõem. Neste caso, temos que levar em conta a seção ao longo do arco e o peso volúmico do betão, as secções dos montantes, a secção do tabuleiro e as chapas de aço adicionadas a este e o respetivo peso volúmico. Na ponte em estudo, considera-se o peso volúmico do betão igual a $24,5 \text{ kN/m}^3$ e o peso volúmico do aço igual a $77,8 \text{ kN/m}^3$.

6.2.1.2 Restantes cargas permanentes

As restantes cargas permanentes, conforme definidas na subsecção 4.2.3, incluem o peso do betuminoso, dos lancis, dos passeios e dos guarda-corpos.

6.2.1.3 Retração e fluência

a) Retração

A retração é definida na secção 4.3.2.

b) Fluência

A fluência é um processo que consiste no aumento progressivo no tempo da deformação instantânea de uma peça de betão quando sujeita a uma tensão com caráter de permanência, ou seja sob carga constante. Este fenómeno deve-se à variação de volume da pasta de cimento que envolve os agregados. O EC2 [44] através da expressão (6.1), propõe a aplicação de um coeficiente de fluência ($\varphi(t, t_0)$), para carregamentos que provoquem fluência (carregamentos de longa duração):

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \quad (6.1)$$

Na expressão anterior, σ_c / E_c corresponde à extensão elástica de um betão com 28 dias e $\varepsilon_{cc}(t)$ significa a extensão por fluência no instante t . Pelo EC2, o coeficiente de fluência ($\varphi(t, t_0)$) de um betão com idade t pode ser determinado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 + \beta_c(t, t_0) \quad (6.2)$$

sendo φ_0 o coeficiente de fluência que poderá ser calculado a partir da expressão:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (6.3)$$

Nesta expressão, φ_{RH} é um coeficiente que exprime a humidade relativa do meio ambiente, que pode ser calculado para betões com f_{cm} superior a 35 MPa. Neste caso concreto, f_{ck} é de 30 MPa, logo f_{cm} definido pela expressão:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (6.4)$$

tem o valor de 38 MPa.

Na equação anterior RH , é a humidade relativa do meio ambiente, expressa em %; $\beta(f_{cm})$ é um fator que tem em conta a resistência do betão no coeficiente de fluência convencional e é dado pela expressão:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (6.5)$$

$\beta_c(t, t_0)$ é um coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, e que poderá ser estimado pela expressão:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (6.6)$$

em que t e t_0 são as idades do betão, em dias, na data considerada e à data do carregamento respetivamente. β_H é um coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento (h_0), podendo ser estimado pela equação (6.7), quando é superior a 35 MPa.

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}] \times h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad (6.7)$$

Nesta expressão h_0 é a espessura equivalente, que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência, representado na expressão (6.8), sendo A_c a área da seção transversal e u a parte do elemento em contacto com o ambiente, definidas na seção 4.3.2.

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (6.8)$$

Os coeficientes α_1 , α_2 e α_3 das expressões (6.4) e (6.7) têm em conta a influência da resistência do betão e podem ser calculados através de:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (6.9)$$

As ações de retração e fluência são muito relevantes no comportamento das estruturas, têm efeitos ao longo do tempo e usualmente juntam-se às ações permanentes. Normalmente, em termos de cálculo são equiparadas a reduções lentas e uniformes de temperatura. Para tal, relacionam-se as extensões com os coeficientes de dilatação térmica dos materiais.

6.2.2. SOBRECARGAS

6.2.2.1 Cargas verticais rodoviárias

O Eurocódigo 1 [54] define sobrecargas verticais e horizontais. Para as primeiras, refere quatro modelos de carga (LM) com objetivos distintos:

- Modelo de carga 1 (LM1) – Cargas concentradas (TS) e distribuídas (UDL), cobrindo a maioria dos efeitos de tráfego, consideradas nas verificações gerais e locais;
- Modelo de carga 2 (LM2) – Cargas concentradas específicas aplicadas em áreas de contacto dos pneus;
- Modelo de carga 3 (LM3) – Cargas que representam veículos especiais;
- Modelo de carga 4 (LM4) – Carga gerada por multidões utilizada para verificações gerais.

As cargas horizontais descritas nas normas são de travagem, aceleração e centrífugas.

Para a aplicação destas cargas, é necessário dividir a plataforma de largura w (Figura 6.1 - conjunto de faixa de rodagem e bermas) em vias convencionais, sendo nestas onde podem circular os veículos. Esta divisão deve ser feita de acordo com a Tabela 6.1.

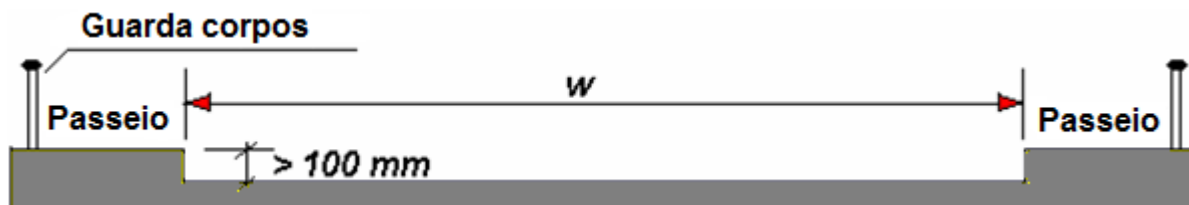


Figura 6.1 – Largura w para a configuração da ponte em estudo [54]

Na ponte sobre o Tua, a largura da plataforma é de 6 m (Figura 4.3), consequentemente consideram-se 2 vias convencionais com 3 m de largura, portanto a área remanescente é nula.

Tabela 6.1 - Número e largura das vias convencionais [54]

Largura da via - w	Número de vias	Largura de uma via	Largura da área remanescente
$w < 5,4$ m	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $< w < 6$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
6 m $< w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

a) Modelo de carga LM1

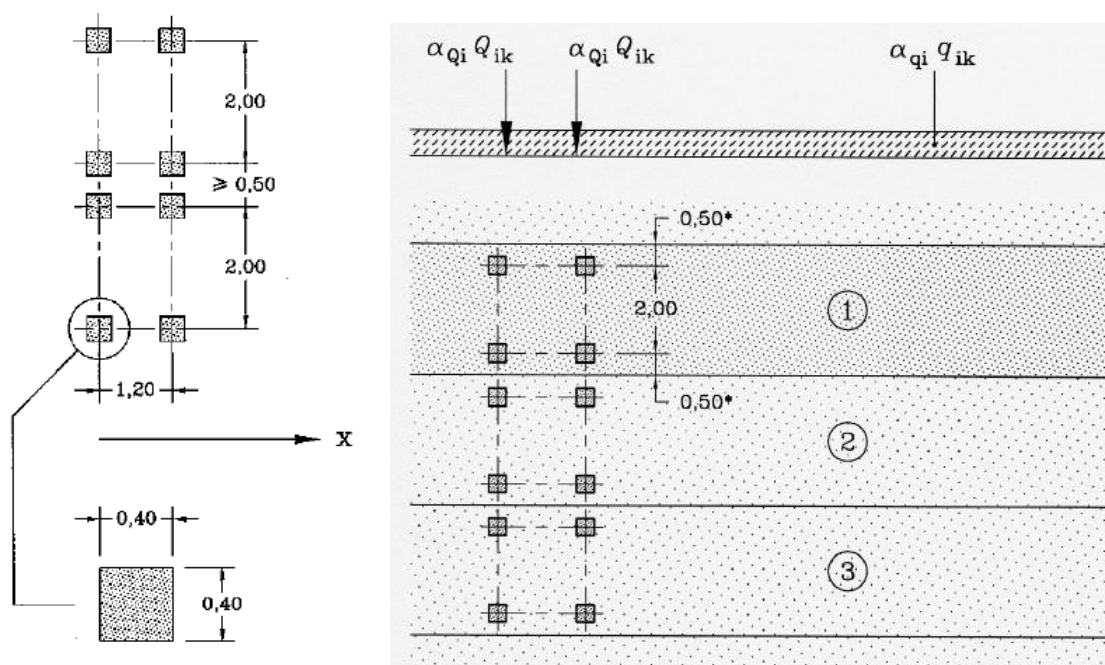


Figura 6.2 – Exemplo da divisão de vias e do veículo tipo [54]

Segundo as normas europeias as cargas transmitidas por cada veículo variam consoante a via. Para além da carga do veículo tipo (“Tandem system”) (Figura 6.2) deve ter-se em conta ainda uma carga uniformemente distribuída (“UDL system”), que também difere consoante a via. O veículo tipo possui uma carga por eixo igual a $\alpha_{Qi}Q_{ik}$ e cargas uniformemente distribuídas de valor $\alpha_{qi}q_{ik}$. Estes fatores α_{Qi} e α_{qi} devem ser selecionados consoante o tráfego e a classe das estradas devendo, na ausência de informação, ser utilizado a unidade. Os valores das cargas encontram-se na Tabela 6.2.

Segundo a seção 4.2.5 do EC2-2 [54] simulam-se as condições de carregamento mais desfavoráveis. Para tal os modelos de carga em cada via devem ser aplicados em qualquer posição da faixa de rodagem com o eixo paralelo ao eixo da ponte. A análise deve ser feita nas direções longitudinal e transversal.

A aplicação das cargas tem de respeitar as regras presentes na cláusula 4.3.2 da EN 1991-2:2003 [54].

Neste caso, a via convencional 1 é carregada por cargas do veículo tipo de 300 kN por eixo e cargas uniformemente distribuída de 9 kN/m². Na via convencional 2 devem ser aplicadas cargas de 200 kN por eixo e cargas uniformemente distribuídas de 2,5 kN/m². Uma representação transversal destas sobrecargas é apresentada na Figura 6.3.

Tabela 6.2 – Modelo de carga 1 : valores caraterísticos [54]

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

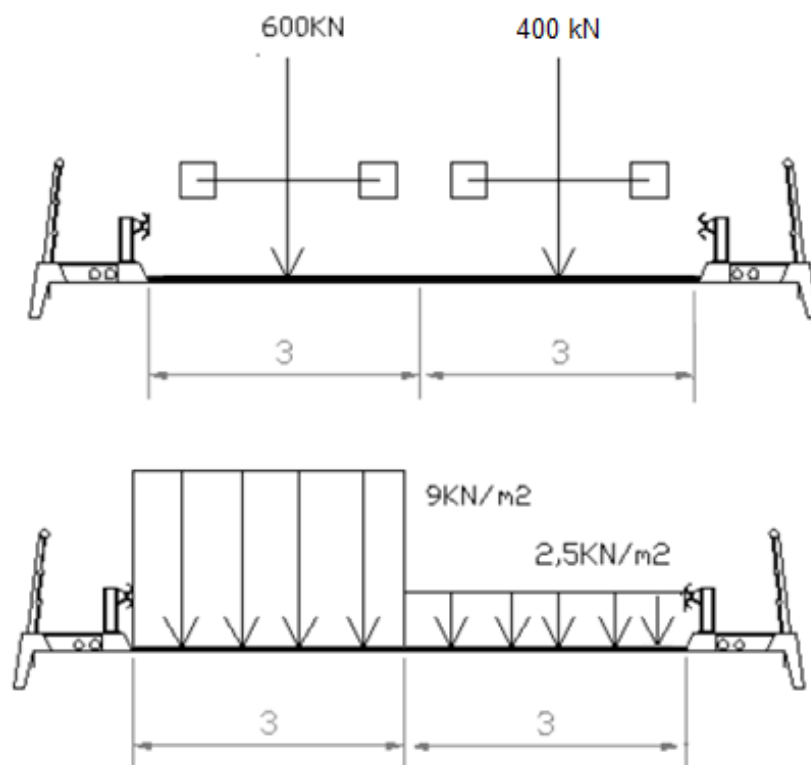


Figura 6.3 – Representação transversal das sobrecargas rodoviárias segundo o EC1-2

b) Modelo de cargas LM2

O modelo de carga 2 consiste na aplicação de cargas por um único eixo com 2 rodas de valor igual a $\beta_Q Q_{ak}$, sendo Q_{ak} igual a 400 kN, este inclui amplificação dinâmica. É recomendado β_Q igual a α_{Qi} , isto significa igual à unidade. O veículo pode ser aplicado em qualquer localização da faixa de rodagem (w) e a representação do modelo encontra-se na Figura 6.4.

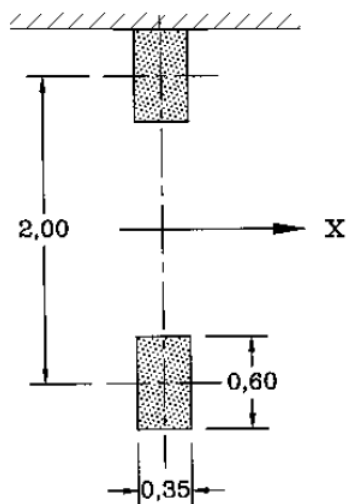


Figura 6.4 – Modelo de carga 2 [54]

Assim, considerando β_Q igual a α_{Qi} , devido à falta de informação resulta Q_{ak} igual a 400 kN.

c) Modelo de cargas LM4

O modelo de carga 4 corresponde a uma carga uniformemente distribuída igual a 5kN/m^2 . Este deve ser usado para verificações gerais e associado apenas a situações de projeto transitórias. Como tal neste trabalho não é aplicada.

d) Dispersão das cargas concentradas

No caso de verificações locais, a laje está sujeita a ações de cargas concentradas decorrentes do LM1 e LM2, resultantes dos veículos. Existe uma dispersão das cargas no pavimento betuminoso e na laje de betão, que segundo a EN 1991-2 [54] deve ser considerada de acordo com a Figura 6.5.

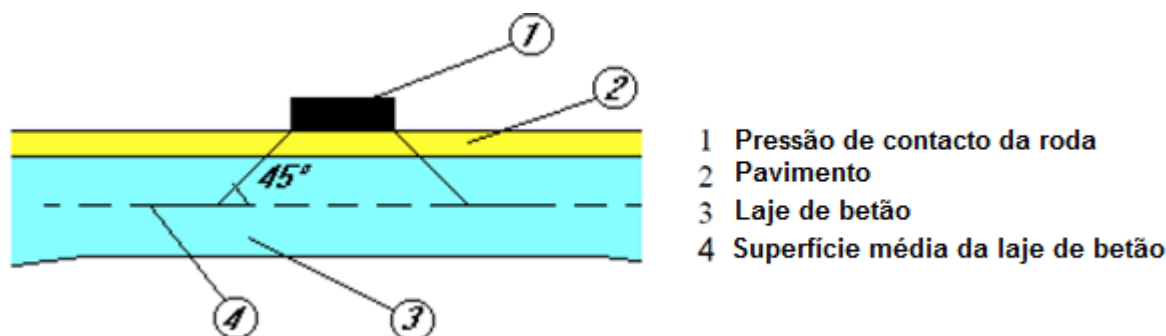


Figura 6.5 – Dispersão das cargas concentradas [54]

6.2.2.2 Cargas horizontais rodoviárias

As cargas horizontais a considerar são as forças de travagem, aceleração e centrífuga. Como a ponte em estudo tem um traçado reto em planta, não existem forças centrífugas.

A força de travagem (Q_{lk}) é considerada como longitudinal e aplicada ao nível da superfície da faixa de rodagem (w). O valor característico de Q_{lk} deve ser calculado como fração da carga vertical máxima correspondente ao LM1 aplicado na via convencional 1, de acordo com a expressão:

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{lk}) + 0,10\alpha_{Q1}q_{lk}w_1L \quad (6.10)$$

em que L é o comprimento do tabuleiro ou de parte dele em consideração. O valor característico que tem limites para a largura total da ponte, e dado por:

$$180\alpha_{Q1} (kN) \leq Q_{lk} \leq 900(kN) \quad (6.11)$$

As forças de aceleração podem ser aplicadas com a mesma magnitude que as de travagem, mas na direção oposta.

As forças horizontais são aplicadas ao longo do eixo da via. Contudo, se os efeitos de excentricidade não forem significativos, a força pode ser considerada aplicada ao longo do eixo da faixa e uniformemente distribuída ao longo do comprimento.

6.2.2.3 Grupos de cargas rodoviárias

A simultaneidade de cargas definida anteriormente e ainda as cargas dos passeios devem ser tidas em conta considerando o grupo de cargas definidas na Tabela 6.3. Cada um destes grupos de cargas, que são mutuamente exclusivas, deve ser considerado como definindo as ações características para combinações de cargas com tráfego.

Tabela 6.3 – Avaliação de grupos de cargas de tráfego (valores característicos da ação multi-componente) [54]

		Faixa de rodagem					Passeios e ciclovias	
Tipo de Ação		Ações verticais			Ações horizontais		Só forças verticais	
Referência		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Sistema de carga		LM1 (sistemas TS e UDL)	LM2	LM3 (Veículos especiais)	LM4 (Cargas de multidões)	Forças de travagem e aceleração	Forças centrífugas e transversas	Ação uniformemente distribuída
Grupos de Ações	gr1a	Valores caraterísticos						Valor de combinação
	gr1b		Valor caraterístico					
	gr2	Valores frequentes				Valor caraterístico	Valor caraterístico	
	gr3							Valor caraterístico
	Gr4				Valor caraterístico			Valor caraterístico
	Gr5	Ver anexo A		Valor caraterístico				

6.2.2.4 Ações para situações de projeto acidentais

Exemplos de ações acidentais são as devidas à colisão de veículos com pilares das pontes, lancis dos passeios e guardas de segurança.

a) Ações dos veículos no passeio ou ciclovia (EC1-2-4.7.3.1) [54]

Estas cargas só devem ser aplicadas entre a faixa de rodagem e a barreira de segurança (railes), caso esta exista. Nesse caso, aplicam-se cargas concentradas no passeio de valor $\alpha_{Q2}Q_{2k}$. Esta carga por eixo não deve ser aplicada simultaneamente com outra carga variável no tabuleiro.

b) Ações dos veículos no lancil do passeio

Esta força deve ser tomada como lateral, igual a 100 kN, a atuar 0,05 m abaixo do topo do lancil. A força considera-se a atuar numa linha com uma extensão de 0,5 m ao longo e é transmitida dos lancis para os elementos estruturais que os suportam com uma dispersão de 45°. Quando tal seja desfavorável, cargas de tráfego verticais de intensidade igual a $0,75\alpha_{Q1}Q_{1k}$ podem atuar em simultâneo. Um esquema da atuação deste tipo de cargas é apresentado na Figura 6.6.

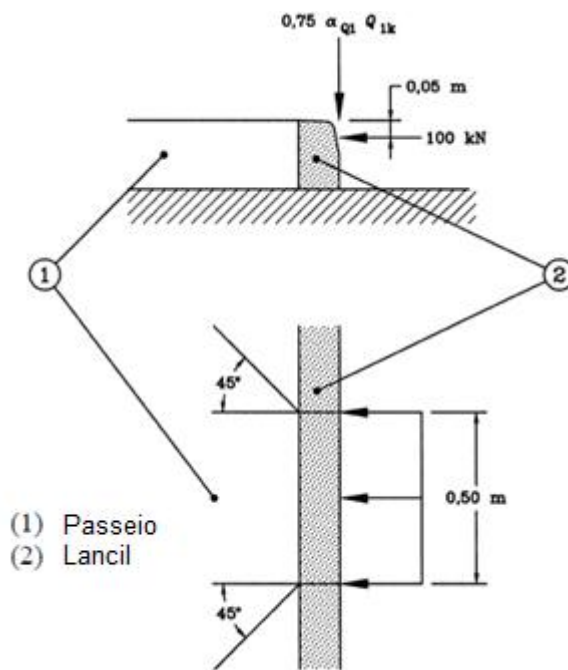


Figura 6.6 – Forças de colisão nos lancis [54]

6.2.2.5 Ações nos passeios, ciclovias

Para verificação dos estados limite de serviço (ELS) e último (ELU), existem 3 modelos: carga uniformemente distribuída (q_{fk}), carga concentrada (Q_{fwk}), e cargas que representam os veículos de serviço (Q_{serv}).

Para uma ponte rodoviária, os valores q_{fk} e Q_{fwk} recomendados são de 5 kN/m^2 e 10 kN respetivamente. A carga concentrada deve ser aplicada numa superfície quadrada de $0,10 \text{ m}$ de lado e deve ser utilizada para verificações locais.

6.2.2.6 Ações de temperatura

Estas ações encontram-se definidas na EN 1991-1-5 [56]. Segundo este documento, as ações deverão ser avaliadas a partir da componente da variação uniforme da temperatura e das componentes de variação diferencial.

Os tabuleiros são agrupados consoante o tipo de construção em 3 tipos: aço, misto e betão. Neste caso, o tabuleiro é misto, portanto enquadra-se no tipo 2.

a) Variação uniforme de temperatura.

A variação de temperatura depende da temperatura mínima do ar à sombra ($T_{\min}$) e da temperatura máxima do ar à sombra ($T_{\max}$) do local. Estas variações de temperatura induzem numa estrutura isostática variação de comprimento dos seus elementos e numa estrutura hiperestática esforços.

Nas normas existem dois valores característicos: amplitude de contração máxima ($\Delta T_{N,\text{con}}$) e amplitude de dilatação máxima ($\Delta T_{N,\text{exp}}$), obtidos respetivamente pelas expressões:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\text{min}} \quad (6.12)$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\text{max}} - T_0 \quad (6.13)$$

Nas expressões anteriores, T_0 representa a temperatura inicial da ponte, no momento da introdução de constrangimentos na estrutura. No anexo nacional da NP EN 1991-1-5 (NA A.1(3)) refere-se que quando não é possível conhecer T_0 , considera-se 15°C [56].

No anexo nacional são definidos os valores para a variação uniforme de temperatura para cada tipo de tabuleiro, sendo para o tipo 2 e tipo 3 definidas nas equações (6.14) e (6.15), (6.16) e (6.17), respetivamente.

$$T_{e,max} = T_{max} + 3 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (6.14)$$

$$T_{e,min} = T_{min} - 3 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (6.15)$$

$$T_{e,max} = T_{max} \quad (6.16)$$

$$T_{e,min} = T_{min} \quad (6.17)$$

A componente total da variação da temperatura da ponte é dada por

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_{e,min} \quad (6.18)$$

A T_{min} e a $T_{máx}$ tomam valores consoante o local da ponte. Como esta ponte se situa nos concelhos de Alijó e Carrazeda de Ansiães, pelos Quadro NA.I e NA.II da NP EN 1991-1-5, os valores a adotar para T_{max} e T_{min} são respetivamente 45 °C e -5°C [56].

Assim, para a ponte em estudo $\Delta T_{N,com}$ e $\Delta T_{N,exp}$ valem 23°C e 33°C, para o tabuleiro misto, e 20°C e 30°C, para o tabuleiro de betão.

Na Tabela 6.4 são sintetizadas as temperaturas a aplicar para tabuleiros mistos e em betão. Neste trabalho, no tabuleiro são aplicadas as variações uniformes de um tabuleiro misto e nos montantes e arco as do tabuleiro em betão.

Tabela 6.4 – Variação uniforme da temperatura

Variação Uniforme da temperatura		
	Misto	Betão
T_0 (°C)	15	15
T_{min} (°C)	-5	-5
T_{max} (°C)	45	45
T_{emin} (°C)	-8	-5
$T_{emáx}$ (°C)	48	45
$\Delta T_{N,con}$ (°C)	23	20
$\Delta T_{N,exp}$ (°C)	33	30

b) Variação diferencial de temperatura

Durante um determinado intervalo de tempo, a variação diferencial de temperatura, o aquecimento ($\Delta T_{M,heat}$) e arrefecimento ($\Delta T_{M,cool}$) da superfície superior do tabuleiro de uma ponte face à superfície inferior, provocam respetivamente valores máximos positivos e negativos dessa variação diferencial [56].

Na NP EN 1991-1-5, existem duas abordagens para tratar este assunto. No entanto, no NA – 6.1.4.1 indica que se deve seguir a abordagem 1. Na mesma cláusula sugere-se que para tabuleiros tipos 2 e 3 se adotem as temperaturas na segunda e terceira colunas da Tabela 6.5.

Estes valores adequam-se a tabuleiros com 50 mm de revestimento betuminoso. Neste caso, a espessura é de 80 mm (Figura 3.17) e sob o betuminoso existe uma tela asfáltica de impermeabilização (Figura 3.17). Recorrendo ao Quadro 6.2 da NP EN 1991-1-5 (Figura 6.7), deve multiplicar-se os valores anteriormente apresentados por um coeficiente k_{sur} conforme a espessura da superfície. Os montantes e arco da ponte são considerados sem revestimento. Na Tabela 6.5 é apresentada uma síntese das temperaturas a adotar [56].

Tabela 6.5 – Variações diferenciais de temperatura de aquecimento e arrefecimento

Espessura	50 mm		80 mm/ impermeabilizada		sem revestimento	
Tipo	Misto	Betão	Misto	k_{sur}	Betão	k_{sur}
$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}C)$	15	15	22,5	1,5	12	0,8
$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}C)$	15	5	5	1	5,5	1,1

Pontes rodoviárias, pedonais e ferroviárias						
Espessura da superfície	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	
	Face superior mais quente do que a face inferior	Face inferior mais quente do que a face superior	Face superior mais quente do que a face inferior	Face inferior mais quente do que a face superior	Face superior mais quente do que a face inferior	Face inferior mais quente do que a face superior
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
sem revestimento	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
impermeabilizada ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Balastro (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

¹⁾ Estes valores representam limites superiores para revestimentos de cor escura.

Figura 6.7 – Valores recomendados de k_{sur} a considerar para diferentes espessuras do revestimento da superfície [56]

Como os coeficientes de dilatação linear do betão ($\alpha_T = 10 \times 10^{-6}$) e do aço (12×10^{-6}) têm valores próximos, para estruturas mistas a NOTA 6 do anexo C da EN 1991-1-5 permite adotar para os elementos metálicos o mesmo coeficiente de dilatação do betão, para não se considerarem efeitos de coação resultantes de valores diferentes de coeficientes de dilatação [56].

6.2.2.7 Vento

A ação do vento em estruturas é um fenómeno complicado de estudar. A forma mais correta é utilizar um procedimento de cálculo de resposta dinâmica, no entanto normalmente transforma-se simplificadamente, a ação real do vento numa ação estática. Para tal é preciso ter em consideração as características geométricas e dinâmicas da estrutura e a sua interação com o escoamento do ar. Esta ação pode provocar fenómenos de instabilidade aerodinâmica (ressonância) na normal à ação do vento principalmente se a frequência própria da estrutura for muito baixa – inferior a 1 Hz. [58]. Este tipo de instabilidade é frequente em pontes suspensas e de tirantes.

Como a ponte sobre o Tua, é uma ponte de betão em arco, e possui frequência natural bastante superior a 1 Hz e o vão central tem 77,7 m de desenvolvimento, uma análise com forças estáticas horizontais pode considerar-se apropriada. Pode-se abordar o vento em termos de pressões ou forças. A segunda abordagem é mais simples e foi a adotada neste trabalho.

Adota-se assim, o método simplificado da cláusula 8.3.2 da EN 1991-1-4 [57], sendo a força na direção x (Figura 6.8) dada segundo a expressão (6.19).

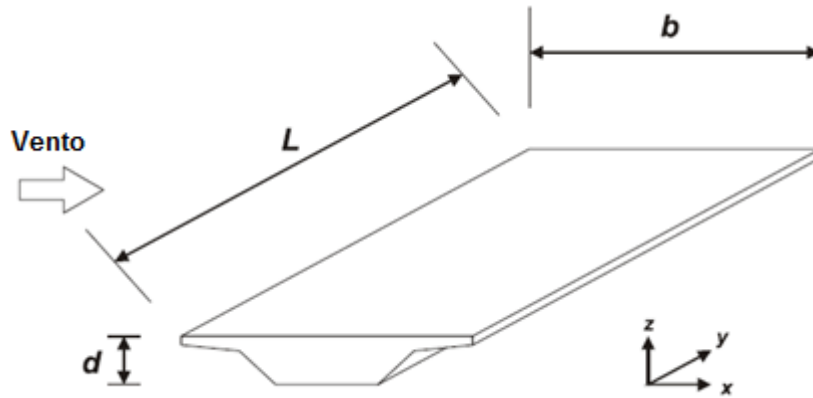


Figura 6.8 – Direções das ações do vento no tabuleiro [57]

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,x} \quad (6.19)$$

Nesta expressão, ρ significa a densidade do ar, cujo valor recomendado é $1,25 \text{ kg/m}^3$. v_b é o valor de referência da velocidade do vento, que pode ser calculado por:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (6.20)$$

Na expressão anterior, c_{dir} é o coeficiente de direção que, quando não existem ensaios mais avançados é igual a 1,0. O coeficiente de sazão (c_{season}) também é igual a 1,0. $v_{b,0}$ é o valor básico da velocidade de referência a uma altitude de 93 m, que para a zona A (todo o território continental, exceto zonas a menos de 5 km do mar ou com altitude superior a 600 m), é de 27 m/s. Assim v_b vale 27m/s.

Na equação (6.19), C é o coeficiente de força do vento, que pode ser determinado recorrendo ao Quadro 8.2 da EN 1991-1-4 (Tabela 6.6) em função da relação entre a largura do tabuleiro (b), a altura do tabuleiro adicionada de 2,0 m a partir do nível da plataforma de rodagem (d_{tot}) e para uma altura de referência (z_e), que pode ser considerada a distância entre o nível mais baixo do solo e o nível central da estrutura do tabuleiro da ponte [57].

Tabela 6.6 - Valores recomendados do coeficiente de força C para pontes [57]

b/d_{tot}	$z_e \leq 20 \text{ m}$	$z_e = 50 \text{ m}$
$\leq 0,5$	6,7	8,3
$\geq 4,0$	3,6	4,5

Este Quadro baseia-se nas seguintes hipóteses:

- terreno de categoria II de acordo com o Quadro 4.1;
- coeficiente de força $c_{t,x}$ de acordo com 8.3.1(1);
- $c_o = 1,0$;
- $k_1 = 1,0$.

Para valores intermédios de b/d_{tot} e de z_e , poderá ser efectuada uma interpolação linear.

A área de referência é calculada pela expressão (6.21), sendo L o comprimento na direção longitudinal, que neste caso é considerado 1 m:

$$A_{ref,x} = d_{tot} \times L \quad (6.21)$$

Os resultados da equação (6.21) consistem, no caso do tabuleiro (Tabela 6.7), na aplicação de uma força horizontal distribuída de 6,9 kN/m e de um momento de 6,2 kNm/m, pois a aplicação das forças no centro do tabuleiro é excêntrica face ao centro geométrico da área exposta ao vento. Para o arco foram aplicadas as forças distribuídas apresentadas na Tabela 6.8 para os vários troços, pois a altura e cota de cada troço são variáveis. Apenas se apresentam 9 troços, o que equivale a meio arco, sendo no restante arco aplicadas forças simetricamente iguais.

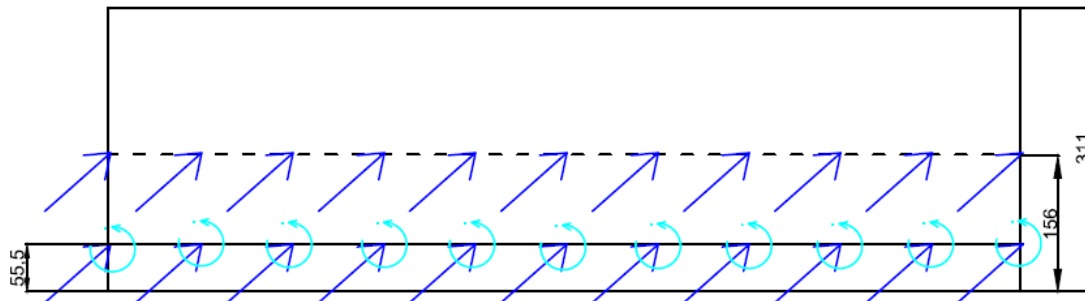


Figura 6.9 – Ação do vento no tabuleiro (cm) (alçado)

Tabela 6.7 – Forças do vento a aplicar na direção x no tabuleiro

Tabuleiro			
z_e (m)	20,0	$d_{tot}/2$	1,56
b (m)	8,1	$d_{tot}/2$	0,65
d_{tot} (m)	3,11	M (Nm/m)	6201,6
b/d_{tot}	2,60		
C	4,84		
$F_{w,x}$ (N/m)	6852,6		

Tabela 6.8 – Forças do vento na direção x a aplicar no arco

Troço do arco	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$A_{ref,x} (m^2)$	2,35	2,23	2,09	1,95	1,82	1,68	1,54	1,41	1,27
b/d_{total}	3,11	3,24	3,40	3,58	3,78	4,02	4,31	4,64	5,06
C	4,39	4,28	4,14	3,98	3,79	3,60	3,60	3,60	3,60
$F_{w,x} (N/m)$	4697,8	4341,3	3940,2	3538,8	3138,4	2754,9	2530,3	2305,5	2080,7

6.3. COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

Após a descrição das ações a aplicar na estrutura, é necessário definir as várias formas de as combinar para verificar a segurança da estrutura em relação aos estados limites últimos (E.L.U.) e estados limites de serviço (E.L.S.). Os primeiros, dizem respeito à segurança das pessoas e/ou à segurança da estrutura. Os segundos, referem-se ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao aspeto da construção.

6.3.1. COMBINAÇÃO DE AÇÕES PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO (E.L.U.)

As combinações para E.L.U. para verificação e dimensionamento de elementos estruturais, exceto fundações, encontros e outros elementos sujeitos a ações geotécnicas, não considerando efeitos da fadiga são feitas através da expressão:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.22)$$

Os significados dos símbolos da expressão anterior são os seguintes:

- G_k – Valor característico das ações permanentes;
- $Q_{k,1}$ – Valor característico da ação variável considerada como ação variável de base da combinação;
- $Q_{k,i}$ – Valor característico das demais ações variáveis;
- γ_{Gj} – coeficientes de ponderação das ações permanentes;
- γ_Q – coeficientes de ponderação das ações variáveis;
- $\Psi_{0,i}$ – coeficientes de combinação das demais ações variáveis.

6.3.1.1 Coeficientes de ponderação para ações permanentes e variáveis para o E.L.U.

Os coeficientes de ponderação majoram as ações permanentes que provocam efeito desfavorável. Para pontes rodoviárias, os valores preconizados na Tabela A2.4(B) do Anexo A2 da EN 1990 são apresentados na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Fatores de ponderação para ações permanentes [54]

Ações Permanentes	
Desfavorável	Favorável
$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$
1,35	1,00

A ação da retração é considerada apenas se esta provoca um efeito desfavorável. Nesse caso é considerado um coeficiente de ponderação igual à unidade para todas as combinações quer para E.L.U. ou para E.L.S. (EN1992-1-1). [44]

No caso das ações variáveis, os coeficientes de ponderação (Tabela 6.10) apenas majoram as ações variáveis, que provocam efeitos desfavorável, sendo nos casos favoráveis nulos.

Tabela 6.10 – Fatores de ponderação para as ações variáveis [54]

Ações variáveis	
Ações de tráfego	1,35
Outras ações variáveis	1,50

6.3.1.2 Coeficientes Ψ recomendados

Os valores recomendados para os coeficientes Ψ são apresentados para pontes rodoviárias na Tabela 6.11 conforme a EN 1990- Anexo 2.

Tabela 6.11 – Valores de Ψ recomendados [54]

Ação	Símbolo		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas de tráfego	gr1 a	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,4	0,4	0
		Pedonais	0,4	0,4	0
	gr1 b (cargas axiais)		0	0,75	0
	gr2 (forças horizontais)		0	0	0
	gr4 (LM4)		0	0,75	0
Forças de Vento	F_{wk}	persistentes	0,6	0,2	0
Ações Térmicas	T_k		0,6	0,6	0,5

6.3.2. COMBINAÇÃO DE AÇÕES PARA PARA O ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (E.L.S.)

As combinações de E.L.S. devem ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho a verificar. Seguidamente são apresentadas as combinações: característica (6.23), frequente (6.24) e quase- permanente (6.25) [52].

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.23)$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.24)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.25)$$

6.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA – E. L. U.

6.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Das ações enumeradas na secção 6.2 do presente capítulo e das combinações das mesmas descritas na secção 6.3 apenas algumas serão consideradas, neste caso as mais importantes, dado o tempo limitado para a execução deste trabalho, agravado pelo facto da análise com um modelo de elementos de casca ser também mais lenta, que uma análise com elementos de barras.

Esta estrutura é composta por um arco de betão simples e por dois elementos de betão armado o tabuleiro e os montantes. Como é sabido, o comportamento de seções sujeitas à flexão simples e composta pode ser dividido nas seguintes fases: não fendilhada, em fase elástica; fendilhada, em fase elástica; rotura da secção. A verificação de segurança de estruturas de betão armado em seções sujeitas à flexão é realizada normalmente na terceira fase. As hipóteses são apresentadas na secção 6.1 do EC2-1 [44]. Neste trabalho, por simplificação, assume-se um comportamento linear do betão e calcularam-se para o tabuleiro as tensões máximas de cálculo para secção fendilhada e, para os restantes elementos, para a secção não fendilhada.

As propriedades do betão consideradas, de forma conservativa, para a verificação de segurança, são equivalentes a um C30/37 (Tabela 6.12). Ainda na mesma tabela são apresentados os coeficientes parciais relativos aos materiais para Estado limite Último e Estados limites de Utilização (Serviço).

Tabela 6.12 – Características do betão C30/37 e coeficientes parciais de segurança

Caraterísticas do betão		Coeficientes parciais		
f_{ck} (MPa)	30		Último	Serviço
f_{cm} (MPa)	38	γ_c	1,5	1,0
f_{ctm} (MPa)	2,9	γ_s	1,15	1,0
$f_{ctk 0,05}$ (MPa)	2			
$f_{ctk 0,95}$ (MPa)	3,8			
E_{cm} (GPa)	33			
α (10-6K-1)	10			

Embora o módulo de elasticidade correspondente ao betão C30/37 seja 33 GPa, utilizou-se, neste capítulo, o determinado na secção anterior que é de 49 GPa.

Neste estudo serão realizadas duas verificações, uma transversal e outra longitudinal. Na primeira, aborda-se a resistência do tabuleiro sob a ação do veículo tipo na direção transversal e na segunda, verifica-se a resistência da estrutura na direção longitudinal, considerando não só o veículo tipo, mas também outras ações.

6.4.2. ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO

6.4.2.1 Modelo de análise e obtenção dos esforços atuantes

A análise transversal do tabuleiro é feita com o modelo de casca construído na secção 4.4, tendo sido consideradas as seguintes ações: peso próprio, restante carga permanente e sobrecarga rodoviária de um veículo tipo (TS). Para este último, foram analisadas várias posições, de forma a obterem-se os

efeitos mais desfavoráveis para momentos fletores (tensões normais) e esforço transversal (tensões tangenciais). A combinação utilizada foi a da expressão:

$$E_{d,0} = 1,35 * G_{k,0} + 1,35 * Q_{k,1} \quad (6.26)$$

Para esta análise aplicou-se o veículo tipo da via 1 nas posições mais desfavoráveis e utilizou-se a degradação de cargas resumidas em 6.2.2.1. Na Tabela 6.13 são apresentados os valores intermédios para o cálculo da pressão (p) a aplicar na área de contacto.

Tabela 6.13 – Pressão e área de contacto da carga concentrada do veículo tipo (TS)

	Via 1	Via 2
Q/eixo (kN)	300	200
Q/roda (kN)	150	100
L_{pneu} (m)	0,40	0,40
Área _{pneu} (m ²)	0,16	0,16
$h_{pavimento}$	0,30	0,30
h_{laje} (m)	0,08	0,08
h_{vert} (m)	0,23	0,23
$L_{contacto}$ (m ²)	0,86	0,86
Área contacto (m ²)	0,74	0,74
p (kN/m ²)	202,8	135,2

Esta análise deveria ser feita em várias secções transversais. Para simplificar e, como os vãos entre montantes são todos semelhantes, colocou-se o eixo do veículo tipo centrado com o alinhamento central de um desses vãos, mais precisamente entre o montante p1E e p2E (Figura 4.1).

6.4.2.2 Esforços e tensões resultantes

Para a obtenção das envolventes das tensões, foi utilizado o comando *moving load* do programa *Robot Structural Analysis 2011* [1] que, basicamente, permite analisar uma estrutura sujeita a uma ação causada por um conjunto de forças que se movem ao longo de um eixo pré-definido. O programa cria duas envolventes, uma de esforços, tensões e deslocamentos mínimos e outra de máximos. [Anexo 3]

Na Tabela 6.14 é apresentada uma síntese dos resultados para a laje entre os montantes p1E e p2E (Figura 4.1), sendo a direção longitudinal e transversal representadas pelos eixos X e Y respetivamente. A envolvente de máximos é dada pela Comb1 + e a de mínimos pela Comb1 -.

Tabela 6.14 – Resultados máximos da análise transversal do tabuleiro (laje)

Envolvente		Mxx (kN/mm)	Myy (kN/mm)	Mxy (kN/mm)	syy, inf (MPa)	syy, sup (MPa)	QYY (kN/m)	tYY (MPa)
Positiva (Comb1 +)	max	24,95	23,65	8,56	2,18	1,58	71,92	0,36
	min	-5,27	-3,69	-2,03	-1,06	-0,22	-26,42	-0,13
Negativa (Comb1 -)	max	15,68	16,07	1,58	0,30	1,08	26,30	0,13
	min	-26,46	-34,28	-8,69	-1,59	-2,41	-68,87	-0,34

Da Figura 6.10 à Figura 6.13 são apresentados para a laje do tabuleiro mapas das envoltentes das tensões normais da superfície superior e inferior, esforço transverso e tensões tangenciais. Na Figura 6.14 apresenta-se um mapa da envoltente dos momentos fletores juntamente com um corte na seção do eixo do veículo para a Comb1-, sendo o valor máximo de cerca de -33 kNm/m (sombreado a verde) praticamente coincidente com a da Tabela 6.14 (-34,28 kNm/m).

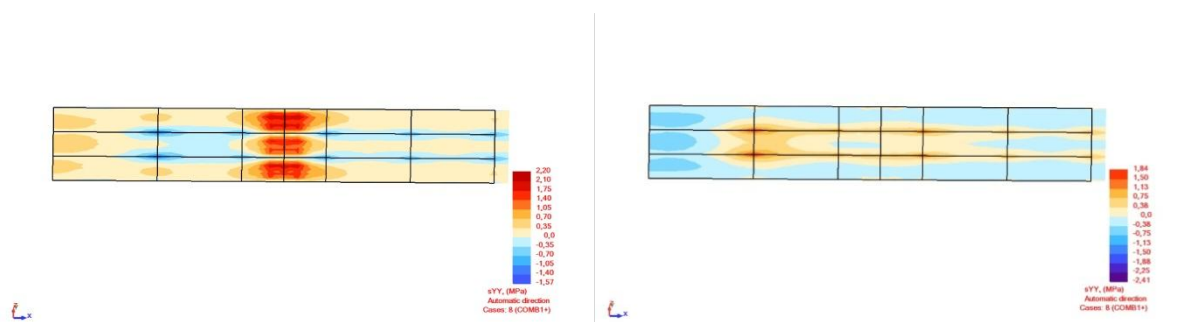


Figura 6.10 – Envoltente das tensões normais máximas Comb1 + , inferiores (esquerda) e superiores (direita)

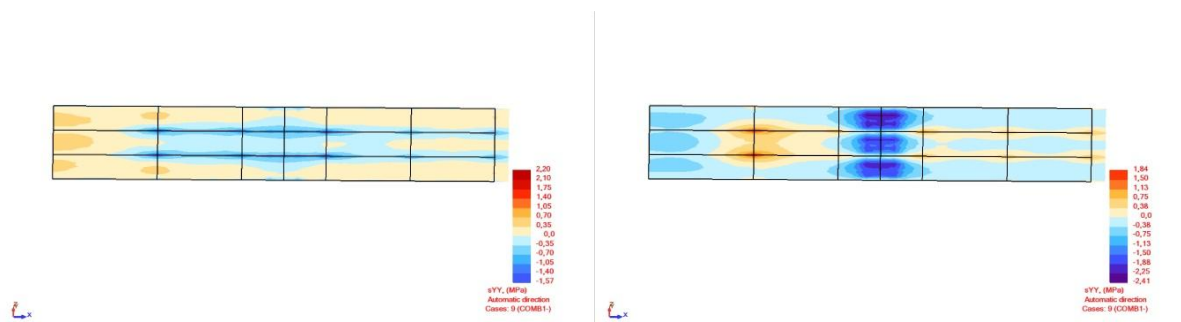


Figura 6.11 – Envoltente das tensões normais mínimas (Comb1 -), superiores(esquerda) e inferiores (direita)

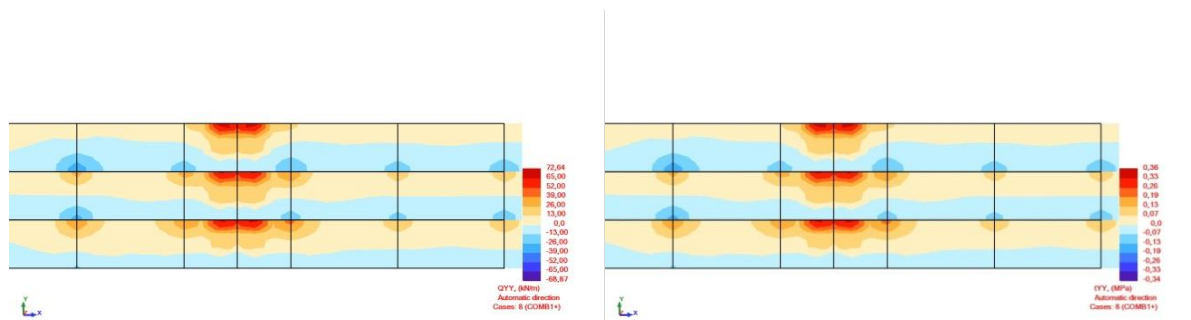


Figura 6.12 – Envoltente do esforço transverso (esquerda) e tensão tangencial (direita) máximos (Comb1 +)

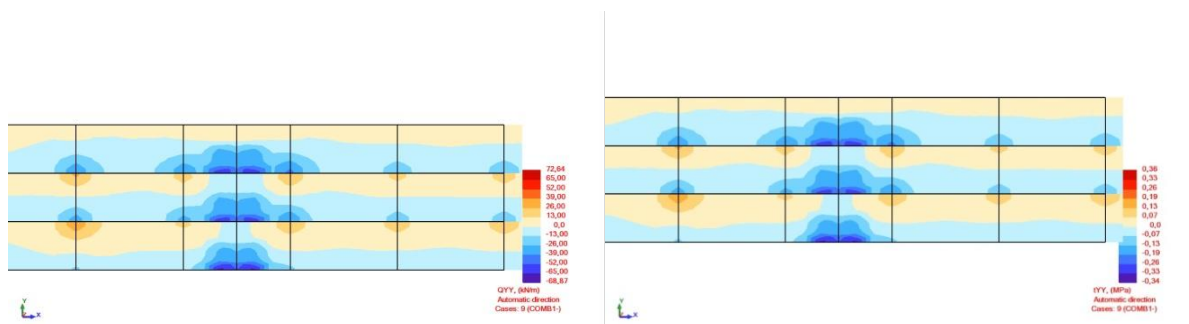


Figura 6.13 - Envolvente do esforço transverso (esquerda) e tensão tangencial (direita) mínimos (Comb1 -)

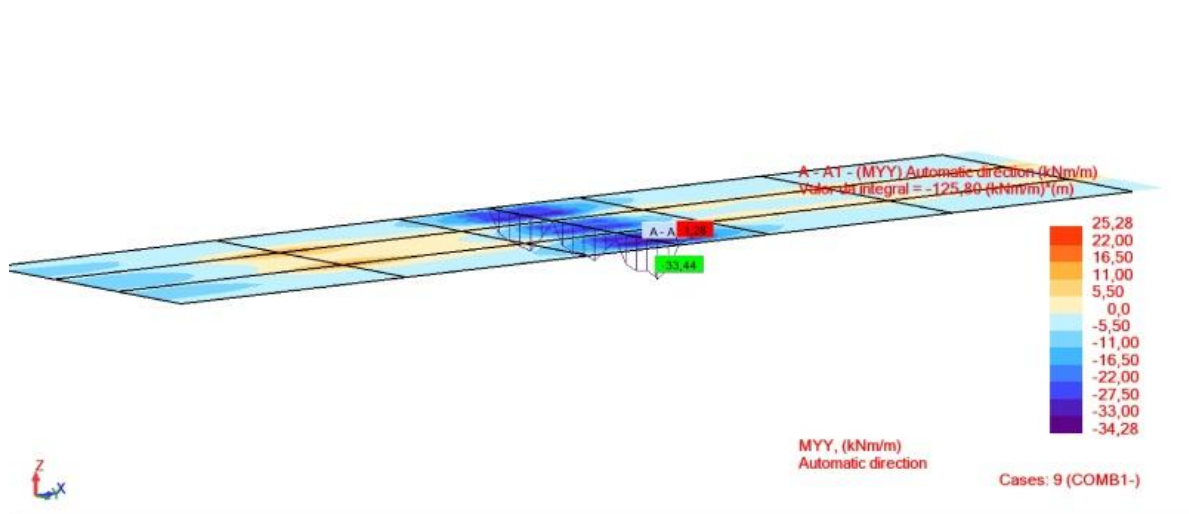


Figura 6.14 – Momento na direção Y para a Comb 1 –

6.4.2.3 Verificação da estabilidade

O valor de cálculo do esforço transversal resistente para elementos em que não é obrigatória a utilização de armadura de esforço transversal, neste caso a laje de tabuleiro, é definido pelo EC2 [44] (cláusula 6.2.2) pela expressão (6.27). A tensão tangencial média pode ser calculada pela fórmula (6.28).

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d \geq 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \times b_w \times d \text{ [N]} \quad (6.27)$$

$$\tau = V/A_{corte} \quad (6.28)$$

Quando as fibras inferiores são tracionadas não existe armadura de tração introduzida na reabilitação (Figura 6.15, Figura 6.16 e Figura 6.17); o mesmo já não acontece quando são as fibras superiores, no entanto para esta verificação assume-se que não existe armadura de tração.

$$V_{Rd,c} = 0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{270}}\right)^{3/2} \times 30^{1/2} \times 1000 \times 270 = 131369 \text{ N} = 131,4 \text{ kN/m}$$

o que corresponde a uma tensão tangencial resistente de 0,44 MPa. Quanto às tensões normais os valores de cálculo das tensões de rotura à compressão e tração podem ser obtidos através das

expressões (6.29) e (6.30) respetivamente. A tensão de rotura de cálculo à tração por flexão determina-se pela fórmula (6.31) [44].

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \quad (6.29)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05}/\gamma_c \quad (6.30)$$

$$f_{ctm,fl} = \max\{(1,6 - h/1000)f_{ctm}; f_{ctm}\} \quad (6.31)$$

As tensões obtidas pelas expressões (6.29), (6.30) e (6.31) são então de 20 MPa, 1,33 MPa e 2,9 MPa.

$$\tau_{Ed} = 0,36 \text{ MPa} < \tau_{Rd} 0,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Ed,c} = 2,41 \text{ MPa} < f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Ed,t} = 2,18 \text{ MPa} > f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$$

Comparando assim os valores verifica-se que a resistência máxima de compressão está longe de ser excedida, enquanto a de tração é superior ao valor de cálculo de tração, no entanto inferior à tensão de rotura à tração por flexão ($f_{ctm,fl} = 2,9 \text{ MPa}$). Logo considera-se verificada a segurança.

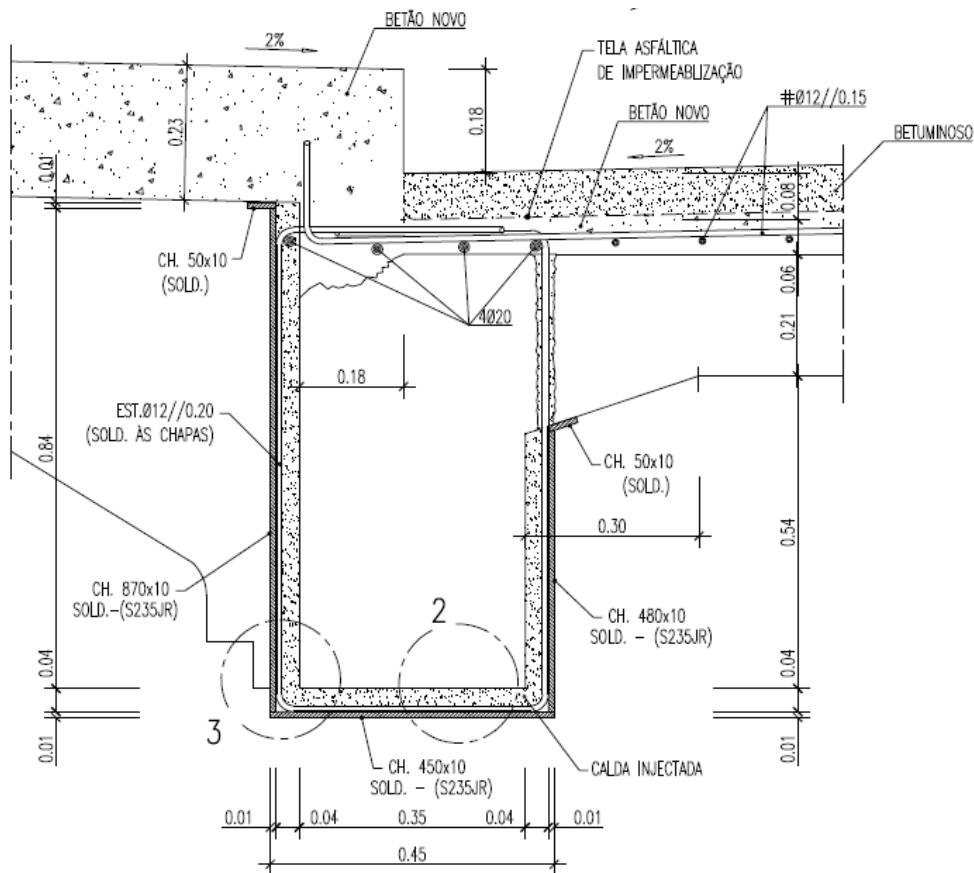


Figura 6.15 – Extrato nº 1 do desenho 28 [34] - Longarina V1 e laje do tabuleiro

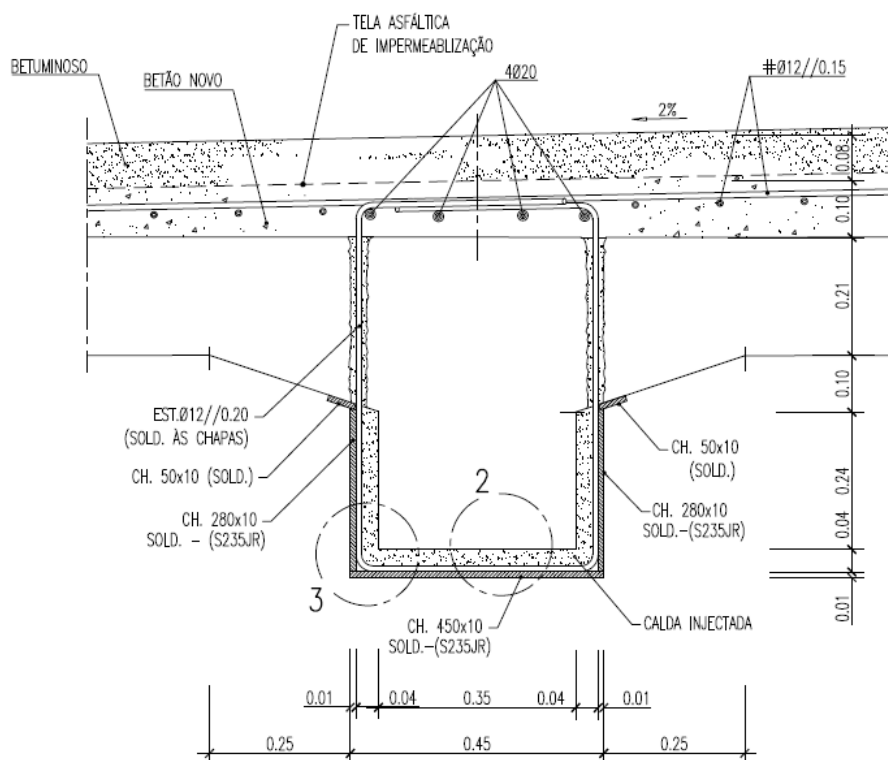


Figura 6.16 – Extrato nº 1 do desenho 29 [34] - Longarina V2 e laje do tabuleiro

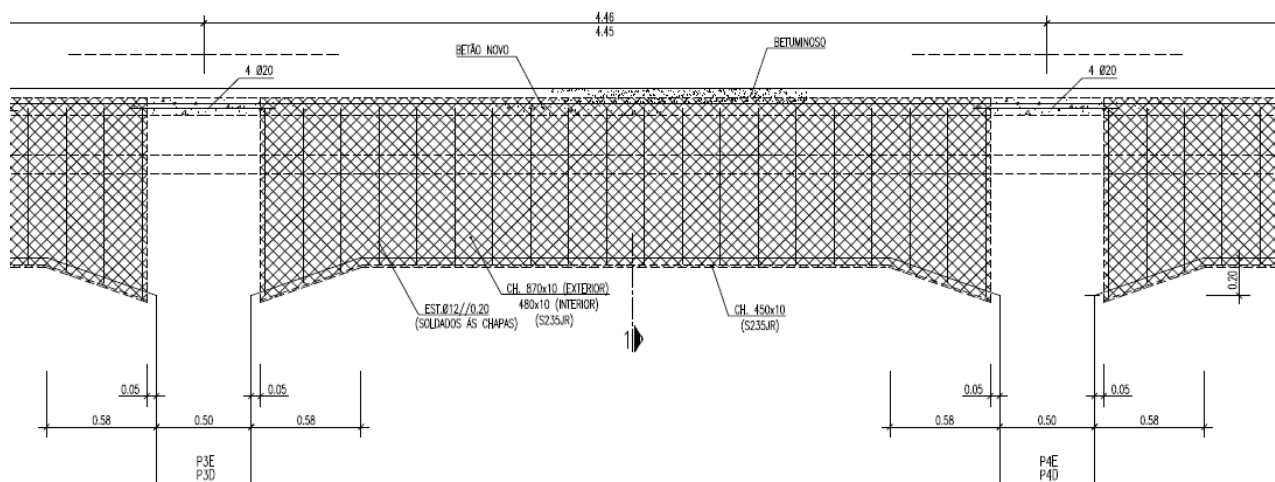


Figura 6.17 – Extrato nº 2 do desenho 28 [34] - Reforço das vigas V1 e V4 – tabuleiros sobre o arco

6.4.3. ANÁLISE LONGITUDINAL

6.4.3.1 Modelo de análise

A análise longitudinal do tabuleiro foi realizada recorrendo ao modelo desenvolvido na secção 4.4 do presente trabalho. Foram consideradas as seguintes ações: o peso próprio (PP), a restante carga permanente (RCP), a sobrecarga rodoviária do modelo de carga 1 – LM1 (TS e UDL), as temperaturas uniforme (T_u) e diferencial (T_d) e o vento. Para o LM1, foram analisadas várias posições, de forma a obterem-se os efeitos mais desfavoráveis para momentos fletores – tensões normais e esforço transversal – tensões tangenciais. As combinações utilizadas foram as seguintes:

- Ação variável de base: sobrecarga rodoviária

$$E_{d,0} = (1,35 \text{ ou } 1,0) * G_{k,0} + 1,35 * Q_{k,1} + 0,9 * Q_{k,2} + 0,9 * Q_{k,4}$$

- Ação variável de base: variação uniforme de temperatura

$$E_{d,0} = (1,35 \text{ ou } 1,0) * G_{k,0} + 1,5 * Q_{k,2} + 1,0 * Q_{k,1} + 0,9 * Q_{k,4}$$

- Ação variável de base: variação diferencial de temperatura

$$E_{d,0} = (1,35 \text{ ou } 1,0) * G_{k,0} + 1,5 * Q_{k,3} + 1,0 * Q_{k,1} + 0,9 * Q_{k,4}$$

- Ação variável de base: vento

$$E_{d,0} = (1,35 \text{ ou } 1,0) * G_{k,0} + 1,5 * Q_{k,4} + 1,0 * Q_{k,1} + 0,9 * Q_{k,2}$$

Sendo:

$G_{k,0}$ – peso próprio e restante carga permanente;

$Q_{k,1}$ – LM1;

$Q_{k,2}$ – temperatura uniforme (+,-);

$Q_{k,3}$ – temperatura diferencial (+,-);

$Q_{k,4}$ – vento (jusante, montante).

Na Tabela 6.15 é apresentada uma síntese das combinações realizadas e das ações envolvidas.

Tabela 6.15 – Combinações efetuadas

Ação de base	Ações									
	Comb	PP	RCP	UDL+TS	Tu+	Tu-	Td+	Td-	Ventox,J	Ventox,M
Sobrecarga Rodoviária	1									
	1.1	1,35	1,35	1,35	1,5x0,6				1,5x0,6	
	1.2	1,35	1,35	1,35		1,5x0,6			1,5x0,6	
	1.3	1,35	1,35	1,35	1,5x0,6					1,5x0,6
	1.4	1,35	1,35	1,35		1,5x0,6				1,5x0,6
Variação Uniforme de temperatura	2									
	2.1	1,35	1,35	1,35x0,75	1,5				1,5x0,6	
	2.2	1,35	1,35	1,35x0,75	1,5					1,5x0,6
	2.3	1,35	1,35	1,35x0,75		1,5			1,5x0,6	
	2.4	1,35	1,35	1,35x0,75		1,5				1,5x0,6
Variação Diferencial de temperatura	3									
	3.1	1,35	1,35	1,35x0,75			1,5		1,5x0,6	
	3.2	1,35	1,35	1,35x0,75			1,5			1,5x0,6
	3.3	1,35	1,35	1,35x0,75				1,5	1,5x0,6	
	3.4	1,35	1,35	1,35x0,75				1,5		1,5x0,6
Vento	4									
	4.1	1,35	1,35	1,35x0,75	1,5x0,6				1,5	
	4.2	1,35	1,35	1,35x0,75		1,5x0,6			1,5	
	4.3	1,35	1,35	1,35x0,75			1,5x0,6		1,5	
	4.4	1,35	1,35	1,35x0,75				1,5x0,6	1,5	
	4.5	1,35	1,35	1,35x0,75	1,5x0,6					1,5
	4.6	1,35	1,35	1,35x0,75		1,5x0,6				1,5
	4.7	1,35	1,35	1,35x0,75			1,5x0,6			1,5
	4.8	1,35	1,35	1,35x0,75				1,5x0,6		1,5

A sobrecarga rodoviária exige sempre ser desdobrada em duas combinações, devido a ser modelada como uma carga móvel, a primeira, com a envolvente de valores máximos, e a segunda, com a envolvente dos valores mínimos.

A consideração da variação de temperatura uniforme implica combinar separadamente com as restantes ações a amplitude de contração máxima e a amplitude de dilatação máxima.

A temperatura diferencial exige a combinação de dois casos: a face superior mais quente do que a face inferior ($\Delta T_{M,heat}$); e a face inferior mais quente do que a face superior ($\Delta T_{M,cool}$).

O vento, na direção transversal à ponte, também gera duas combinações, que significam a atuação do vento soprando de jusante ou de montante.

No total, realizaram-se 20 combinações. Destas, 4 possuem como ação variável de base a sobrecarga rodoviária, 4 a ação variável de base, variação uniforme de temperatura, 4 a ação variável de base variação diferencial de temperatura, e 8 para a ação variável de base do vento.

Face à ordem de grandeza dos momentos produzidos, as sobrecargas nos passeios são ignoradas, contudo estas deviam ter sido aplicadas juntamente com a sobrecarga rodoviária LM1, conforme é explícito na Tabela 6.3. Outra simplificação introduzida foi a seguinte: como a ponte é simétrica segundo o seu eixo longitudinal, a via 1 do LM1 foi apenas considerado na via de jusante e a via 2 na de montante, não tendo sido esta situação alternada. No entanto, quando as outras vias fossem alternadas, os resultados na semiestrutura de montante iriam ser iguais aos obtidos na semiestrutura de jusante.

Como já foi referido no início desta secção, é necessário verificar a segurança separadamente para o tabuleiro, arco e montantes. Foram calculadas assim as tensões normais e tangenciais máximas para as lajes do tabuleiro e as longarinas deste. Também foram obtidas as tensões máximas para os montantes e arco. As lajes do tabuleiro não foram verificadas, pois inserem-se numa verificação local.

6.4.3.2 Esforços e tensões resultantes do modelo

Da Tabela 6.16 à Tabela 6.19 são apresentados os momentos máximos e mínimos e as tensões máximas e mínimas na fibra superior e inferior, tanto por tipo de elemento estrutural como também para toda a estrutura. Na Tabela 6.20 e Tabela 6.21, Tabela 6.22 e Tabela 6.23 mostram-se tensões tangenciais, forças de corte e deslocamentos máximos e mínimos respetivamente. Tal como nos capítulos anteriores os resultados, dos momentos e tensões, são relativos aos eixos locais (Figura 4.39), apenas os deslocamentos são relativos aos eixos globais.

As tensões normais positivas significam trações e as negativas compressões. Os deslocamentos positivos são as ascendentes e os negativos descendentes.

Tabela 6.16 – Momentos e tensões normais máximas e mínimas na fibra superior por elemento estrutural

		MXX (kNm/m)	MYX (kNm/m)	MYX (kNm/m)	sXX (MPa)	sYY (MPa)
Tabuleiro	Max	175,9	216,6	63,5	12,91	14,33
	Min	-191,4	-221,8	-67,2	-13,70	-14,74
Montantes	Max	162,3	90,1	31,4	10,07	7,08
	Min	-162,9	-90,4	-31,4	-5,67	-3,22
Arco	Max	2161,7	4913,4	4929,9	17,78	13,96
	Min	-6395,1	-10822,2	-4933,3	-29,33	-34,14

Tabela 6.17 – Momentos e tensões máximas e mínimas na fibra superior em toda a estrutura

	MXX (kNm/m)	MYY (kNm/m)	MXY (kNm/m)	sXX (MPa)	sYY (MPa)
MAX	2161,70	4913,39	4929,88	17,8	14,3
Nó	1802	249	60	1	2766
Caso	COMB3.4/837	COMB2.4/1048	COMB3.2/1821	COMB2.3/837	COMB3.3/1
MIN	-6395,08	-10822,19	-4933,28	-29,3	-34,1
Nó	4243	4243	57	60	60
Caso	COMB3.1/2097	COMB3.1/2097	COMB3.1/1821	COMB2.1/2097	COMB2.1/2097

Tabela 6.18 – Momentos e tensões máximas e mínimas na fibra inferior por elemento estrutural

		MXX (kNm/m)	MYY (kNm/m)	MXY (kNm/m)	sXX (MPa)	sYY (MPa)
Tabuleiro	Max	175,9	216,6	63,5	11,9	14,8
	Min	-191,4	-221,8	-67,2	-10,8	-14,6
Montantes	Max	162,3	90,1	31,4	10,0	7,3
	Min	-162,9	-90,4	-31,4	-5,5	-3,2
Arco	Max	2161,7	4913,4	4929,9	17,5	12,6
	Min	-6395,1	-10822,2	-4933,3	-25,9	-17,0

Tabela 6.19 - Momentos e tensões máximas e mínimas na fibra inferior em toda a estrutura

	MXX (kNm/m)	MYY (kNm/m)	MXY (kNm/m)	sXX (MPa)	sYY (MPa)
MAX	2161,7	4913,4	4929,9	17,51	14,84
Nó	1802	249	60	57	3889
Caso	COMB3.4/837	COMB2.4/1048	COMB3.2/1821	COMB2.3/2097	COMB3.2/1
MIN	-6395,1	-10822,2	-4933,3	-25,90	-17,00
Nó	4243	4243	57	1	1
Caso	COMB3.1/2097	COMB3.1/2097	COMB3.1/1821	COMB2.2/837	COMB2.2/837

Tabela 6.20 – Tensões tangenciais médias e esforço de corte máximos e mínimos por elemento estrutural

		tXX (MPa)	tYY (MPa)	QXX (kN/m)	QYY (kN/m)
Tabuleiro	Max	0,62	1,73	123,36	346,04
	Min	-0,63	-1,95	-126,91	-390,82
Montantes	Max	0,27	0,49	88,94	164,17
	Min	-0,27	-0,49	-88,49	-163,74
Arco	Max	0,82	2,4	930,87	3843,21
	Min	-0,81	-2,4	-919,13	-3833,56

Tabela 6.21 - Tensões tangenciais médias e esforço de corte máximos e mínimos em toda a estrutura

	tXX (MPa)	tYY (MPa)	QXX (kN/m)	QYY (kN/m)
MAX	0,82	2,4	930,87	3843,21
Nó	24	1	40	1
Caso	COMB3.2/1611	COMB3.1/3110	COMB3.2/3637	COMB3.1/3110
MIN	-0,81	-2,4	-919,13	-3833,56
Nó	23	57	39	57
Caso	COMB3.1/1611	COMB3.1/1651	COMB3.2/3361	COMB3.1/1651

Tabela 6.22 – Deslocamentos máximos e mínimos por elemento estrutural

		UXX (cm)	UYX (cm)	UZZ (cm)
Tabuleiro	Max	1,97	0,40	3,99
	Min	-1,98	-0,34	-4,19
Montantes	Max	3,93	0,24	1,62
	Min	-4,02	-0,24	-1,63
Arco	Max	3,93	0,66	3,93
	Min	-4,02	-0,67	-4,15

Tabela 6.23 – Deslocamentos máximos e mínimos em toda a estrutura

	UXX (cm)	UYX (cm)	UZZ. (cm)
MAX	3,93	0,66	3,99
Nó	164	40	2449
Caso	COMB2.2/3641	COMB2.2/3641	COMB2.2/3641
MIN	-4,02	-0,67	-4,19
Nó	165	39	4773
Caso	COMB2.4/2591	COMB2.4/1821	COMB2.4/2381

Da Figura 6.18 à Figura 6.34 apresentam-se mapas de tensões das combinações mais gravosas, que possuem como ação variável base a sobrecarga rodoviária e variação uniforme de temperatura e variação diferencial de temperatura. Todas estas figuras são referentes ao eixo local Y que, no caso do arco, é relativo à sua direção longitudinal. No entanto, no tabuleiro e montantes refere-se à transversal.

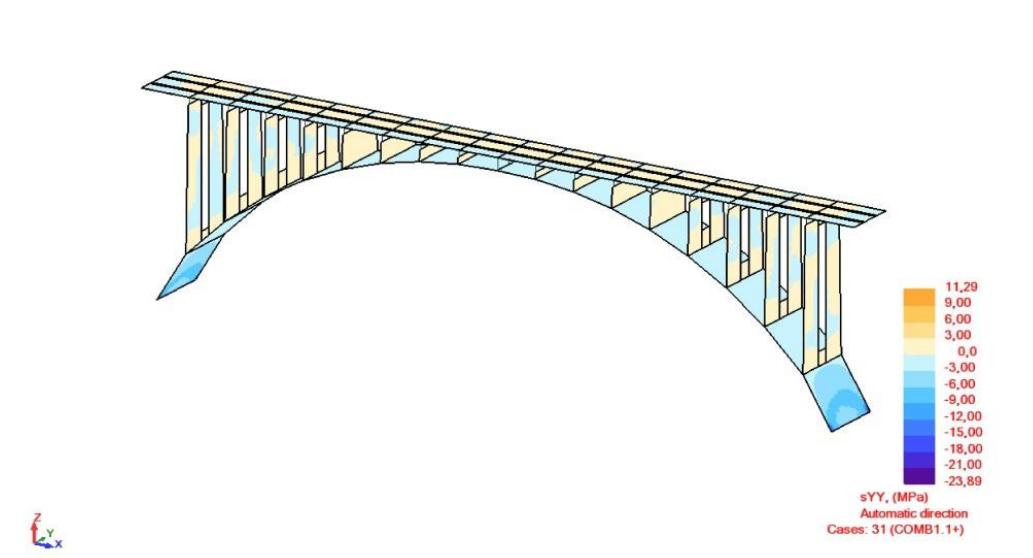


Figura 6.18 - Envolvente das tensões máximas superiores da Comb. 1.1 +, ação variável de base sobrecarga rodoviária (eixos locais)

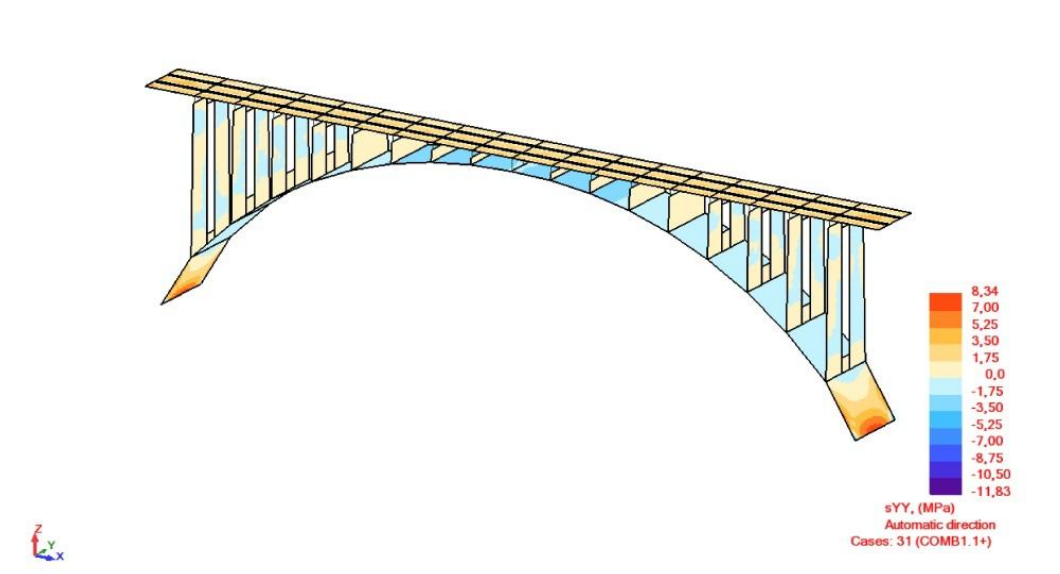


Figura 6.19 - Envolvente das tensões máximas inferiores da Comb. 1.1 +, ação variável de base sobrecarga rodoviária (eixos locais)

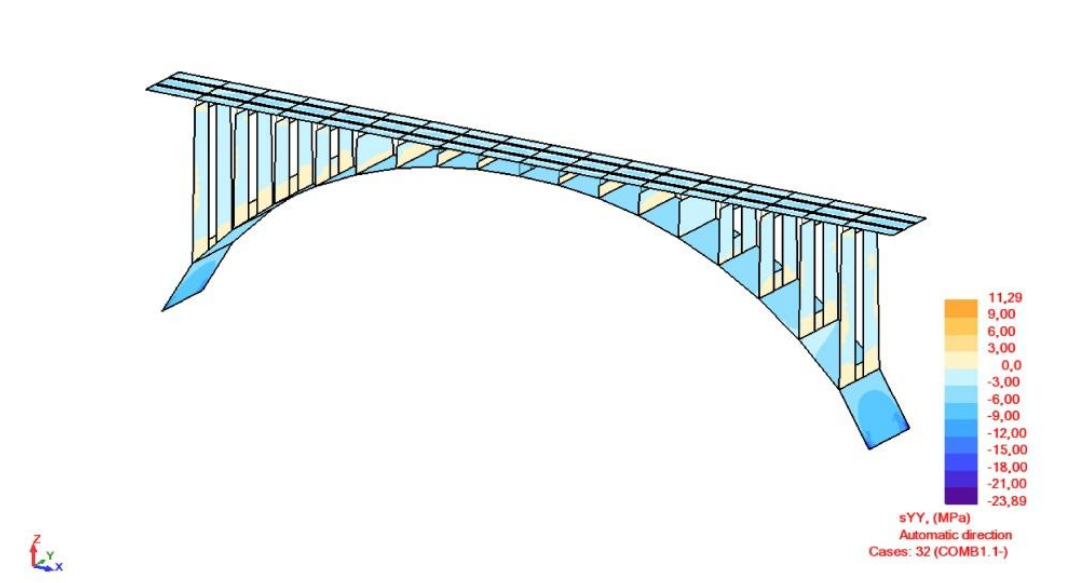


Figura 6.20 - Envolvente das tensões mínimas superiores da Comb. 1.1 -, ação variável de base sobrecarga rodoviária (eixos locais)

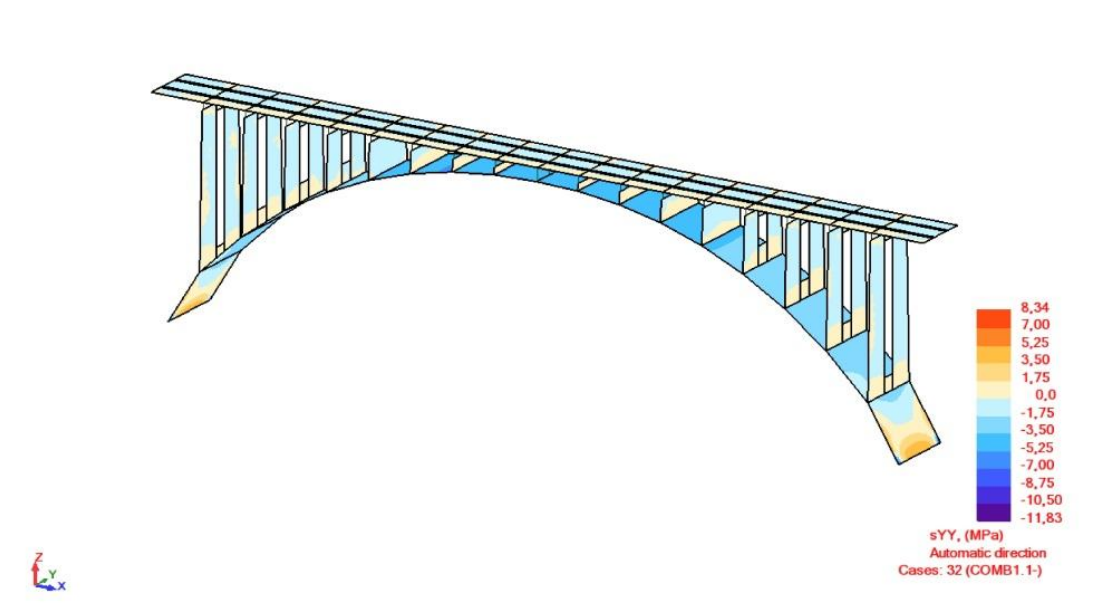


Figura 6.21 - Envolvente das tensões mínimas inferiores da Comb. 1.1 -, ação variável de base sobrecarga rodoviária (eixos locais)

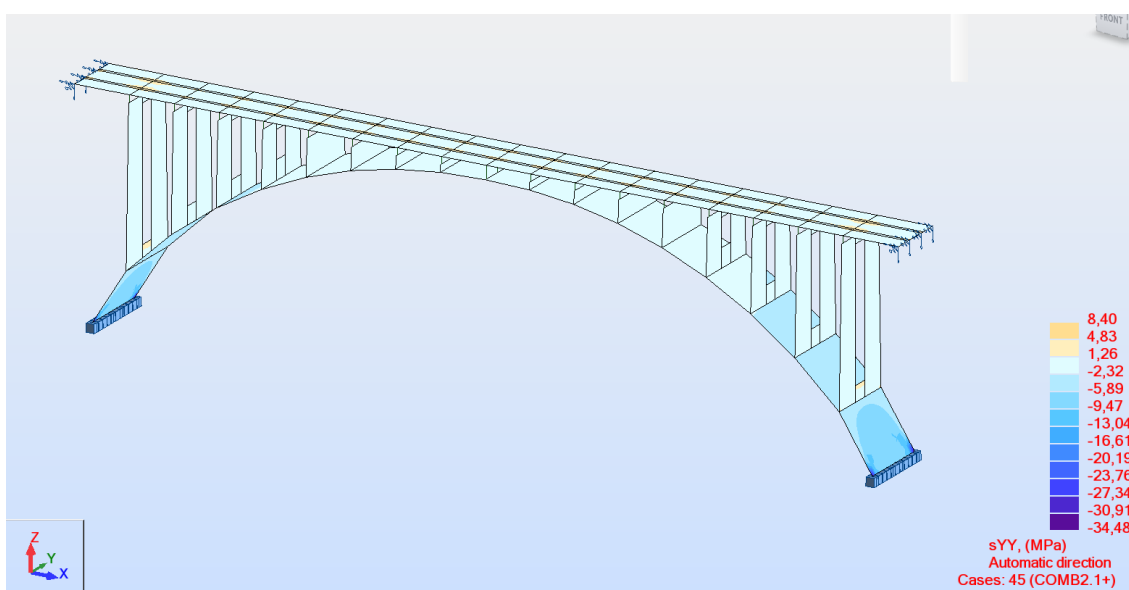


Figura 6.22 - Envolvente das tensões máximas superiores da Comb. 2.1+, ação variável de base variação uniforme de temperatura (eixos locais)

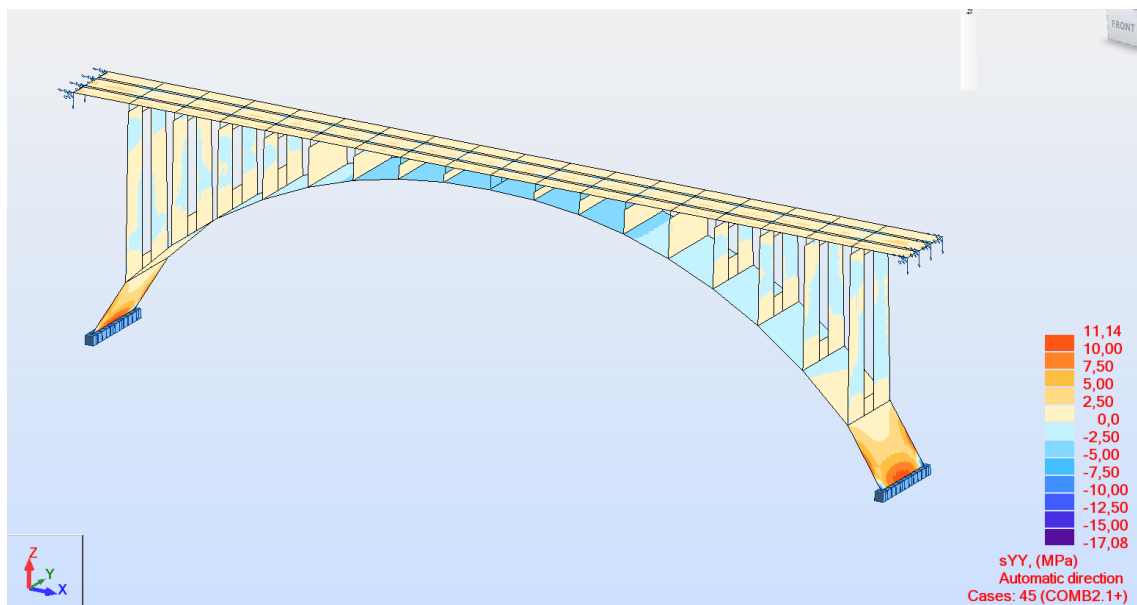


Figura 6.23 – Envolvente das tensões máximas inferiores da Comb. 2.1+, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)

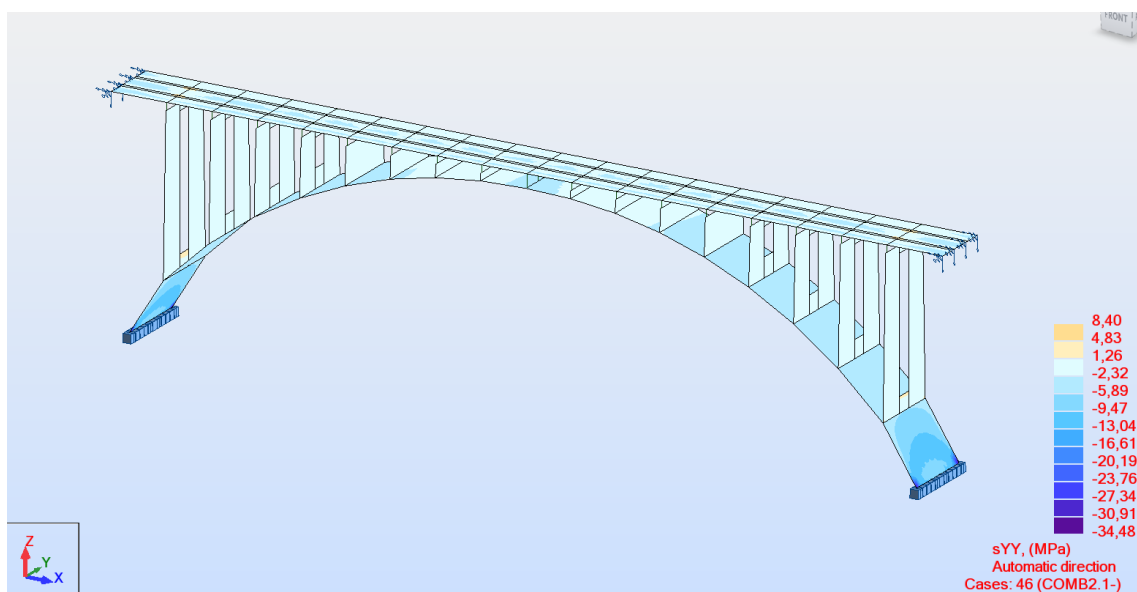


Figura 6.24 - Envolvente das tensões mínimas superiores da Comb. 2.1-, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)

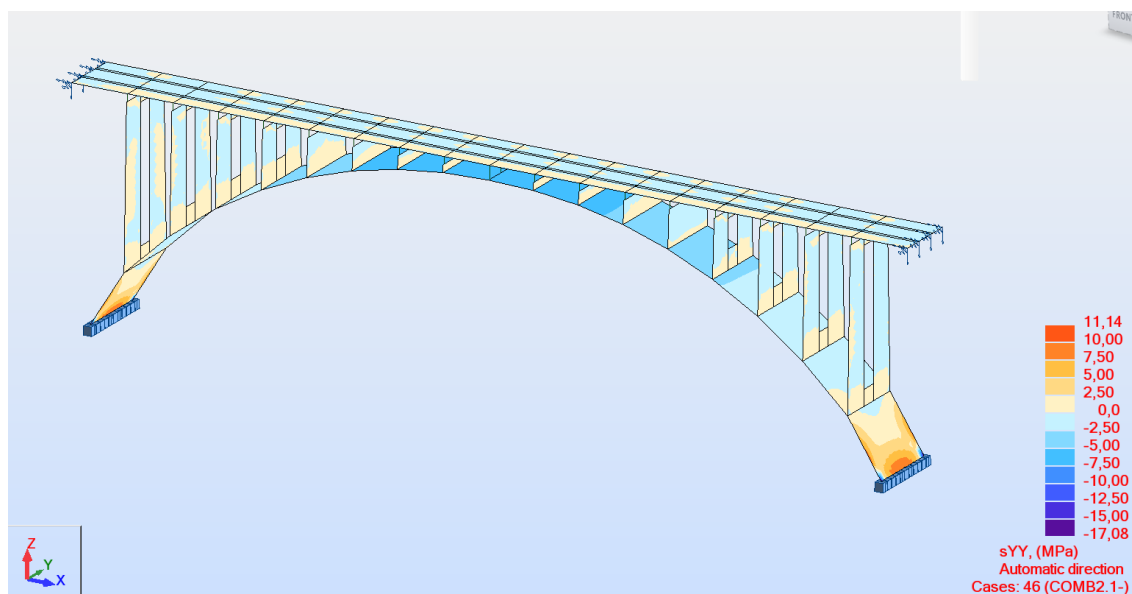


Figura 6.25 - Envolvente das tensões máximas inferiores da Comb. 2.1-, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)

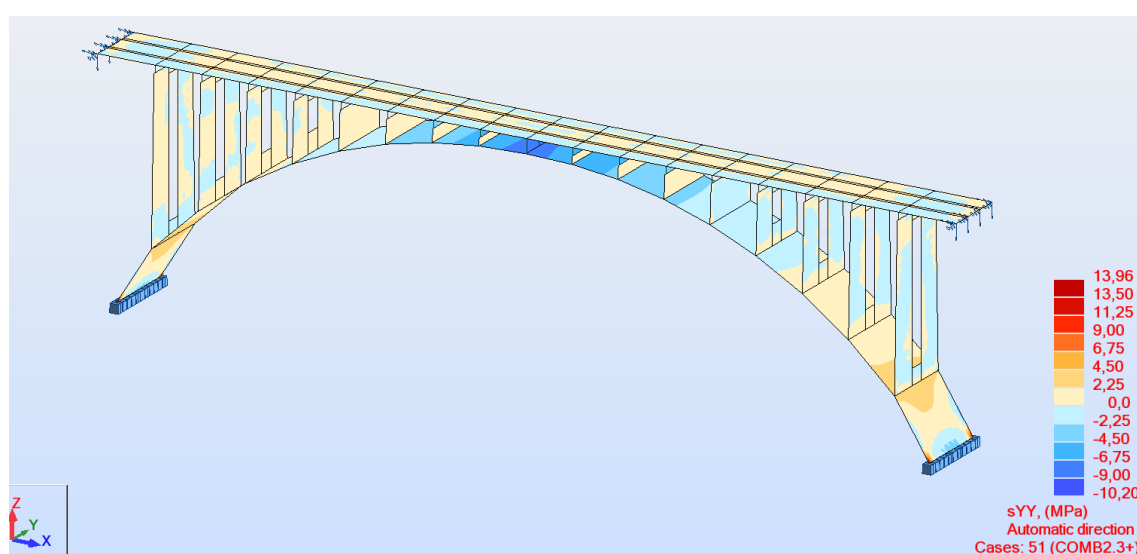


Figura 6.26 - Envolvente das tensões máximas superiores da Comb. 2.3+, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)

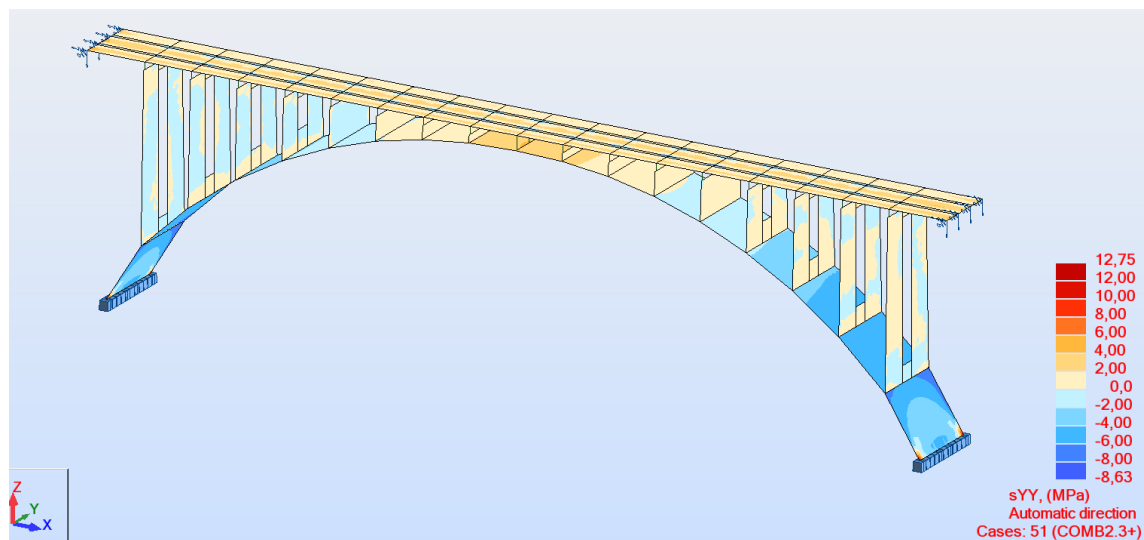


Figura 6.27 - Envolvente das tensões máximas inferiores da Comb. 2.3+, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)

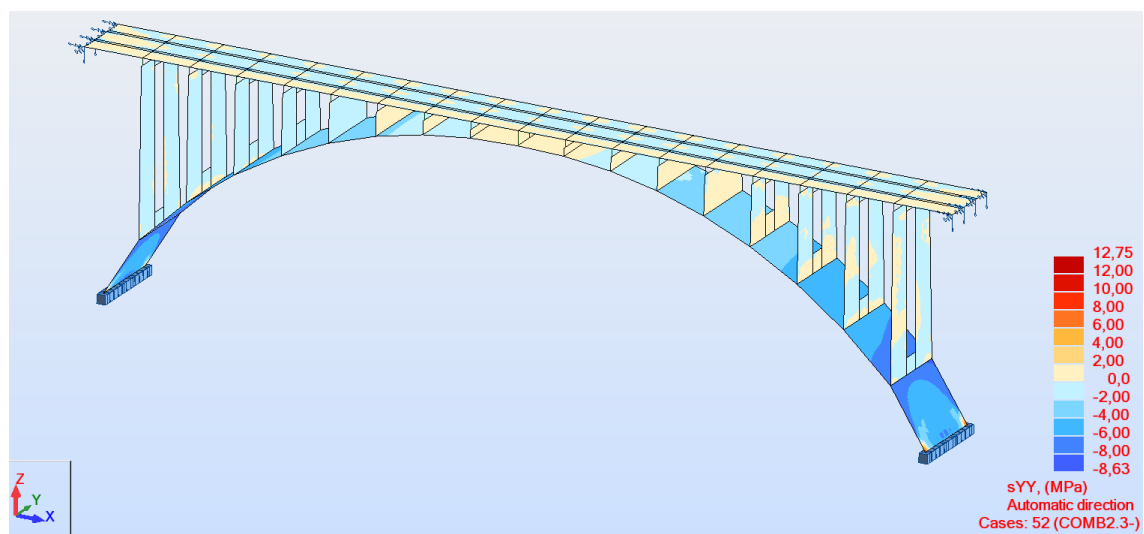


Figura 6.28 - Envolvente das tensões mínimas inferiores da Comb. 2.3 -, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)

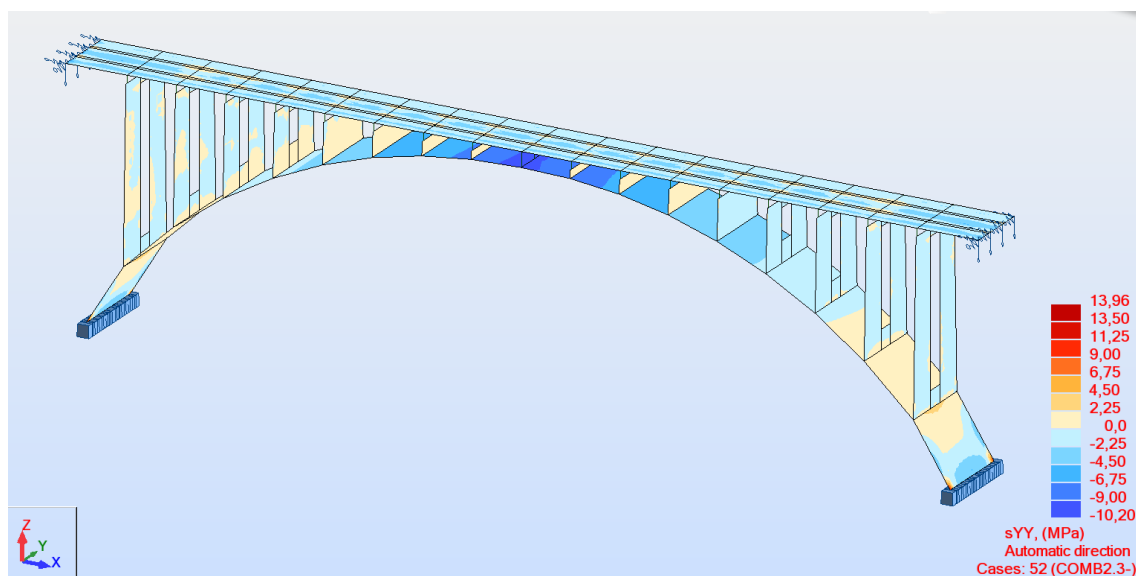


Figura 6.29 - Envolvente das tensões mínimas superiores em Y da Comb. 2.3-, ação variável base variação uniforme de temperatura (eixos locais)

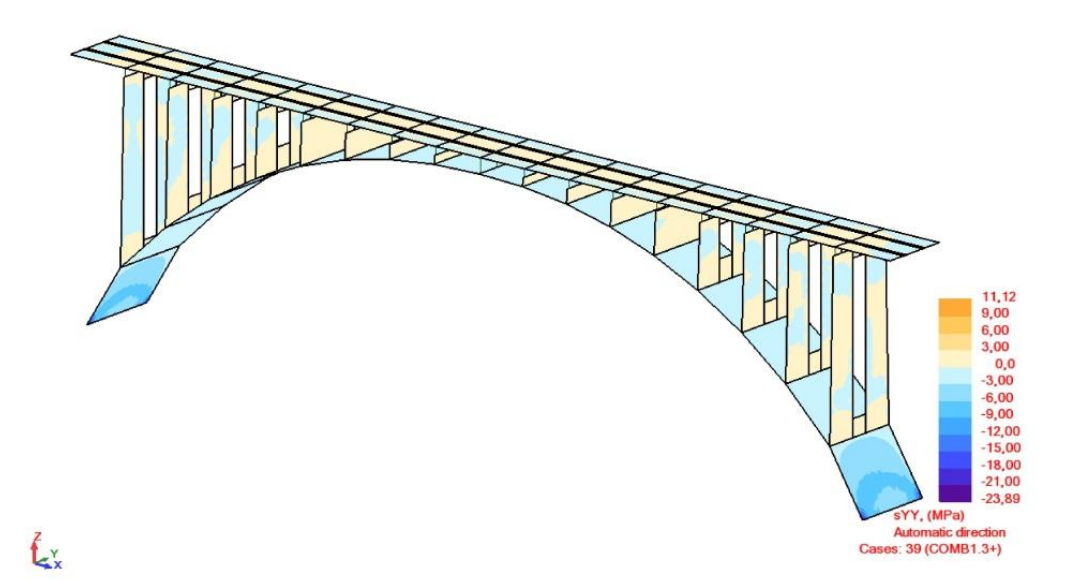


Figura 6.30 – Envolvente das tensões máximas superiores em Y da Comb1.3+, ação variável base sobrecarga rodoviária (eixos locais)

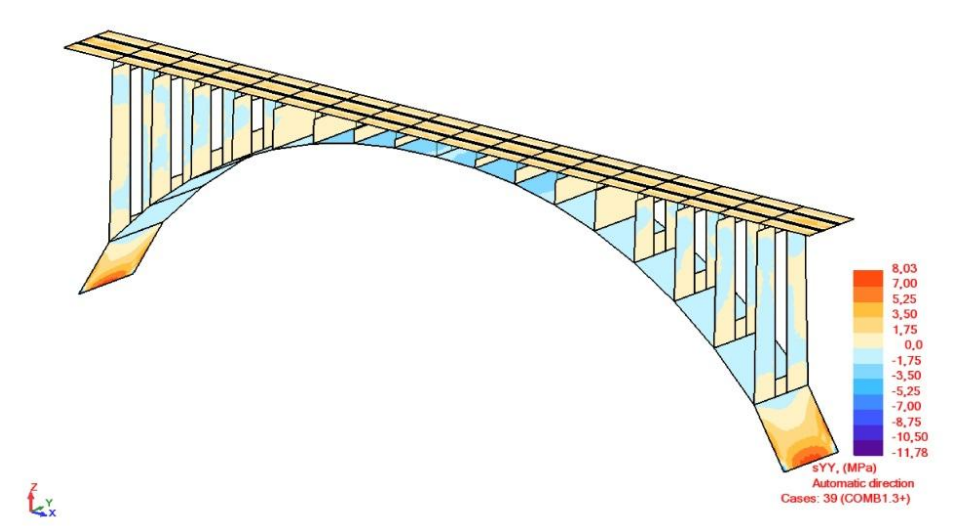


Figura 6.31 - Envolvente das tensões máximas inferiores em Y da Comb1.3+, ação variável base sobrecarga rodoviária (eixos locais)

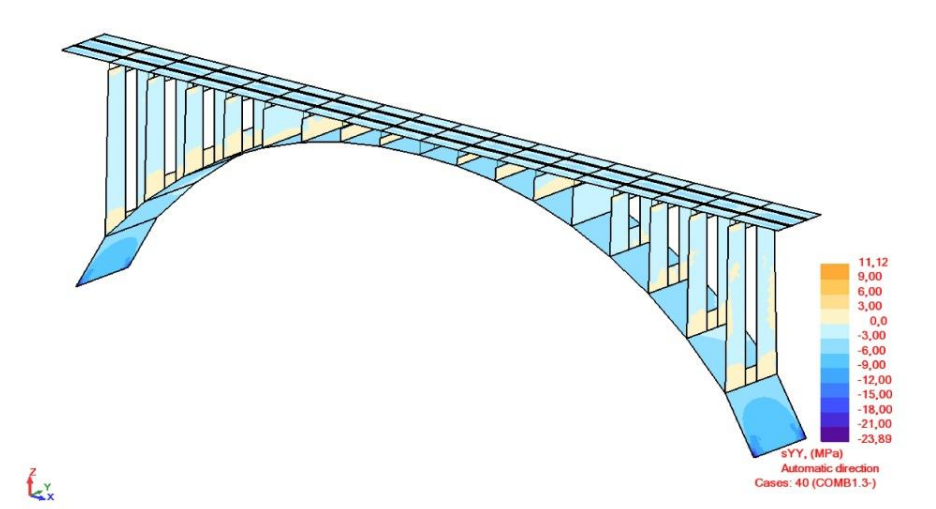


Figura 6.32 - Envolvente das tensões mínimas superiores em Y da Comb1.3-, ação variável base sobrecarga rodoviária (eixos locais)

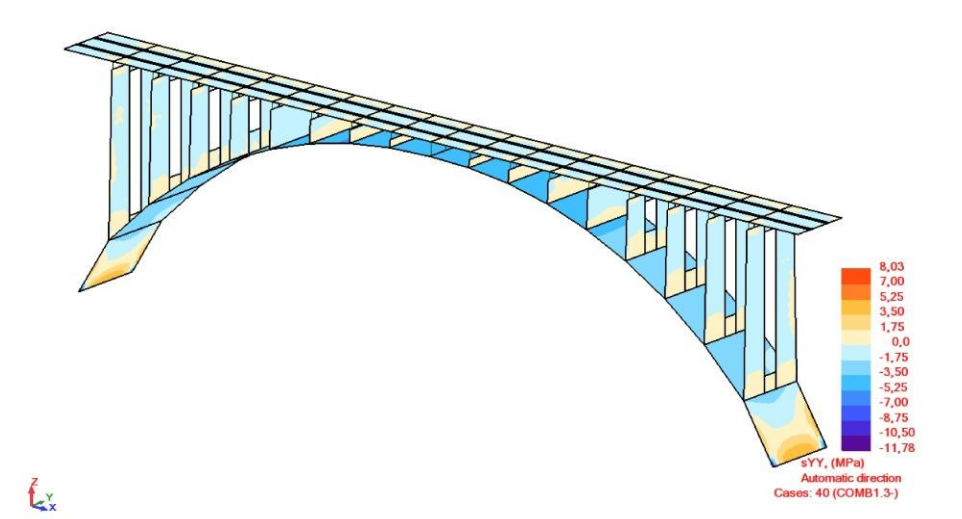


Figura 6.33 - Envolvente das tensões mínimas inferiores em Y da Comb1.3-, ação variável base sobrecarga rodoviária (eixos locais)

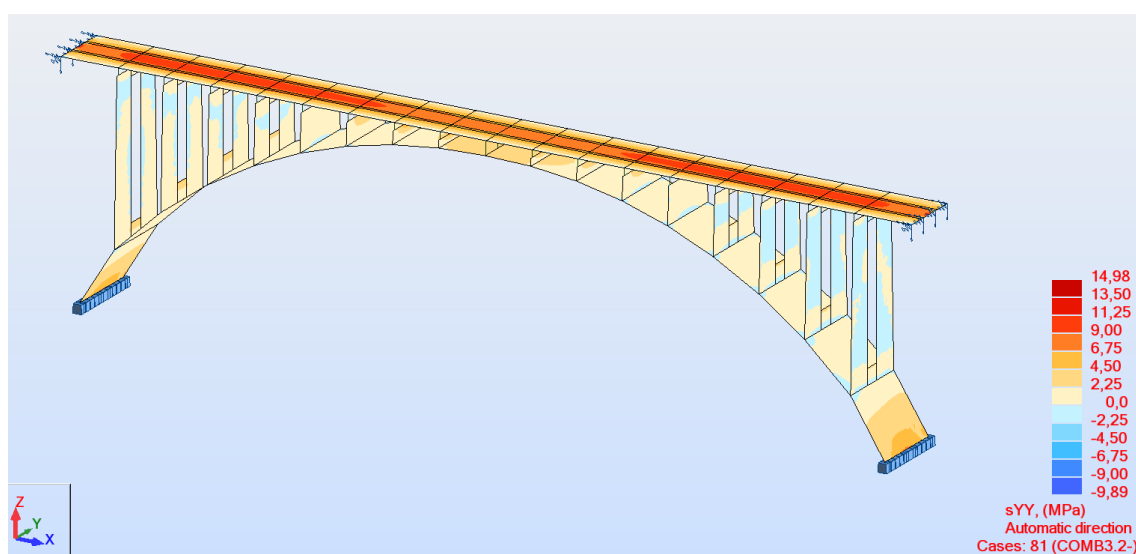


Figura 6.34 – Envolvente das tensões em Y – Comb 3.2 – fibra inferior, ação variável base variação diferencial de temperatura (eixos locais) (máximo é no tabuleiro)

6.4.3.3 Verificação da estabilidade

a) Arco

As resistências do arco, como é de betão simples, correspondem, em termos de tensões aos valores de cálculo obtidos: $f_{cd} = 20$ MPa, $f_{ctd} = 1,33$ MPa e $f_{ctm,fl} = 2,9$ MPa, de compressão, tração e tração em flexão respetivamente.

Analisando a estrutura com os valores de cálculo referidos no parágrafo anterior, pode-se concluir que não se verifica a segurança da ponte sobre o Tua. No entanto, a tensão de compressão não é altamente excedida, pois a tensão máxima de compressão é de 34,14 MPa (Tabela 6.16, Figura 6.24), localizando-se estas tensões mais elevadas apenas junto aos apoios. Pela observação das restantes figuras, pode-se concluir que só em algumas combinações e junto aos encastramentos do arco se verificam tensões superiores a 20 MPa. Outra zona em que, para algumas combinações, existem tensões da ordem dos 10 MPa, de compressão, é no fecho do arco, como por exemplo na envolvente das tensões superiores da combinação 2.3 – ação variável de base: variação uniforme de temperatura (Figura 6.29).

No que respeita às tensões de tração, estas deveriam ser praticamente nulas, pois o arco é de betão simples. No entanto, a tensão de tração mais elevada no arco é de 13,96 MPa (Tabela 6.17, Figura 6.26). Este valor é caso praticamente único, que ocorre nas combinações 2.3 e 2.4, que dizem respeito à ação variável base de variação uniforme de temperatura (contração máxima) e situa-se nas extremidades de jusante e montante do arco junto aos apoios. Aliás, as tensões observadas na Figura 6.26 podem resultar de erros numéricos, dado a zona que está sujeita a tensões bastante elevadas ser praticamente insignificante.

As tensões mais elevadas de tração localizam-se junto aos apoios de encastramento, atingindo em algumas combinações como a 2.1 e 2.2 cerca de 11 MPa (Figura 6.23 e Figura 6.25). Nas combinações 1.1 e 1.3 existem na mesma zona tensões altas de aproximadamente 8 MPa (Figura 6.19). Se considerarmos os efeitos de distribuição de tensões do betão, estas tensões localizadas, embora continuem a ser certamente superiores a outras zonas do arco e aos limites máximos de tração, na realidade representarão valores inferiores.

b) Montantes

Nos montantes, as tensões mais elevadas de compressão são de 5,5 MPa e as de tração de 10,0 MPa (Tabela 6.18). No entanto, como se pode ver na maioria das figuras desta secção as tensões nos montantes são bastante reduzidas quando comparadas com o arco. Estes valores máximos são tensões muito excecionais e localizadas apenas em pequenas zonas dos montantes.

c) Tabuleiro

O tabuleiro é composto pelas lajes e longarinas. As primeiras foram verificadas em 6.4.2. As longarinas, como possuem armaduras longitudinais superiores e chapas metálicas inferiormente e lateralmente, podem ser calculadas na fase de rotura da secção.

Verificando a segurança em termos de tensões, verifica-se neste caso, quando existe tração, a tensão limite das longarinas pode ser excedida, dado existirem armaduras na parte superior e chapas de aço exteriores em U. Para a verificação do esforço transversal, utilizaram-se as expressões do EC2.

Da Figura 6.35 à Figura 6.41 são apresentadas as envolventes de momentos fletores, tensões máximas e mínimas e esforço transversal para as longarinas V1 e V2.

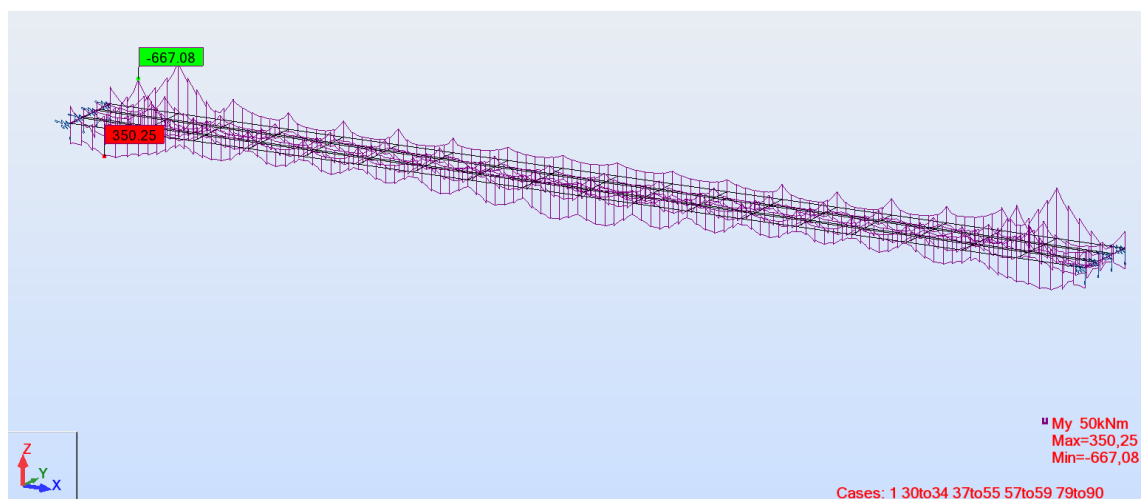


Figura 6.35 – Envoltória do diagrama de momentos das longarinas do tabuleiro



Figura 6.36 – Envoltória das Tensões mínimas na longarina V1

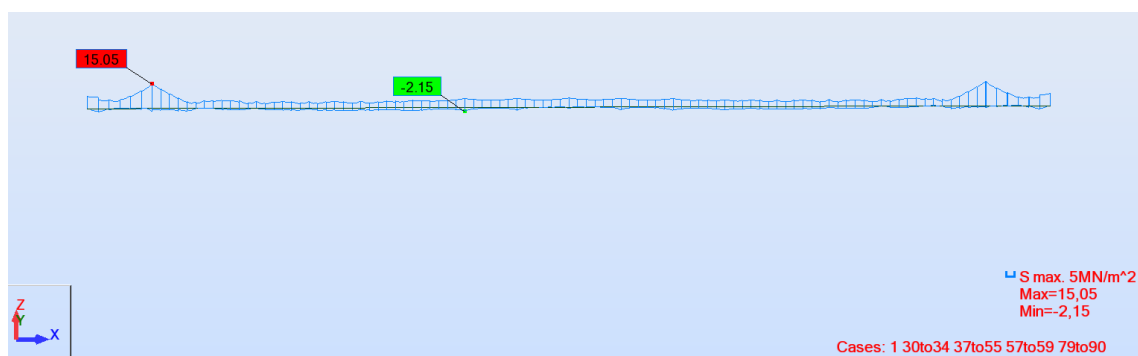


Figura 6.37 – Envoltória das Tensões máximas da longarina V1

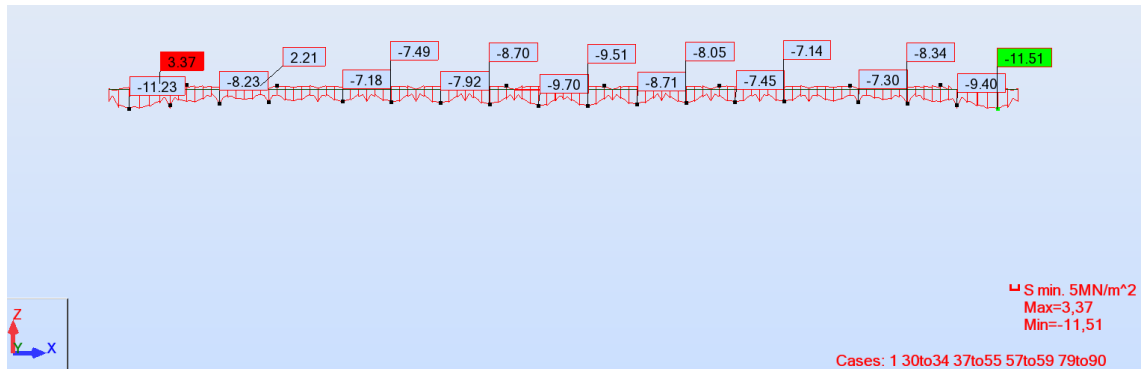


Figura 6.38 - Envelope das Tensões mínimas na longarina V2

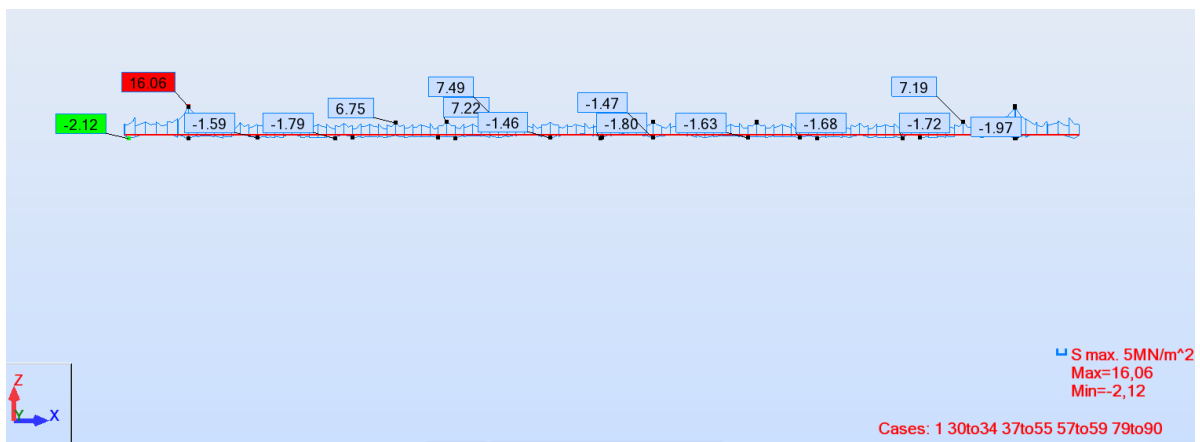


Figura 6.39 - Envelope das Tensões máximas da longarina V2

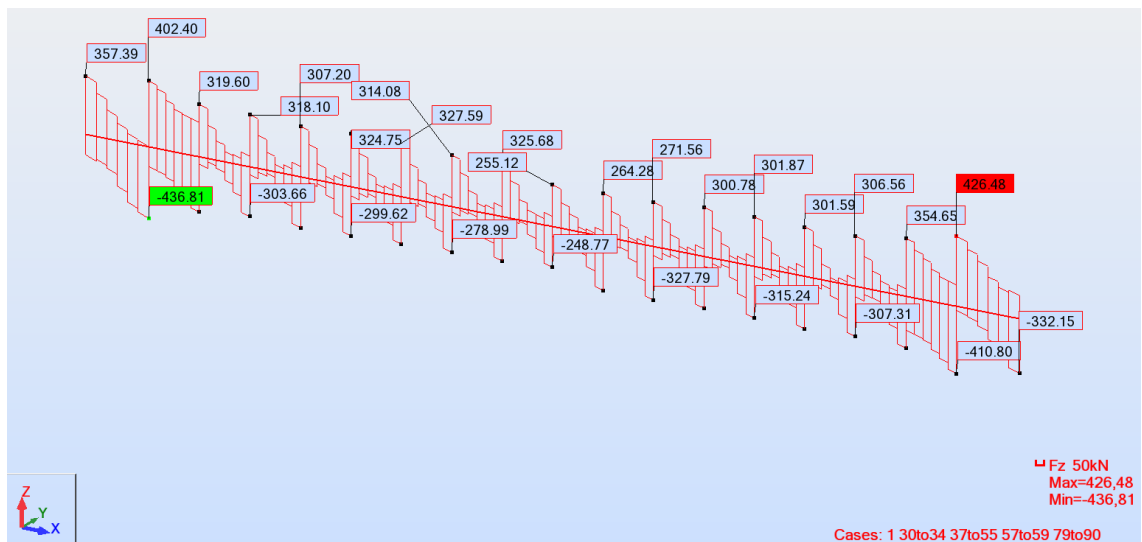


Figura 6.40 – Envelope do esforço transverso para a longarina V1



Figura 6.41 - Envolvente do esforço transverso para a longarina V2

Observando da Figura 6.36 à Figura 6.39, é possível concluir que a tensão máxima de tração é de 15,05 MPa e 16,06 MPa respetivamente nas longarinas V1 e V2. As tensões máximas de compressão são de 8,84 MPa e 11,51 MPa respetivamente nas longarinas V1 e V2.

Quanto à verificação da estabilidade à compressão não existem problemas, pois todas as tensões são inferiores a $f_{cd} - 20\text{MPa}$. No entanto, como a tensão de tração excede os limites das tensões de cálculo à rotura à tração simples e à tração por flexão calculou-se a resistência à rotura, considerando somente a armadura superior da longarina - $4\phi 20$ (Figura 6.17). O momento resistente desta é de 386 kN/m, sendo este inferior aos 667 kN/m (Figura 6.35). Desta análise simples a resistência não é verificada, no entanto deveria ser realizada uma análise mais profunda considerando as chapas metálicas, a laje adjacente e uma eventual redistribuição de momentos.

O aço S235JR possui uma tensão de cedência de 235 MPa, logo como o coeficiente de homogeneização é 4,06, a tensão máxima resistente no aço é de 65,5 MPa. Assim está verificada a chapa de aço.

A verificação do esforço transverso e das tensões tangenciais é feita com o recurso às equações (6.27) e (6.28). O valor de cálculo resistente de V1 e V2, sem estribos, ao esforço transverso é o seguinte:

$$V_{Rd,c} = 0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{675}} \right)^{\frac{3}{2}} \times 30^{1/2} \times 350 \times 675 = 86918,27 \text{ N} = 86,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{540}} \right)^{\frac{3}{2}} \times 30^{1/2} \times 350 \times 540 = 73918,8 \text{ N} = 73,92 \text{ kN}$$

Conclui-se que o betão não é suficiente para resistir ao esforço transverso.

As longarinas possuem estribos verticais. Como tal o valor de cálculo do esforço transverso resistente é o menor dos valores das expressões (6.32) e (6.33) [44].

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.32)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.33)$$

Os estribos em ambas as longarinas são do tipo $\phi 12//0,20$, o que perfaz $11,31 \text{ cm}^2/\text{m}$. $\cot \theta$ pode ser considerado entre 1 e 2,5, sendo θ o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga. Na Tabela 6.24 faz-se uma síntese do esforço transversal resistente para as longarinas V1 e V2.

Tabela 6.24 – Valor de cálculo do esforço transversal para as longarinas

Longarina V1			Longarina V2		
h (m)	0,75		h (m)	0,60	
d (m)	0,68		d (m)	0,54	
b_w (m)	0,35		b_w (m)	0,35	
A_{sw} (cm^2/m)	11,31	$\phi 12//0,20$	A_{sw} (cm^2/m)	11,31	$\phi 12//0,20$
z (m)	0,61		z (m)	0,49	
$\cot \theta = 2,5$	$V_{Rd,s}$ (kN)	746,86	$\cot \theta = 2,5$	$V_{Rd,s}$ (kN)	597,49
$\cot \theta = 1,0$	$V_{Rd,s}$ (kN)	298,74	$\cot \theta = 1,0$	$V_{Rd,s}$ (kN)	238,99
v_1	0,528		v_1	0,528	
$\cot \theta = 2,5$	$V_{Rd,max}$	774,25	$\cot \theta = 2,5$	$V_{Rd,max}$	619,40
$\cot \theta = 1,0$	$V_{Rd,max}$	1122,66	$\cot \theta = 1,0$	$V_{Rd,max}$	898,13

Comparando os valores atuantes (437 kN (Figura 6.40) e 372kN (Figura 6.41) nas longarinas V1 e V2, respetivamente) com os resistentes (Tabela 6.24), verifica-se assim a resistência ao esforço transversal das duas longarinas. Ainda é necessário verificar um conjunto de disposições construtivas: a taxa de armadura (6.34), taxa de armadura mínima de esforço transversal (6.35), o espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal (6.36) e o espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos (6.37)

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \times b_w \times \sin \alpha \quad (6.34)$$

$$\rho_{w,min} = (0,08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk} \quad (6.35)$$

$$s_{lmax} = 0,75d \times (1 + \cot \alpha) \quad (6.36)$$

$$s_{tmax} = 0,75d < 600 \text{ mm} \quad (6.37)$$

Na Tabela 6.25 é apresentado um resumo dos resultados das expressões anteriores e das disposições construtivas utilizadas no projeto de reabilitação (Figura 6.15, Figura 6.16 e Figura 6.17). Conclui-se assim que se verifica a resistência ao esforço transversal das longarinas do tabuleiro.

Tabela 6.25 – Disposições construtivas

	EC2		Projeto
	V1	V2	V1/V2
$\rho_{w,min}$	0,00088	0,00088	
$(A_{sw}/s)_{min} \text{ (cm}^2\text{/m)}$	3,07	3,07	11,31
$s_{l,max} \text{ (m)}$	0,51	0,41	0,2
$s_{t,max} \text{ (m)}$	0,51	0,41	0,43

6.5. VERIFICAÇÃO DO E.L.S.

6.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O Estado Limite de Utilização é controlado pelos níveis de tensões em serviço, abertura de fendas e deformações. A classe de exposição desta estrutura, segundo o Quadro 4.1 do EC2 é XF1, o que corresponde a um ambiente de saturação moderada em água, sem produto de descongelante.

A verificação de acordo com o EC2-1 [44] indica que a tensão de compressão deve ser limitada, a fim de evitar a formação de fendas longitudinais, a micro –fendilhação ou níveis de fluência elevados.

Para evitar a formação de fendas, o que resulta numa redução da durabilidade, deve-se limitar a tensão de compressão do betão na combinação característica (expressão (6.23)) segundo:

$$\sigma_c \leq 0,6 \times f_{ck} \quad (6.38)$$

Para se considerar a fluência como linear, a tensão no betão para as ações quase permanentes (expressão (6.25)) deve respeitar:

$$\sigma_c \leq 0,45 \times f_{ck} \quad (6.39)$$

As tensões de tração na armadura, em combinação característica (expressão (6.23)), para ações diretas estão limitadas pela expressão (6.40) para garantir uma boa aparência.

$$\sigma_s \leq 0,8 \times f_{yk} \quad (6.40)$$

Nas expressões anteriores, f_{ck} e f_{yk} representam respetivamente a tensão de rotura característica do betão à compressão e a tensão característica de cedência da armadura.

O controlo da fendilhação, em Estado limite de Utilização, é efetuado pela limitação da abertura de fendas. Os valores recomendados para o limite máximo de abertura de fendas (w_{max}) estão estipulados no Quadro 7.1N do EC2-1. Para a classe de exposição XF1 o limite de abertura de fendas é de 0,3 mm.

O controlo da deformação é importante, dado que a deformação de um elemento ou da estrutura poderá prejudicar o seu funcionamento, causando desgaste nas juntas de dilatação e aparelhos de apoio, entre outros.

O EC2-1, considera que as flechas devem respeitar a seguinte condição sob ações quase-permanentes:

$$\delta \leq \frac{L}{250} \quad (6.41)$$

A verificação de E. L. S. apenas irá ser realizada na análise longitudinal e para uma combinação, que foi detetada em 6.4 como uma das mais gravosas, a Combinação 2.3 (Tabela 6.15), cuja ação variável de base é a variação uniforme de temperatura.

6.5.2. TENSÕES E DESLOCAMENTOS

Os valores de cálculo das tensões normais são apresentados da Tabela 6.26 à Tabela 6.28 para os eixos locais, como nos capítulos anteriores e para a combinação 2.3.

Tabela 6.26 – Tensões normais máximas e mínimas por elemento estrutural na combinação quase permanente (Combinação 2.3)

		MXX (kNm/m)	MYX (kNm/m)	MYX (kNm/m)	sXX (MPa)	sYY (MPa)
Tabuleiro	Max	17,6	14,5	3,2	2,0	1,0
	Min	-12,3	-5,6	-3,3	-0,8	-0,9
Montantes	Max	57,1	14,4	38,1	5,8	3,9
	Min	-177,0	-884,9	-10,3	-1,7	-1,2
Arco	Max	181,5	2067,4	70,1	5,8	4,1
	Min	-208,4	-1042,9	-68,7	-0,3	-4,6

Tabela 6.27 – Tensões normais máximas e mínimas por elemento estrutural na combinação frequente (Combinação 2.3)

		MXX (kNm/m)	MYX (kNm/m)	MYX (kNm/m)	sXX (MPa)	sYY (MPa)
Tabuleiro	Max	18,7	15,1	3,3	2,2	1,1
	Min	-13,0	-5,8	-3,4	-0,8	-0,9
Montantes	Max	60,5	18,0	10,8	1,3	0,7
	Min	-63,1	-17,5	-10,8	-1,7	-0,3
Arco	Max	184,4	2244,6	74,5	6,9	4,8
	Min	-163,5	-818,2	-73,1	-0,4	-4,8

Tabela 6.28 - Tensões normais máximas e mínimas por elemento estrutural na combinação característica (Combinação 2.3)

		MXX (kNm/m)	MYX (kNm/m)	MYY (kNm/m)	sXX (MPa)	sYY (MPa)
Tabuleiro	Max	43,9	99,8	22,4	4,7	6,8
	Min	-59,8	-74,2	-19,9	-4,2	-6,5
Montantes	Max	128,4	36,2	24,6	2,8	1,2
	Min	-130,5	-35,4	-24,0	-3,6	-1,6
Arco	Max	283,4	3828,0	200,1	11,7	8,6
	Min	-255,9	-1339,2	-179,8	-0,6	-8,5

Tabela 6.29 – Deslocamentos máximos por elemento estrutural para a combinação quase-permanente

		UXX (cm)	UYX (cm)	UZZ (cm)
Tabuleiro	Max	0,45	0,03	0,0
	Min	-0,45	-0,04	-1,6
Montantes	Max	0,46	0,04	0,35
	Min	-1,54	-0,04	-0,35
Arco	Max	0,03	0,25	0,02
	Min	-0,23	-0,25	-1,60

O deslocamento máximo da estrutura é de -1,60 cm na combinação quase-permanente, situando-se no fecho do arco.

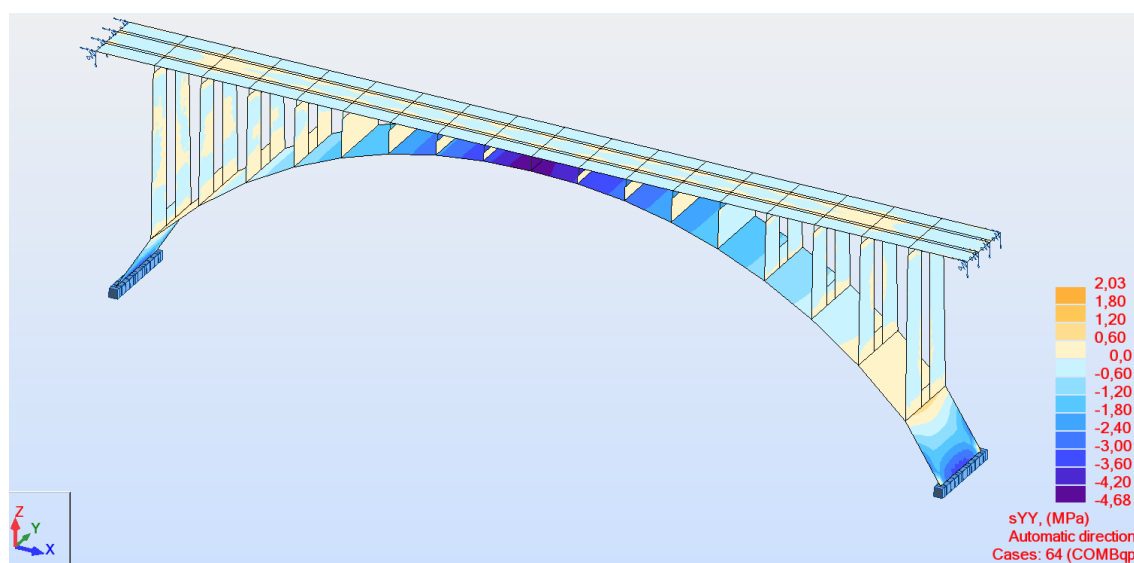


Figura 6.42 - Tensões inferiores na Combinação 2.3 quase permanente (eixos locais)

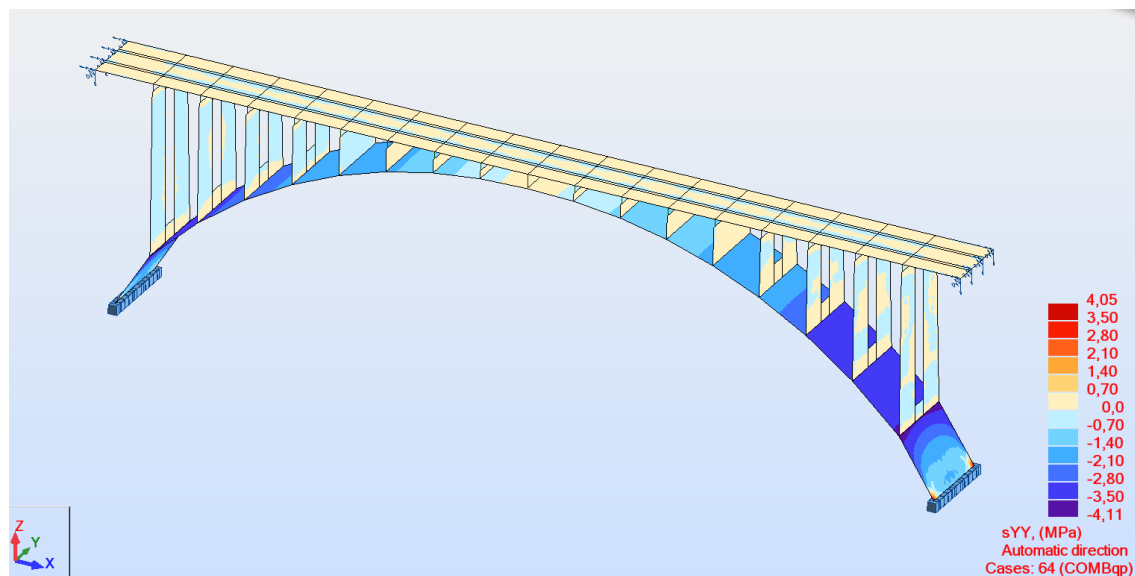


Figura 6.43 – Tensões superiores na Combinação 2.3 quase permanente (eixos locais)

Na Figura 6.42 e Figura 6.43 volta-se a observar, como em 6.4.3.2, a existência de tensões elevadas, quando comparadas com as restantes, em áreas muito pequenas, que provavelmente representam erros numéricos.

Pela observação da Tabela 6.26 e Tabela 6.27, como seria de esperar, conclui-se que as tensões máximas na combinação característica são superiores às da combinação frequente e estas por sua vez às da quase-permanente.

6.5.3. VERIFICAÇÃO DOS LIMITES

a) Arco

A tensão máxima de compressão no betão do arco é de 8,5 MPa (Tabela 6.28), na combinação característica, e 4,6 MPa (Tabela 6.26), na combinação quase permanente. Verifica-se assim que ambas as tensões se encontram dentro dos limites estabelecidos pelas expressões (6.38) e (6.39), de 18 MPa e de 13,5 MPa, para a combinação característica e quase permanente, respetivamente. Como o arco não possui armadura, não é necessário verificar as tensões de tração na armadura.

Sob ações quase permanentes, a flecha máxima é de 1,60 cm (Tabela 6.29), verificando assim o limite de $L/250$, que vale 31 cm.

b) Montantes

A tensão máxima de compressão no betão nos montantes é de 3,6 MPa (Tabela 6.26) na combinação característica e 1,7 MPa (Tabela 6.26), na combinação quase permanente. Verifica-se assim que ambas as tensões se encontram dentro dos limites estabelecidos pelas expressões (6.38) e (6.39), de 18 MPa e de 13,5 MPa, para a combinação característica e quase permanente, respetivamente. Os montantes possuem armaduras e deveria ser verificado o controlo da fendilhação. No entanto por simplificação não é efetuado neste trabalho.

c) Tabuleiro

A tensão máxima de compressão no betão no tabuleiro é de 4,2 MPa (Tabela 6.26) na combinação característica e 0,9 MPa (Tabela 6.26) na combinação quase permanente. Verifica-se assim que ambas as tensões se encontram dentro dos limites estabelecidos pelas expressões (6.38) e (6.39), de 18 MPa e de 13,5 MPa, para a combinação característica e quase permanente, respetivamente. Os tabuleiros possuem armaduras e deveria ser verificado o controlo da fendilhação. No entanto, por simplificação, esse estudo não foi efetuado.

Sob ações quase permanentes a flecha máxima é de 1,60 cm (Tabela 6.29), verificando assim o limite de $L/250$, que vale 1,8 cm.

6.6. DISCUSSÃO

Das combinações efetuadas, pela análise dos mapas de tensões obtidos, compreende-se que a aplicação da ação vento de jusante ou de montante é equivalente para o arco, apenas se verificando ligeiras diferenças no tabuleiro. Conclui-se que as combinações 1.1 e 1.3, 1.2 e 1.4, 2.1 e 2.2, 2.3 e 2.4, 3.1 e 3.2, 3.3 e 3.4 se traduzem em resultados praticamente idênticos. Isto era esperado, pois a estrutura e todas as ações são simétricas, tanto transversalmente como longitudinalmente. A única ação não simétrica longitudinalmente é a sobrecarga rodoviária (UDL e TS), sendo na via 1 mais gravosa, que na via 2 (Figura 6.3), (tendo sido considerada a via 1 como a de jusante e a 2 como de montante). Como já foi referido, as duas vias não foram alternadas por simplificação.

Todos os resultados máximos em valor absoluto são decorrentes da ação da temperatura uniforme ou diferencial.

A ação da temperatura é a mais gravosa para a ponte. Isto é frequente em estruturas monolíticas e contínuas com grandes vãos. Os regulamentos mais antigos consideravam temperaturas uniformes diferenciais muito mais baixas. O REBAP indica para pontes de betão armado para elementos não protegidos de pequena espessura e elementos protegidos ou de grande espessura $+15^{\circ}\text{C}$ e -10°C respetivamente. Nos Cálculos Justificativos do Projeto de Execução da EP afirma-se que a estrutura foi verificada considerando uma variação de temperatura uniforme de $+15^{\circ}\text{C}$. Contudo, o regulamento da época (Regulamento de Betão Armado) aconselhava a verificar com uma variação uniforme de temperatura de apenas $+10^{\circ}\text{C}$, pois a espessura do arco é sempre superior a 70 cm. Estes valores comparados com os aplicados (Tabela 6.4), são bastante inferiores.

Embora a zona de localização desta ponte tenha amplitudes térmicas muito elevadas entre estações, durante um dia as amplitudes não devem exceder 20°C ou 30°C . Acrescenta-se ainda o facto de a temperatura não ter estas variações de uma forma brusca, ou seja, num curto espaço de tempo. Outra agravante, é o facto de toda a ponte estar muitas horas protegida pela radiação direta, devido ao vale apertado onde se encontra. Outra consideração importante, é o arco e os montantes estarem grande parte do tempo protegidos da radiação direta pelo tabuleiro. Assim, as temperaturas consideradas para o arco são extremamente sobrestimadas. Para terminar, salienta-se que os valores recomendados pela EN 1991-1-5 [56] dizem respeito a tabuleiros de pontes, tendo sido por simplificação adotado o mesmo princípio para o arco e montantes.

Em suma, o tabuleiro é fortemente solicitado pela temperatura e até poderá atingir os valores da temperatura preconizados pelas normas europeias. O mesmo não deverá acontecer para os outros elementos da estrutura. Na Figura 6.44 apresentam-se as tensões na superfície inferior na direção Y,

apenas sob a ação da temperatura uniforme (+), observando-se tensões de tração junto aos apoios elevadas (6 MPa).

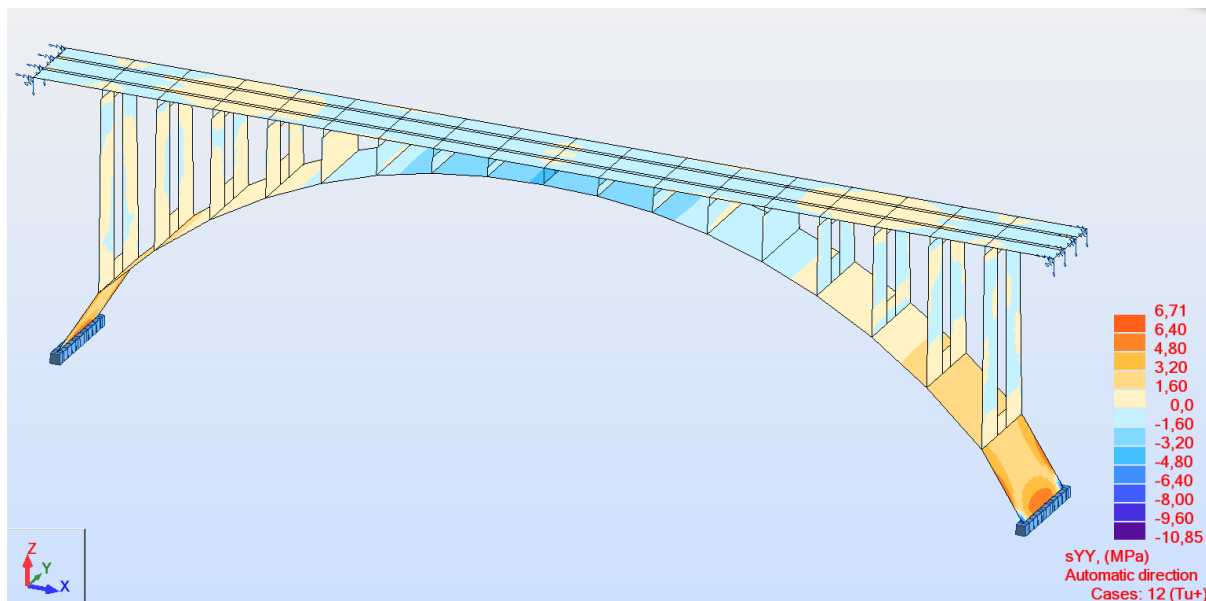


Figura 6.44 – Tensões na superfície inferior na direção Y quando da aplicação da temperatura uniforme + (eixos locais)

Para além da temperatura, também as sobrecargas rodoviárias tomaram valores superiores relativamente aos utilizados para o projeto da estrutura na década de 30.

Analisando a fissuração explicada no Projeto de Execução [34], os montantes “apresentam fissuras verticais nos septos inferiores e superiores entre os fustes gémeos. Todas indicam fraca armadura horizontal, tanto em baixo como em cima”.

Na memória descritiva do projeto de execução, refere-se que antes da reabilitação existiam, no fecho do arco, “fissuras verticais nas faces de montante e jusante, devidas provavelmente à flexão do arco”, tendo-se verificado neste capítulo que, a par dos apoios, esta é a zona com tensões mais elevadas.

Neste capítulo, verificaram-se tensões muito elevadas no arco. Contudo muitas destas não ocorrem em toda a secção transversal do arco, mas sim apenas em parte deste. Esta situação verifica-se mais junto aos apoios do arco. Caso a estrutura tivesse sido modelada com elementos finitos tipo barra, estas tensões não seria tão elevadas, pois iriam distribuir-se pela largura transversal.

Outra agravante, é o facto de antes da execução da aduela do fecho, conforme explicado em 3.4, foi dado um impulso ao arco, de forma a sob ações permanentes não existirem tensões de tração no arco. Este impulso, por parte dos macacos hidráulicos, não foi aqui modelado, o que certamente iria reduzir as trações.

No que respeita ao Estado limite de utilização, para a combinação verificada (Combinação 2.3), os limites de tensão de compressão do betão são cumpridos, assim como as flechas máximas.

7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

7.1.1. SÍNTESE DOS TRABALHOS DESENVOLVIDOS

Neste trabalho apresenta-se o estudo do comportamento estrutural da ponte sobre o Tua a partir do desenvolvimento e calibração de um modelo numérico (método dos elementos finitos) recorrendo a um programa comercial de cálculo automático. Com o modelo desenvolvido, verificou-se a segurança da estrutura. O processo construtivo utilizado para construção da ponte foi ainda estudado de uma forma simplificada.

O projeto de execução da reabilitação da estrutura foi estudado considerando dois tipos de modelos, um modelo simples de barras, e um modelo com elementos do tipo casca. Este último foi aperfeiçoado e validado com base em resultados de ensaios de vibração ambiental. A calibração do modelo exigiu o estudo pormenorizado de vários elementos estruturais, como os apoios do tabuleiro ou as ligações entre os montantes e o tabuleiro.

Para a verificação da segurança da estrutura, foi necessário inicialmente estudar e interpretar as normas europeias – Eurocódigos – com especial destaque para as que se inserem no âmbito das pontes.

No capítulo 2 foi apresentado um estado de arte sobre pontes em arco. Ao longo deste, abordou-se o comportamento estrutural do arco e os materiais utilizados ao longo da História para a construção deste tipo de pontes. Neste capítulo deu-se especial relevo ainda às pontes em arco em Portugal, desde os primórdios romanos, até aos dias de hoje.

No capítulo 3 foi estudada a ponte sobre o Tua, descrevendo-se nomeadamente a localização da ponte e a sua inserção no plano rodoviário, as características da estrutura, o processo construtivo da mesma e a reabilitação da ponte.

No capítulo 4 desenvolveram-se vários modelos numéricos, com elementos finitos do tipo barra e elementos finitos do tipo casca. Simulou-se o faseamento construtivo e a influência deste na geração de tensões. Efetuou-se ainda uma comparação entre os resultados obtidos nos dois modelos. Na última secção mostram-se os resultados da análise modal da estrutura.

No capítulo 5 é efetuada a validação experimental da estrutura tendo por base os resultados de um ensaio de vibração ambiental. É feita uma referência sumária aos métodos, equipamentos e ensaios utilizados nos ensaios de vibração ambiental. Também se apresentam as frequências e respetivas

configurações modais obtidas no ensaio de vibração ambiental. Foram efetuadas algumas alterações no modelo numérico, com elementos de casca, com o objetivo de aproximar as frequências numéricas e experimentais. Por último, foram discutidas as razões das diferenças entre os resultados numéricos e experimentais.

No capítulo 6 é verificada a segurança da estrutura. Numa primeira fase, apresentam-se as normas europeias em vigor, que devem ser aplicadas a uma ponte rodoviária. Posteriormente, verifica-se a segurança da estrutura utilizando o modelo de casca desenvolvido no capítulo anterior com algumas das normas previamente definidas.

A verificação da segurança da estrutura foi generalizada, de uma forma não exaustiva. No entanto, é importante realçar que numa verificação “real” alguns procedimentos de verificação não abordados não poderiam ser ignoradas.

7.1.2. RESULTADOS OBTIDOS

Nesta secção são sintetizados os resultados obtidos nos capítulos 4, 5 e 6 deste trabalho.

Em ambos os modelos construídos no capítulo 4, atuando somente o peso próprio e as restantes cargas permanentes, verifica-se que não existem tensões elevadas de tração no arco. Para o modelo de barras não existem trações no arco. Neste os deslocamentos máximos verticais descendentes ocorrem no fecho do arco e no centro do tabuleiro e são iguais 0,24 cm. Para o modelo de casca, obtiveram-se tensões máximas de tração de 1,36 MPa e deslocamentos verticais máximos de 0,73 cm, no fecho do arco.

Qualitativamente, os resultados dos dois modelos são iguais. No entanto, quantitativamente, existem algumas diferenças. As diferenças são residuais e mostrou-se que, quando se aplicam ações de intensidade superior, os resultados convergem. Contudo, estas diferenças devem-se ao número de troços utilizados na modelação do arco e às características intrínsecas de cada modelo.

No estudo do processo construtivo verifica-se que a utilização de rótulas construtivas diminuiu os momentos fletores no arco, o que é útil para este tipo de estrutura não armada. Conclui-se que quanto maior for o número de rótulas e menor a espessura destas, menores são os momentos máximos. De notar ainda que se a espessura das rótulas fosse reduzida (20 cm) e o número de rótulas elevado (35), provavelmente existiria plastificação das rótulas.

No primeiro modelo de casca desenvolvido obtiveram-se as principais frequências naturais e configurações modais da estrutura. Contudo, os valores das frequências e respetivas configurações apresentavam diferenças significativas em relação às medidas num ensaio de vibração ambiental.

Após a calibração do modelo, as primeiras frequências naturais da estrutura modelada são próximas dos valores experimentais, estando o modelo ligeiramente mais rígido (Tabela 5.12), principalmente na direção transversal. As configurações modais numéricas sobrepõem-se às experimentais, exceto no respeito ao funcionamento das juntas de dilatação. Conclui-se ainda que o módulo de elasticidade do betão é cerca de 49 GPa, que os aparelhos de apoio extremos do arco possuem rigidezes diferentes das teóricas e que existem modos de vibração locais nos montantes e entre o arco e tabuleiro (Figura 5.16 e Figura 5.17), que não foram identificados experimentalmente.

Para o modelo e ações utilizados, as tensões no arco da ponte são superiores às admissíveis, enquanto no tabuleiro verifica-se a segurança das longarinas para a análise longitudinal. No Estado limite de utilização são compridas as flechas máximas e as tensões limites de compressão do betão para a combinação 2.3. Contudo, salienta-se que o modelo utilizado não inclui efeitos não lineares da fissuração do betão, razão pela qual os esforços devidos à variação de temperatura são sobreavaliados.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A ponte, objeto de estudo deste trabalho foi projetada nos finais dos anos 30, e é uma estrutura única em Portugal, devido principalmente à singularidade do seu arco em betão simples. Dada a especificidade desta obra de arte, justifica-se complementar o estudo iniciado neste trabalho. Sendo assim, a concluir apresentam-se algumas sugestões para futuros trabalhos de investigação no domínio em que se insere a presente dissertação:

- Estudar qual a influência da alteração da geometria do arco, tanto no comportamento dinâmico da estrutura (modos de vibração e respetivas frequências), como na sua verificação de segurança.
- Modelar o processo construtivo calculando tensões e deformações, especialmente do arco.
- Estudar o comportamento e as alterações das propriedades do betão. O betão desta obra, com agregados de grandes dimensões, e aparentemente elevada resistência à compressão, desempenha um papel fundamental no comportamento da estrutura.
- Construir um modelo com elementos finitos do tipo sólido, analisando as alterações nas frequências naturais e configurações modais.
- Como esta ponte foi projetada segundo o Regulamento de estruturas de betão, outro estudo a efetuar seria a comparação entre as ações e métodos sugeridos por este regulamento e os atuais regulamentos Europeus nomeadamente as consequências na verificação de segurança da estrutura.
- Por limitação de tempo não foi realizada a análise à ação sísmica, mas seria interessante efetuar esse estudo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Autodesk, I., *Autodesk Robot Structural Analysis 2011*, 2010, USA.
- [2] Savor, Z., Bleiziffer, J. *Long span concrete arch bridges of Europe*. Chinese-Croatian Joint Colloquium - Long Arch Bridges, 10-14 de Julho 2008, Ilhas Brijuni.
- [3] Engel, H. *Sistemas de estruturas*. Editorial Blume, Madrid, 1974.
- [4] Manterola Armisen, J., Fernandez, C.S., Ginés, M.A.G. *Puentes Tomo VI*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, Madrid, 2004.
- [5] Park, G., Hewson, N. *Ice Manual of bridge engineering - second edition*. Ice manuals, Londres, 2008.
- [6] Santos, P. *Processos construtivos de pontes de alvenaria em arco*, Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2008.
- [7] http://www.puzzlesplus.net/index.php?main_page=product_info&products_id=1858. 18 de Março de 2012.
- [8] <http://www.oldcottage.net/wonders/coalbrookdale.html>. 17 de Março de 2012.
- [9] *Ponte Maria Pia - A obra-prima de Seyrig*. Ordem dos Engenheiros Região Norte, Matosinhos, 2005.
- [10] http://www.lindahall.org/events_exhib/exhibit/exhibits/civil/eads_bridge_image.shtml. 18 de Março de 2012
- [11] Laffranchi, M., Marti, P. *Robert Maillart's Curved Concrete Arch Bridges*. Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 10 October 1997.
- [12] http://www.worldofbuildings.com/bldg_profile.php?bldg_id=809. 20 de Março de 2012.
- [13] http://en.wikipedia.org/wiki/File:IMG_1861.JPG . 14 de Março de 2012.
- [14] http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Gateshead_Millennium_Bridge_Down.jpg. 17 de Março de 2012.
- [15] Pinto, R. *Estudo comparativo de arcos de vão crescente e flecha decrescente num desfiladeiro existente*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [16] Costa, C. *Análise numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra*, Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [17] <http://noticiasdecastelodevide.blogspot.pt/2010/08/variante-ponte-de-vila-formosa-ja-abriu.html>. 21 de Março de 2012.
- [18] <http://algarvivo.com/arqueo/romano/pontes-romanas.html>. 21 de Março de 2012.
- [19] http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:Ponte_Ponte_Lima.JPG. 23 de Março de 2012.
- [20] <http://www.portugalnotavel.com/2010/01/ponte-de-sequeiros-sabugal/>. 22 de Março de 2012.
- [21] http://lisboario200anos.cmlisboa.pt/index.php?id=4138&tx_ttnews%5Btt_news%5D=997&tx_ttnews%5BbackPid%5D=4137&cHash=d376a1aa3c. 22 de Março de 2012.
- [22] Azeredo, M., *As pontes do Porto: história de uma paixão*. FEUP Edições, Porto, 2002.
- [23] http://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_de_D._Maria_Pia. 21 de Março de 2012.

- [24] <http://www.panoramio.com/photo/1764944>. 22 de Março de 2012.
- [25] Vasconcelos, A. *Pontes dos rios Douro e Tejo*. Ingenium Edições, Lisboa, 2008.
- [26] <http://retratosdeportugal.blogspot.com/2012/02/peso-da-regua-ponte-sobre-o-douro.html>.
- [27] <http://www.akpool.de/ansichtskarten/24009584-ansichtskarte-postkarte-lissabon-portugal-viaduto-duarte-pacheco-strasse>. 26 de Março.
- [27] <http://pontesvida.wordpress.com/2010/10/19/8-ponte-da-foz-do-sousa/>. 26 de Março de 2012.
- [27] <http://www.panoramio.com/photo/34681653>. 26 de Março de 2012.
- [27] <http://olhares.uol.com.br/pontes-transmontanas-rio-tua-abreiro-foto3057496.html>. 26 de Março de 2012.
- [27] <http://pontesvida.wordpress.com/2012/01/11/37-ponte-da-arrabida/>. 26 de Março de 2012.
- [27] <http://olhares.sapo.pt/ponte-mosteiro-rio-douro-foto2930030.html> . 23 de Março de 2012.
- [28] <http://www.soaresdacosta.pt/documents/institucional/Media/Brochuras/Pontes.pdf>. 27 de Março de 2012.
- [29] <http://portopelaminhaobjectiva.blogspot.com/2009/01/ponte-do-infante.html>. 24 de Março de 2012.
- [30] Pinto, S. *Estudo do Processo Construtivo da Ponte Infante D. Henrique*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- [31] Suplemento Diário do Governo, I-Série, nº102, Sexta-feira 11 de Maio de 1945.
- [32] Google Earth.
- [33] Barbosa Carmona. *Memória Descritiva e Caderno de Encargos do Projeto da ponte sobre o Tua*, Estradas de Portugal, Lisboa, 1938.
- [34] Fonseca, J. *Memória descritiva do Projeto de execução da reabilitação da ponte sobre o rio Tua*, ENCIL, Porto, 2007.
- [35] Gonçalves, A., Coutinho, A. *Fabrico e propriedades do betão - volume III*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1994.
- [36] *Módulos de elasticidade de betões*, Laboratório de Materiais de Construção, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.
- [37] *As nossas comunicações do ponto de vista turístico*. Gazeta dos Caminhos de Ferro. 16/04/1944, Mendonça e Costa, Lisboa.
- [38] *Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera*. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, Madrid, 1995.
- [39] <http://www.walnutlanebridge.org/new-bridge-over-wissahickon-at-philadelphia.php>. 25 de Junho de 2012.
- [40] Lopes, L. *Pontes e linhas do Tua: história, construção e valorização*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2011.

- [41] http://www.peri.pt/projectos.cfm/fuseaction/showreference/reference_ID/1860/referencecategory_ID/66.cfm. 1 de Maio de 2012.
- [42] <http://www.gumba.de/>. 3 de Abril de 2012.
- [43] *Eurocódigo 1: Acções em estruturas: Acções gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. EN 1991-1-1:2002.
- [44] *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios*. ENV 1992-2:2004.
- [45] Mendes, P., Oliveira, S. *Análise dinâmica de estruturas - utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos*. Monografia numa série, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2008.
- [46] Magalhães, F., Cunha A., Caetano, E. *Ensaaios dinâmicos de viadutos ferroviários: automatização de procedimentos de ensaios e processamento*. Mecânica Experimental, 2007, página 1-11.
- [47] Magalhães, F. *Identificação Modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2005.
- [48] Caetano, E. *Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1992.
- [49] Magalhães, F., Cunha A. *Relatório de vibração ambiental da ponte rodoviária na foz do rio Tua*, Vibest, Porto, 2011.
- [50] Comité Euro-Internacional du Béton, *CEB-FIP MODEL CODE 1990, DESIGN CODE*. Thomas Telford, 1993, Lausanne, Switzerland.
- [51] Appleton, J., *Construções em Betão – Nota histórica sobre a sua evolução*. Instituto Superior Técnico, Lisboa em <http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/ConstrucoesEmBetao.pdf>.
- [52] *Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas*. EN 1990:2002-1-1:2003.
- [53] *Eurocódigo 0: Anexo A2, Aplicação em pontes*. EN 1990:2003 (versão final, em inglês).
- [54] *Eurocódigo 1: Acções em estruturas: Sobrecargas em pontes*. EN 1991-2:2003 (versão em inglês).
- [55] *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Pontes em betão - Regras de dimensionamento e detalhe*. EN 1992-2:2005 (versão em inglês).
- [56] *Eurocódigo 1 : Acções em estruturas : Acções térmicas*. EN 1991-1-5: 2009.
- [57] *Eurocódigo 1 : Acções em estruturas : Acções do vento*. EN 1991-1-4: 2010.
- [58] *Apontamentos da Disciplina de Pontes*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011/12, Porto.

ANEXOS

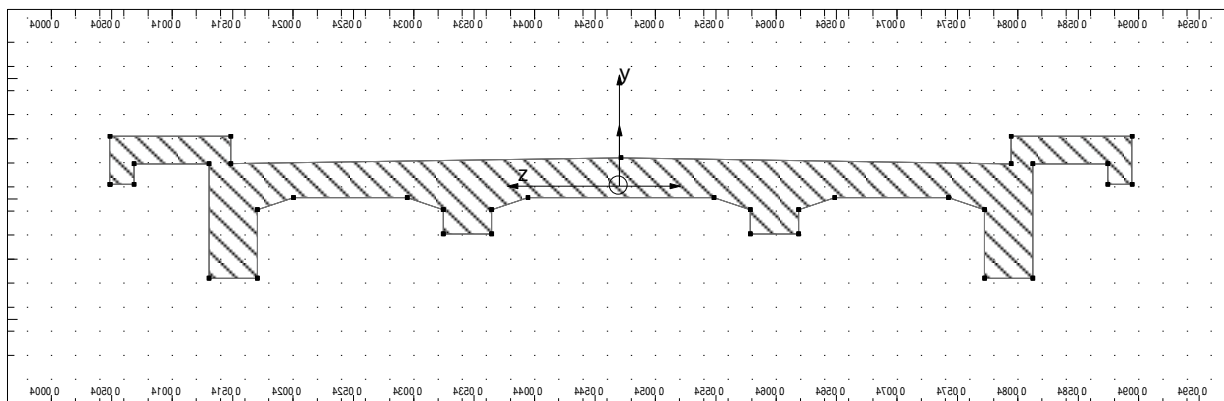
A1 – Cálculo da inércia do tabuleiro para o modelo de barras

A2 – Símbolos e abreviaturas

A3 – Comando *Moving Loads*

A1 - Cálculo da inércia do tabuleiro para o modelo de barras

ANÁLISE DE SECÇÕES



Resultados gerais

Área

$$A = 34693.62 \text{ cm}^2$$

Centro de gravidade

$$Y_c = 4471.2 \text{ cm}$$

$$Z_c = 559.4 \text{ cm}$$

Perímetro

$$S = 2245.5 \text{ cm}$$

Material básico

S 460 Q/QL/QL1

$$E = 210000.00 \text{ MPa}$$

$$\text{dens} = 7852.83 \text{ kg/m}^3$$

$$P.un. = 27244.33 \text{ kG/m}$$

Sistema principal

Ângulo

$$\alpha = 90.0 \text{ Deg}$$

Momentos de inércia

$$I_x = 12264065.76 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2158017342.83 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 20388841.96 \text{ cm}^4$$

Raios de giração

$$i_y = 249.4 \text{ cm}$$

$$i_z = 24.2 \text{ cm}$$

Factores de resistência ao cisalhamento

$$A_y = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 0.00 \text{ cm}^2$$

Factores de resistência à flexão

$$W_{ely} = 5098509.85 \text{ cm}^3$$

$$W_{elz} = 270144.81 \text{ cm}^3$$

Coeficientes de rigidez para o cisalhamento

$$W_y = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$W_z = 0.00 \text{ cm}^2$$

Factores de resistência plástica

$$W_{ply} = 0.00 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 0.00 \text{ cm}^3$$

Distâncias máximas

$$V_y = 42.6 \text{ cm}$$

$$V_{py} = 75.5 \text{ cm}$$

$$V_z = 422.7 \text{ cm}$$

$$V_{pz} = 423.3 \text{ cm}$$

Sistema central

Momentos de inércia

$$I_{yc} = 20388859.18 \text{ cm}^4$$

$$I_{zc} = 2158017325.61 \text{ cm}^4$$

$$I_{ycz} = -191884.07 \text{ cm}^4$$

Raios de giração

$$i_{yc} = 24.2 \text{ cm}$$

$$i_{zc} = 249.4 \text{ cm}$$

Distâncias máximas

$$V_{yc} = 423.3 \text{ cm}$$

$$V_{pyc} = 422.7 \text{ cm}$$

$$V_{zc} = 42.6 \text{ cm}$$

$$V_{pzc} = 75.4 \text{ cm}$$

Sistema arbitrário

Posição do sistema

$$y_{c'} = 4471.2 \text{ cm}$$

$$z_{c'} = 559.4 \text{ cm}$$

$$\text{Ângulo} = 0.0 \text{ Deg}$$

Momentos de inércia

$$I_{y'} = 20388859.18 \text{ cm}^4$$

$$I_{z'} = 2158017325.60 \text{ cm}^4$$

$$I_{y'z'} = -191884.07 \text{ cm}^4$$

Raios de giração

$$i_{y'} = 24.2 \text{ cm}$$

$$i_{z'} = 249.4 \text{ cm}$$

Momentos estáticos

$$S_{y'} = 0.00 \text{ cm}^3$$

$$S_{z'} = 0.00 \text{ cm}^3$$

Distâncias máximas

$$V_{y'} = 423.3 \text{ cm}$$

$$V_{py'} = 422.7 \text{ cm}$$

$$V_{z'} = 42.6 \text{ cm}$$

$$V_{pz'} = 75.4 \text{ cm}$$

A2 - Símbolos e abreviaturas

Na apresentação dos resultados obtidos no programa de cálculo automático, é utilizada a simbologia deste.

Modelo de barras:

S – Tensão

Fx – Esforço axial na direção X

FZ – Esforço na direção do eixo dos Z

AX – Área da secção transversal

MY – Momento fletor em torno do eixo Y

UX – Deslocamento na direção X (eixos globais)

UY - Deslocamento na direção Y (eixos globais)

UZ - Deslocamento na direção Z (eixos globais)

Modelo de Casca:

Os esforços e tensões são relativos aos eixos locais de cada elemento da estrutura e os deslocamentos relativos aos eixos globais.

NXX - Esforço de membrana na direção X

NYY - Esforço de membrana na direção Y

NXY – Esforço de membrana normal ao plano XY

MXX – Momento na direção do eixo X

MYY - Momento na direção do eixo Y

MXY - Momento normal ao plano XY

sXX – Tensão normal na direção do eixo X

sYY – Tensão normal na direção do eixo Y

QXX – força de corte no plano XZ

QYY – força de corte no plano YZ

tXX – Tensão tangencial no plano XZ

tYY - Tensão tangencial no plano YZ

UXX – Deslocamento na direção X (eixos globais)

UYX – Deslocamento na direção Y (eixos globais)

UZZ - Deslocamento na direção Z (eixos globais)

A3 – Comando *Moving load*

Neste anexo é feita uma Comparação entre envolvente obtida “manualmente” e comando MOVING LOAD do programa ROBOT 2011, utilizado no Capítulo 6.

Estrutura: Composta por 3 vigas, tramos 3, 6 e 11 metros, da esquerda para a direita, respetivamente. Todos os apoios simplesmente apoiados exceto o da esquerda que é encastrado.

Ação : Carga concentrada de 120kN a atuar metro a metro.

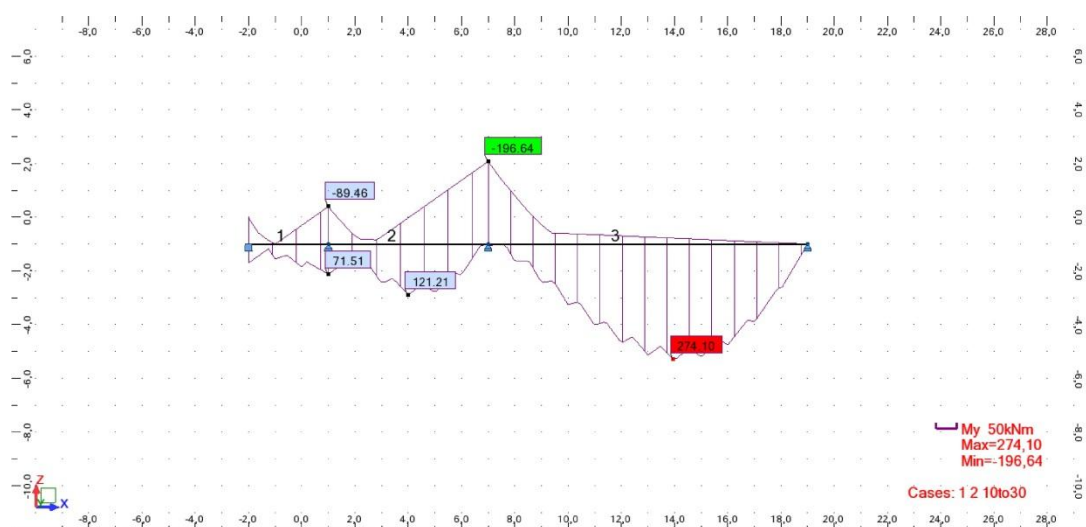


Figura 1 – Envolvente de momentos positiva manualmente

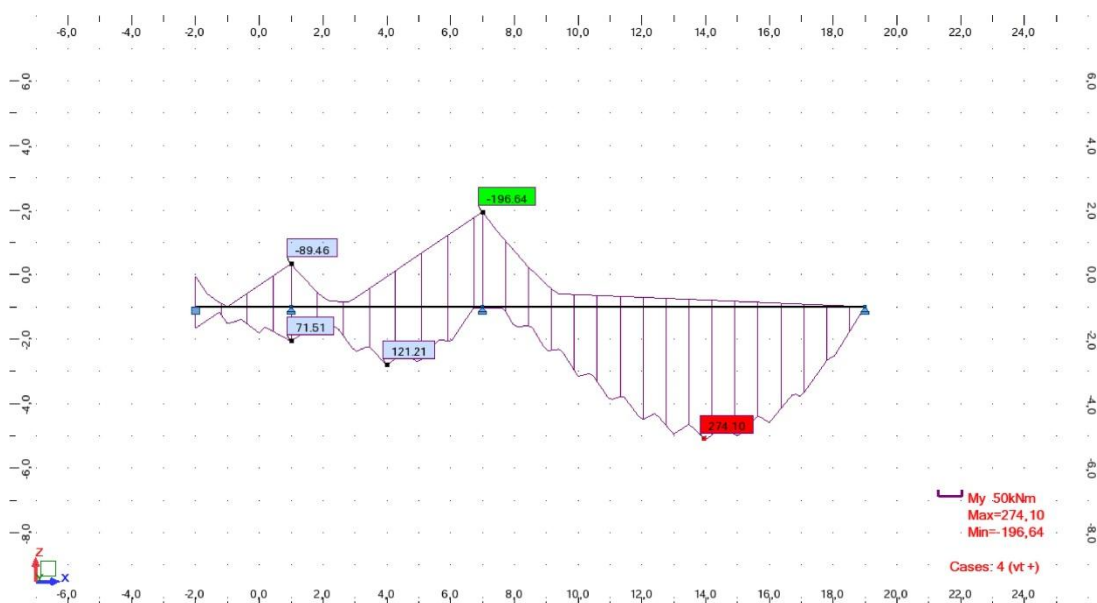


Figura 2 – Envolvente de momentos positiva utilizando moving load

Observa-se nas duas figuras que as envolventes são iguais.

