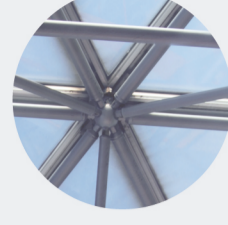
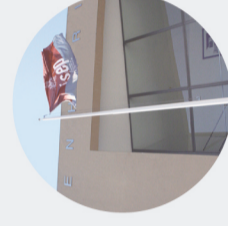




Projeto de duas pontes pedonais inseridas num circuito junto ao rio Neiva

MARISA SOFIA LIMA CARVALHO

novembro de 2017



PROJETO DE DUAS PONTES PEDONAIS INSERIDAS NUM CIRCUITO JUNTO AO RIO NEIVA



**PROJETO DE DUAS PONTES PEDONAIS
INSERIDAS NUM CIRCUITO JUNTO AO RIO NEIVA**

MARISA SOFIA LIMA CARVALHO

Projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Carlos Filipe Guedes Rodrigues

NOVEMBRO DE 2017

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas.....	xxiii
Capítulo 1 Introdução	1
Capítulo 2 Estado da arte de pontes pedonais	5
Capítulo 3 Condicionantes do projeto	43
Capítulo 4 Análise e dimensionamento da ponte do Açude	57
Capítulo 5 Análise e dimensionamento da ponte da Foz	99
Capítulo 6 Estimativa orçamental.....	149
Capítulo 7 Considerações finais	151
Referências Bibliográficas	153
Anexos	157
Anexo I – Sistema de proteção anticorrosivo para estruturas metálicas;	
Anexo II – Levantamento topográfico com implantação das pontes;	
Anexo III – Levantamento altimétrico da ponte do Açude;	
Anexo IV – Levantamento altimétrico da ponte da Foz.	
Anexo V – Peças desenhadas	

RESUMO

O presente projeto tem como objetivo a conceção e o dimensionamento de duas pontes pedonais sobre o rio Neiva, a ponte do Açude e a ponte da Foz. Estas pontes permitirão a ligação entre as freguesias de São Paio de Antas e Castelo de Neiva através de dois pontos que se inserem num novo percurso pedonal, promovendo o melhoramento da zona ribeirinha das localidades abrangidas.

Os sistemas estruturais adotados são uma ponte em arco projetada em betão armado, a ponte do Açude, e uma ponte com uma solução mista, com um tabuleiro metálico, suspenso por cabos de aço, suspensos de um arco de betão armado, a ponte da Foz.

Primeiramente, são referidas e definidas todas as condicionantes dos locais, nomeadamente a topografia envolvente, as condições hidrológicas e geotécnicas e enquadramento ambiental e paisagístico.

Numa segunda fase, procede-se ao desenvolvimento da conceção das estruturas e à sua implantação considerando os aspetos geométricos que melhor se ajustam.

Os regulamentos europeus e nacionais serão utilizados como base de cálculo estrutural, particularmente os Eurocódigos 1 e 8, bem como uma abrangente bibliografia de boas práticas construtivas para pontes pedonais. As duas pontes serão modeladas num programa de elementos finitos, procedendo-se à respetiva análise estática e dinâmica.

Após análise dos esforços resultantes das combinações relativas aos vários estados limites, será feito o dimensionamento de todos os elementos estruturais. Serão seguidos os Eurocódigos 2 e 3, para dimensionamento dos elementos de betão e aço, respetivamente, garantindo que todos os aspetos de verificação da segurança serão devidamente cumpridos.

Palavras chave: pontes pedonais; ponte em arco; ponte mista; análise estática; análise dinâmica.

ABSTRACT

The present project has the objective of designing two pedestrian bridges over the river Neiva, the Açude bridge and the Foz bridge. These bridges will allow the connection between the margins of São Paio de Antas and Castelo de Neiva through two points that are inserted in a new pedestrian path, promoting the improvement of the riverside area of the covered areas.

The adopted structural systems are a reinforced concrete arch bridge, Açude bridge, and a bridge with a solution, with a steel deck, suspended by steel cables from an arch of reinforced concrete, the Foz bridge.

Firstly, all site conditions are referred to and defined, namely the surrounding topography, hydrological and geotechnical conditions and environmental and landscape framework.

In a second phase, the design of the structures and their implementation is developed considering the geometric aspects that best fit. The European and national codes will be used as a structural calculation basis, particularly Eurocodes 1 and 8, as well as a comprehensive bibliography of structural guides for pedestrian bridges.

The two bridges will be modeled in a finite element program, with static and dynamic analysis. After analysis of the efforts resulting from the combinations of the various limit states, all structural elements will be dimensioned. Eurocodes 2 and 3 will be followed for designing concrete and steel elements, respectively, ensuring that all aspects of safety verification are duly complied with.

Key words: pedestrian bridge; arch bridge, mixed bridge; static analysis; dynamic analysis.

AGRADECIMENTOS

É com enorme satisfação que refiro os meus honrosos agradecimentos a todos aqueles que me auxiliaram, direta ou indiretamente, neste percurso académico e especialmente na realização deste projeto de conclusão de curso.

Um especial agradecimento, ao meu orientador, Professor Doutor Carlos Rodrigues, por todo o acompanhamento, por toda a partilha de conhecimentos e pelo prazer de desenvolver ao seu lado este tema.

Ao topógrafo Carlos Pereira pela ajuda e pelo serviço prestado no levantamento topográfico das zonas em estudo.

Ao colega Bruno Pereira pela ajuda no desenvolvimento do modelo tridimensional no Autocad 3D.

À Joana Cardoso pela amabilidade de impressão do modelo da ponte do Açude tridimensionalmente.

A todos os meus colegas que me acompanharam neste percurso, não apenas no desenvolvimento deste projeto, mas em todos os momentos académicos.

Aos meus pais, pelo constante incentivo e apoio, e por terem tornado possível este percurso académico.

ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1	Introdução	1
1.1	Âmbito do projeto	1
1.2	Objetivos do projeto	3
1.3	Estrutura do relatório de projeto	4
Capítulo 2	Estado da arte de pontes pedonais	5
2.1	Enquadramento histórico	5
2.2	Enquadramento normativo	20
2.2.1	Condicionantes da secção	20
2.2.2	Materiais estruturais	21
2.2.3	Ações estáticas	26
Capítulo 3	Condicionantes do projeto	43
3.1	Localização das obras.....	43
3.2	Características condicionantes	46
3.2.1	Condicionantes hidráulicas.....	46
3.2.2	Condicionantes de funcionalidade	49
3.2.3	Condicionantes geológicas	49
3.3	Implantação da ponte.....	51
3.3.1	Levantamento topográfico	51
3.3.2	Implantação da ponte.....	53
Capítulo 4	Análise e dimensionamento da ponte do Açude	57
4.1	Conceção e descrição da estrutura.....	57

4.2	Modelação numérica	60
4.2.1	Modelo global do tabuleiro	60
4.2.2	Condições de apoio.....	63
4.3	Análise estática da estrutura	63
4.3.1	Ações.....	63
4.3.2	Resultados.....	69
4.4	Análise dinâmica das estruturas	80
4.5	Dimensionamento dos elementos estruturais	84
4.5.1	Dimensionamento do tabuleiro.....	85
4.5.2	Dimensionamento das fundações indiretas	94
Capítulo 5	Análise e dimensionamento da ponte da Foz.....	99
5.1	Conceção inicial da estrutura.....	99
5.2	Modelação numérica	102
5.2.1	Modelo global da ponte.....	102
5.2.2	Condições de apoio.....	109
5.3	Análise estática das estruturas	109
5.3.1	Ações.....	109
5.3.2	Combinações.....	114
5.3.3	Resultados.....	115
5.4	Análise dinâmica da estrutura	135
5.5	Dimensionamento dos elementos estruturais	140
5.5.1	Dimensionamento dos elementos metálicos	140
5.5.2	Dimensionamento dos elementos em betão armado	144
Capítulo 6	Estimativa orçamental	149
Capítulo 7	Considerações finais	151
7.1	Conclusões	151
7.2	Sugestão de desenvolvimentos futuros.....	152

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Extensão do rio Neiva e pormenor de intervenção. (2)	1
Figura 1.2 – Espaço de lazer na margem do rio Neiva.	2
Figura 1.3 – Foz do rio Neiva.	2
Figura 2.1 - Ponte da idade da pedra em Lancashire, na Inglaterra. (4)	6
Figura 2.2 – “Pons Fabricius” – Itália. (5).....	7
Figura 2.3 – Ponte de Trajano, Chaves, Portugal.	7
Figura 2.4 - Ponte medieval, Frias, Espanha. (6)	8
Figura 2.5 – Ponte medieval em Barcelos.	9
Figura 2.6 - Ponte de Santa Trinitá, Florença, Itália. (7).....	9
Figura 2.7 – Ponte de Rialto, Veneza, Itália. (8)	10
Figura 2.8 – Esquema de uma ponte em treliça de madeira. (9)	11
Figura 2.9 – Solução com recurso a arco como solução de reforço da treliça. (9)	11
Figura 2.10 – Treliça com reforço interior com recurso a travessas diagonais. (10)	12
Figura 2.11 – Primeira ponte em ferro fundido em Coalbrookdale, Inglaterra. (11).....	13
Figura 2.12 – Ponte de ferro fundido. a) primeira versão da ponte; b) versão revista.	13
Figura 2.13 – Ponte construída com auxílio aos primeiros tirantes. (12)	14
Figura 2.14 – Pontes em Portugal com arco em betão armado; 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.....	16
Figura 2.15 – Ponte pedonal sobre o Esteiro de São Pedro; a) secção transversal; b) um dos dez tramos que constituem a extensão da ponte. (13)	17

Figura 2.16 – Ponte pedonal sobre a Ribeira da Carpinteira; a) Pormenor da solução estrutural do tabuleiro; b) vista lateral (13).....	18
Figura 2.17 – Ponte pedonal circular em Aveiro. (14).....	19
Figura 2.18 - Ponte Pedro e Inês; a) alargamento do tabuleiro a meio vão; b) extensão da ponte. (13)..	19
Figura 2.19 - Largura mínima para pontes pedonais. (15)	21
Figura 2.20 – Enquadramento das diferentes classes de exposição. (20).....	25
Figura 2.21 – Classes de exposição de acordo com as condições ambientais. (19)	25
Figura 2.22 – Zonas do território nacional. (21)	27
Figura 2.23 – Coeficientes de forma para a carga da neve. (21)	28
Figura 2.24 – Relação entre $c_{fx,0}$ com a razão b/d_{tot} . (22)	33
Figura 2.25 – Correlação entre as temperaturas máximas/mínimas do ar à sombra e a componente da variação máxima da temperatura em pontes. (23)	35
Figura 2.26 – Zonamento sísmico em Portugal Continental. (24).....	36
Figura 2.27 – Espectro de resposta elástico. (25).....	37
Figura 3.1 – Delimitação da área em estudo e localização das pontes (secção I – Ponte da Foz; secção II – Ponte do Açude). (1)	43
Figura 3.2 – Açude a montante do rio Neiva.....	44
Figura 3.3 – Área de lazer na margem direita do rio.....	44
Figura 3.4 – Capela localizada na margem direita do rio.	45
Figura 3.5 – Local de implantação da segunda ponte.	45
Figura 3.6 – Rede da bacia hidrográfica do rio Neiva. (1).....	46
Figura 3.7 – Secções transversais do rio Neiva. (1)	47
Figura 3.8 – Linhas de regolfo obtidas para os diferentes períodos de retorno. (1).....	48
Figura 3.9 – Áreas inundáveis (azul – cheia de 10 anos; amarelo – cheia de 50 anos; vermelho – cheia de 100 anos). (1).....	48
Figura 3.10 – a) secção transversal com os guarda-corpos; b) alçado do guarda-corpo.	49
Figura 3.11 – Carta de geologia nacional iterativa. (26).....	50

Figura 3.12 – Pormenor do tipo de solo nas zonas de implantação (Secção I – ponte do Açude; secção II – ponte da Foz). (26)	50
Figura 3.13 – Topógrafo a efetuar o levantamento utilizando o teodolito.	51
Figura 3.14 – Referência do teodolito utilizado.	51
Figura 3.15 – Levantamento topográfico da área do Açude.....	52
Figura 3.16 - Levantamento topográfico da área da Foz.	53
Figura 3.17 – Localização de implantação da ponte do Açude.	54
Figura 3.18 – Altimetria e vão da ponte.	55
Figura 3.19 - Localização de implantação da ponte da Foz.....	56
Figura 3.20 – Altimetria e vãos da ponte da Foz.	56
Figura 4.1 – Variação longitudinal do tabuleiro.	57
Figura 4.2 – Secção transversal do tabuleiro.	58
Figura 4.3 – Guarda-corpos.	58
Figura 4.4 – Vista frontal da ponte do Açude.....	59
Figura 4.5 – Vista superior da ponte em diretriz reta.	59
Figura 4.6 – Implantação da ponte no terreno natural tridimensionalmente.....	59
Figura 4.7 – Pormenorização da secção transversal e da curvatura do tabuleiro.	59
Figura 4.8 – Elementos estruturais: tabuleiro da ponte, maciços de encabeçamento e estacas de fundação.	60
Figura 4.9 – Representação parabólica do arco.	60
Figura 4.10 - Representação do arco no programa de elementos finitos.....	61
Figura 4.11 – Variação da altura do tabuleiro longitudinalmente.	61
Figura 4.12 – Variação da secção transversal.	61
Figura 4.13 – Secção transversal com 1.00 m de altura.....	62
Figura 4.14 – Características mecânicas da secção.....	62
Figura 4.15 - Secção transversal com 0.50 m de altura.....	62
Figura 4.16 – Características mecânicas da secção.....	63
Figura 4.17 – Condições de apoio no modelo estrutural.	63

Figura 4.18 – Coeficiente de exposição. (22).....	66
Figura 4.19 – Relação b/d_{tot} . (22).....	67
Figura 4.20 - Diagrama de esforços axiais para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN).....	70
Figura 4.21 - Diagrama de esforços transversos para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN)	70
Figura 4.22 - Diagrama de momentos fletores (pp + rcp + guardas). (kN.m).....	70
Figura 4.23 – Deformada máxima para as ações permanentes (pp + rcp + guardas). (cm).....	70
Figura 4.24 - Diagrama de esforços axiais para a ação da sobrecarga. (kN)	71
Figura 4.25 - Diagrama de esforços transversos para a ação da sobrecarga. (kN).....	71
Figura 4.26 - Diagrama de momentos fletores para a ação da sobrecarga. (kN.m).....	71
Figura 4.27 - Deformada máxima para a ação da sobrecarga. (cm).....	72
Figura 4.28 - Diagrama da envolvente dos esforços axiais para a envolvente da ação do vento. (kN)	72
Figura 4.29 - Diagrama da envolvente dos esforços transversos para a envolvente da ação do vento. (kN)	72
Figura 4.30 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a envolvente da ação do vento. (kN.m).....	73
Figura 4.31 – Deformada para a envolvente da ação do vento. (cm)	73
Figura 4.32 - Diagrama da envolvente dos esforços axiais para a envolvente da ação da temperatura. (kN).....	74
Figura 4.33 - Diagrama da envolvente dos esforços transversos para a envolvente da ação da temperatura. (kN)	74
Figura 4.34 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a envolvente da ação da temperatura. (kN.m)	74
Figura 4.35 - Deformada para a envolvente da ação da temperatura. (cm).....	74
Figura 4.36 - Diagrama da envolvente dos esforços axiais para a combinação de ações frequentes. (kN)	75
Figura 4.37 - Diagrama da envolvente dos esforços transversos para a combinação de ações frequentes. (kN).....	76
Figura 4.38 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a combinação de ações frequentes. (kN.m).....	76

Figura 4.39 - Deformada máxima para a envolvente da combinação de ações frequentes. (cm)	76
Figura 4.40 - Diagrama da envolvente dos esforços axiais para a combinação de ações características. (kN).....	77
Figura 4.41 - Diagrama da envolvente dos esforços transversos para a combinação de ações características. (kN).....	77
Figura 4.42 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a combinação de ações características. (kN.m).....	77
Figura 4.43 - Deformada máxima para a envolvente da combinação de ações características. (cm)	78
Figura 4.44 - Diagrama da envolvente do esforço axial para o estado limite último. (kN).....	79
Figura 4.45 - Diagrama da envolvente dos esforços transversos para o estado limite último. (kN)	79
Figura 4.46 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para o estado limite último. (kN.m)	79
Figura 4.47 - Deformada para a envolvente do estado limite último. (cm).....	79
Figura 4.48 – Modo de vibração n.º 1.	81
Figura 4.49 – Espectros de resposta; a) Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_e(T)$; b) Espectro de Cálculo $S_d(T)$, Resposta Horizontal; c) Envolvente do Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_e(T)$; d) Envolvente do Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_d(T)$	82
Figura 4.50 - Diagrama da envolvente dos esforços axiais. (kN).....	83
Figura 4.51 - Diagrama da envolvente dos esforços transversos. (kN).....	83
Figura 4.52 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores. (kN.m)	83
Figura 4.53 – Aproximação do tabuleiro a um T para a altura de 1 m.....	87
Figura 4.54 – Cálculo da área de armadura para a secção do encontro mais desfavorável.	87
Figura 4.55 - Aproximação do tabuleiro a um T para a altura de 0.50 m.	87
Figura 4.56 - Cálculo da área de armadura para a secção a meio vão.	88
Figura 4.57 – Secção transversal nos apoios com a solução de armadura.	88
Figura 4.58 – Envolvente da armadura e esforços provenientes do Robot.	89
Figura 4.59 - Secção transversal a meio vão com a solução de armadura.....	89
Figura 4.60 - Envolvente da armadura e esforços provenientes do Robot a meio vão.	89
Figura 4.61 - Valores do coeficiente k_t – longo prazo ($d/h=1,0$ e $\phi=2.5$).	93

Figura 4.62 – Esforços atuantes no maciço de encabeçamento das estacas. (30)	94
Figura 4.63 – Dimensionamento da armadura longitudinal no programa Xd-Cosec.....	96
Figura 4.64 – Área de armadura transversal.	97
Figura 5.1 – Alçado da ponte da Foz.....	99
Figura 5.2 – Secção transversal do tabuleiro.....	100
Figura 5.3 – Contraventamento do tabuleiro da ponte.	100
Figura 5.4 – Corte transversal.....	101
Figura 5.5 – Posição dos tirantes vista em planta.	101
Figura 5.6 – Guarda corpo; a) secção transversal do tabuleiro com os guarda corpos; b) alçado do guarda corpo.	102
Figura 5.7 – Planta do tabuleiro.	105
Figura 5.8 – Secção transversal do tabuleiro.....	106
Figura 5.9 – Pormenor da iteração dos diversos elementos constituintes do tabuleiro.	106
Figura 5.10 – Características do perfil IPE 400; a) corte transversal do perfil; b) características mecânicas da peça.	106
Figura 5.11 – Parábola que representa o arco da ponte da Foz.....	107
Figura 5.12 – Diretriz do arco.	107
Figura 5.13 – Planta da ponte.....	108
Figura 5.14 – Secção transversal.	108
Figura 5.15 – Alçado da ponte.....	108
Figura 5.16 – Representação do efeito dos tirantes.	108
Figura 5.17 – Condições de apoio no programa de cálculo estrutural.....	109
Figura 5.18 – Coeficiente de exposição. (22).....	112
Figura 5.19 – Relação b/d_{tot} . (22).....	113
Figura 5.20 - Diagrama de esforços axiais para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN)	116
Figura 5.21 - Diagrama de esforços transversos para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN)	116
Figura 5.22 - Diagrama de momentos fletores (pp + rcp + guardas). (kN.m).....	116
Figura 5.23 - Deformada para as ações permanentes (pp + rcp + guardas). (cm)	116

Figura 5.24 - Diagrama de esforço axial no arco para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN)....	117
Figura 5.25 - Diagrama de esforço transverso no arco para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN)	117
Figura 5.26 - Diagrama de momentos fletores no arco para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN.m).....	117
Figura 5.27 - Diagrama de esforço axial no tirante mais esforçado para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN).....	118
Figura 5.28 - Diagrama de esforço axial para a ação da sobrecarga. (kN)	118
Figura 5.29 - Diagrama de esforços transversos para a ação da sobrecarga. (kN)	118
Figura 5.30 - Diagrama de momentos fletores para a ação da sobrecarga. (kN.m)	119
Figura 5.31 - Deformada para a ação da sobrecarga. (cm)	119
Figura 5.32 - Diagrama de esforço axial no arco para a ação da sobrecarga. (kN)	119
Figura 5.33 - Diagrama de esforços transversos no arco para a ação da sobrecarga. (kN)	120
Figura 5.34 - Diagrama de momentos fletores no arco para a ação da sobrecarga. (kN.m)	120
Figura 5.35 – Esforço de tração no tirante para o efeito da sobrecarga.....	120
Figura 5.36 - Diagrama da envolvente do esforço axial para a envolvente da ação do vento. (kN).....	120
Figura 5.37 - Diagrama da envolvente do esforço transverso para a envolvente da ação do vento. (kN)	121
Figura 5.38 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a envolvente da ação do vento. (kN.m).....	121
Figura 5.39 - Deformada para a envolvente da ação do vento. (cm).....	121
Figura 5.40 - Diagrama de esforço axial no arco para a envolvente da ação do vento. (kN).....	122
Figura 5.41 - Diagrama de esforços transversos no arco para a envolvente da ação do vento. (kN).....	122
Figura 5.42 - Diagrama de momentos fletores no arco para a envolvente da ação do vento. (kN.m)....	122
Figura 5.43 – Esforço axial para a envolvente da ação do vento. (kN)	123
Figura 5.44 - Diagrama da envolvente do esforço axial para a envolvente da ação da temperatura. (kN)	123
Figura 5.45 - Diagrama da envolvente do esforço transverso para a envolvente da ação da temperatura. (kN).....	123

Figura 5.46 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a envolvente da ação da temperatura. (kN.m)	123
Figura 5.47 - Deformada para a envolvente da ação da temperatura. (cm).....	124
Figura 5.48 - Diagrama de esforço axial no arco para a envolvente da ação da temperatura. (kN).....	124
Figura 5.49 - Diagrama de esforços transversos no arco para a envolvente da ação da temperatura. (kN)	124
Figura 5.50 - Diagrama de momentos fletores no arco para a envolvente da ação da temperatura. (kN.m)	125
Figura 5.51 - Esforço axial para a envolvente da ação temperatura. (kN)	125
Figura 5.52 - Diagrama da envolvente do esforço axial para a envolvente da combinação frequente (kN)	126
Figura 5.53 - Diagrama da envolvente do esforço transverso para a envolvente da combinação frequente. (kN).....	126
Figura 5.54 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a envolvente da combinação frequente. (kN.m).....	126
Figura 5.55 - Deformada para a envolvente da combinação frequente. (cm).....	126
Figura 5.56 - Diagrama de esforços axiais no arco para a envolvente da combinação frequente. (kN)..	127
Figura 5.57 - Diagrama de esforços transversos no arco para a envolvente da combinação frequente. (kN).....	127
Figura 5.58 - Diagrama de momentos fletores no arco para a envolvente da combinação frequente. (kN)	127
Figura 5.59 – Esforço axial nos tirantes para a envolvente da combinação frequente.	128
Figura 5.60 – Diagrama de esforço transverso atuante para a envolvente da combinação de ações característica. (kN)	128
Figura 5.61 - Diagrama de momentos fletores para a envolvente da combinação de ações característica. (kN.m).....	128
Figura 5.62 - Diagrama da envolvente do esforço axial para a envolvente da combinação característica. (kN).....	129
Figura 5.63 - Diagrama da envolvente dos esforços transversos para a envolvente da combinação característica. (kN)	129

Figura 5.64 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a envolvente da combinação característica. (kN.m)	130
Figura 5.65 - Deformada máxima para a envolvente da combinação característica. (cm).....	130
Figura 5.66 - Diagrama de esforços axiais no arco para a envolvente das ações características. (kN)....	130
Figura 5.67 - Diagrama de esforços transversos no arco para a envolvente da combinação característica. (kN).....	131
Figura 5.68 - Diagrama de esforços transversos no arco para a envolvente da combinação característica. (kN).....	131
Figura 5.69 - Diagrama de esforço axial no tirante para a envolvente da combinação característica. (kN)	131
Figura 5.70 - Diagrama de esforço transverso na carlinga para a envolvente da combinação característica. (kN)	132
Figura 5.71 - Diagrama de momentos fletores na carlinga para a envolvente da combinação característica. (kN.m)	132
Figura 5.72 - Diagrama de esforço axial nas longarinas para a envolvente da combinação fundamental. (kN).....	133
Figura 5.73 - Diagrama de esforço transverso nas longarinas para a envolvente da combinação fundamental. (kN)	133
Figura 5.74 - Diagrama de momentos fletores nas longarinas para a envolvente da combinação fundamental. (kN.m).....	133
Figura 5.75 – Diagrama de esforços axiais para a envolvente da combinação fundamental (kN)	134
Figura 5.76 - Diagrama de esforços transversos para a envolvente da combinação fundamental. (kN)	134
Figura 5.77 - Diagrama de momentos fletores para a envolvente da combinação fundamental. (kN.m)	134
Figura 5.78 – Esforços de tração para o tirante. (kN).....	134
Figura 5.79 – Esforços transversos para a envolvente da combinação fundamental. (kN)	135
Figura 5.80 – Diagrama de momentos fletores para a envolvente da combinação fundamental. (kN.m)	135
Figura 5.81 – Deformada global da estrutura para o modo de vibração número 5.	136

Figura 5.82 - Espectros de resposta; a) Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_e(T)$; b) Espectro de Cálculo $S_d(T)$, Resposta Horizontal; c) Envolvente do Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_e(T)$; d) Envolvente do Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_d(T)$	136
Figura 5.83 - Diagrama da envolvente do esforço axial (kN).....	137
Figura 5.84 - Diagrama da envolvente do esforço transverso (kN).....	137
Figura 5.85 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores. (kN.m)	138
Figura 5.86 - Diagrama da envolvente do esforço axial para o arco. (kN)	138
Figura 5.87 - Diagrama da envolvente do esforço transverso para o arco. (kN).....	138
Figura 5.88 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para o arco. (kN)	139
Figura 5.89 – Esforço de tração no tirante. (kN)	139
Figura 5.90 – Diagrama de esforço transverso para a envolvente da combinação sísmica. (kN)	139
Figura 5.91 - Diagrama de momentos fletores para a envolvente da combinação sísmica. (kN)	139
Figura 5.92 – Área da armadura longitudinal para o arco.....	144
Figura 5.93 – Esforços atuantes no maciço de encabeçamento das estacas. (30)	145
Figura 5.94 – Dimensionamento da armadura longitudinal no programa Xd-Cosec.....	146
Figura 5.95 – Área de armadura transversal.	147

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Pontes em arco em Portugal.....	15
Tabela 2.2 - Inclinação máxima recomendada em diferentes países. (15).....	20
Tabela 2.3 - Valores nominais de tensão de cedência, f_y , e tensão de cedência última, f_u , para aços laminados a quente. (17).....	22
Tabela 2.4 - Classes de resistência do betão e correspondentes valores característicos da tensão de rotura à compressão f_{ck} , valores médios da resistência à tração f_{ctm} , valores característicos da tensão de rotura à tração f_{ctk} , Valores do módulo de elasticidade secante E_{cm} . (19).....	24
Tabela 2.5 – Recobrimento mínimo e nominal da armadura. (19).....	26
Tabela 2.6 – Coeficiente de forma. (21).....	28
Tabela 2.7 - Valores recomendados para o C_e para as diferentes topografias. (21).....	29
Tabela 2.8 - Situações de projeto e disposições de carga a utilizar. (21).....	29
Tabela 2.9 - Valor básico da referência do vento. (22).....	31
Tabela 2.10 – Categorias e parâmetros de terreno. (22).....	32
Tabela 2.11 – Valores do d_{tot} . (22).....	33
Tabela 2.12 - Valores recomendados da componente linear da variação de temperatura, para os diferentes tipos de tabuleiros. (23).....	34
Tabela 2.13 – Tipos de terreno. (24).....	36
Tabela 2.14 – Valores a considerar para o espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo 1. (24).....	38
Tabela 2.15 - Valores a considerar para o espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo 2. (24)	39
Tabela 2.16 – Coeficientes de importância γ_1 . (24).....	39
Tabela 2.17 – Frequência da passada consoante o tipo de movimento.....	40
Tabela 2.18 – Relação entre comprimento da passada e velocidade do peão.....	40

Tabela 3.1 – Caudais de cheia na foz do rio Neiva para vários períodos de retorno. (1).....	46
Tabela 3.2 - Caudais de escoamento. (1).....	47
Tabela 3.3 – Localização dos pontos de implantação.	54
Tabela 3.4 - Localização dos pontos de implantação.	56
Tabela 4.1 – Representação das ações introduzidas no Robot e o seu respetivo valor reduzido.	69
Tabela 4.2 – Efeito das ações permanentes em diferentes secções da estrutura.	71
Tabela 4.3 – Efeito da ação da sobrecarga em diferentes secções da estrutura.	72
Tabela 4.4 – Efeito da ação do vento em diferentes secções da estrutura.	73
Tabela 4.5 – Efeito da ação da temperatura em diferentes secções da estrutura.	75
Tabela 4.6 – Fatores de combinação de ações frequentes.	75
Tabela 4.7 – Ação da envolvente da combinação de ações frequentes.	76
Tabela 4.8 – Fatores de combinação para a combinação de ações característica.....	77
Tabela 4.9 – Ação da envolvente da combinação de características.	78
Tabela 4.10 – Fator de combinação para o estado limite último.....	78
Tabela 4.11 – Ação da envolvente do estado limite último.	80
Tabela 4.12 – Frequência e períodos de vibração.	80
Tabela 4.13 – Fatores de combinação para ação sísmica.	83
Tabela 4.14 – Ação da ação sísmica em diferentes secções da estrutura.....	84
Tabela 4.15 - Resumo das envolventes de ações aplicados na estrutura.	84
Tabela 4.16 – Esforços axiais e momentos fletores máximos.	86
Tabela 4.17 – Solução da armadura a meio vão.....	86
Tabela 4.18 – Solução da armadura no encontro condicionante.	86
Tabela 5.1 - valores nominais da tensão de cedência f_y (N/mm ²). (32)	104
Tabela 5.2 – Coeficiente de força para fios e cabos.	114
Tabela 5.3 – Representação das ações introduzidas no Robot e o seu respetivo valor reduzido.	115
Tabela 5.4 – Envolvente de esforços nas longarinas para as ações permanentes.....	117
Tabela 5.5 – Esforços no arco para as ações permanentes.....	118

Tabela 5.6 – Envolvente de esforços nas longarinas para a ação da sobrecarga.	119
Tabela 5.7 – Esforços no arco para a ação da sobrecarga.	120
Tabela 5.8 – Envolvente de esforços nas longarinas para a ação do vento.....	121
Tabela 5.9 – Envolvente de esforços no arco para a ação do vento.....	122
Tabela 5.10 – Envolvente de esforços nas longarinas para a ação da temperatura.....	124
Tabela 5.11 – Envolvente de esforços no arco para a ação da temperatura.....	125
Tabela 5.12 – Fatores de combinação de ações frequentes.....	125
Tabela 5.13 – Envolvente de esforços nas longarinas para a combinação frequente.....	127
Tabela 5.14 – Envolvente de esforços no arco para a combinação frequente.....	128
Tabela 5.15 – Fatores de combinação para a combinação de ações características.....	129
Tabela 5.16 – Envolvente de esforços da combinação característica.....	130
Tabela 5.17 – Envolvente de esforços no arco para a combinação característica.....	131
Tabela 5.18 – Fator de combinação para a combinação fundamental.....	132
Tabela 5.19 – Envolvente de esforços nas longarinas para a combinação fundamental.	133
Tabela 5.20 – Envolvente de esforços no arco para a combinação fundamental.	134
Tabela 5.21 – Frequência e períodos de vibração.....	135
Tabela 5.22 – Fatores de combinação para ação sísmica.	137
Tabela 5.23 – Envolvente de esforços nas longarinas para a combinação sísmica.	138
Tabela 5.24 – Envolvente de esforços no arco para a combinação sísmica	139
Tabela 6.1 – Estimativa orçamental para os elementos estruturais da ponte do Açude.	149
Tabela 6.2 - Estimativa orçamental para os elementos estruturais da ponte da Foz.....	150

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ÂMBITO DO PROJETO

Na faixa litoral, as margens do rio Neiva abrangem duas freguesias, a de São Paio de Antas e a de Castelo do Neiva. São um ponto forte de lazer de ambas as localidades, que tem vindo a ser esquecido pelo tempo. Encontra-se, neste momento, em desenvolvimento um projeto de melhoramento litoral, procurando promover o turismo local.

O rio Neiva tem uma extensão de 45 km, com o traçado representado na Figura 1.1, nascendo na serra de Oural e desaguando entre Castelo do Neiva e Antas. Um troço de aproximadamente 1.5 km, desde a foz do rio (ver destaque na Figura 1.1), será abrangido pelo projeto de requalificação e valorização promovido pela Sociedade Polis Litoral Norte, conforme revela o estudo desenvolvido pela Faculdade de Engenharia do Porto (FEUP) (1).



Figura 1.1 – Extensão do rio Neiva e pormenor de intervenção. (2)

CAPÍTULO 1

O projeto de melhoramento da zona ribeirinha visa criar uma via pedonal e velocipédica que circunde a zona perimétrica do rio, num troço de 1.5 km. Surge assim a necessidade de criar dois pontos de cruzamento sobre o rio Neiva, para transformar este percurso acessível às duas localidades, de modo a criar um circuito fechado em torno de ambas as margens.

Na margem esquerda do rio encontram-se diversos terrenos agrícolas, abandonados maioritariamente e algumas edificações dispersas. A montante, existe um açude, local onde será projetada uma das pontes pedonais, a Ponte do Açude, estando envolvida por uma área de lazer que circunda a Capela de Santa Tecla, na freguesia de São Paio de Antas, como ilustra a Figura 1.2.



Figura 1.2 – Espaço de lazer na margem do rio Neiva.

A foz do rio, retratada na Figura 1.3, será o outro ponto de intervenção, onde se procura ligar as praias fluviais de ambas as margens, através da construção da ponte da Foz.



Figura 1.3 – Foz do rio Neiva.

Nesse contexto, o presente projeto, integrado na Unidade Curricular de Dissertação, Projeto, Estágio (DIPRE), será focado no novo circuito pedonal a construir e em particular nas duas obras de arte que este acarreta sobre o rio Neiva.

1.2 OBJETIVOS DO PROJETO

Este trabalho tem como ponto de partida o estudo desenvolvido pela Polis Litoral Norte (1). Esse estudo propõe o melhoramento da zona de intervenção, promovendo o aumento da qualidade para a população local e fomentando a atratividade turística. Surge assim a necessidade de projetar duas pontes pedonais e velocipédicas, integradas num circuito nas margens do rio Neiva.

Os principais objetivos deste projeto englobam a pesquisa e consolidação dos conhecimentos necessários para a conceção e dimensionamento das duas pontes pedonais envolvidas: a ponte do Açude e a ponte da Foz. Aborda-se assim a busca pelos requisitos normativos para a conceção de travessias pedonais, a escolha da localização, a conceção estrutural, a modelação tridimensional e o respetivo dimensionamento.

A pesquisa realizada abrange as normas nacionais e europeias bem como bibliografia de boas práticas construtivas para auxiliar a informação normativa que por vezes é escassa em alguns dos aspetos de conceção.

O desenvolvimento deste projeto tem por base os seguintes objetivos:

- A identificação e a análise das condicionantes geográficas impostas pela altimetria do local de implantação, pela bacia hidrográfica e pelo seu enquadramento ambiental e paisagístico.

- A conceção das estruturas tendo em conta os vãos envolvidos e as restantes condicionantes anteriormente identificadas. Neste aspeto, serão selecionados os sistemas e materiais estruturais que melhor se ajustam e será definida a geometria das pontes.

- A análise e a quantificação das ações de natureza estática e dinâmica. Estas ações são considerações normativas nacionais e europeias sendo fundamental a sua devida análise. A componente estática engloba as ações permanentes, a sobrecarga, a ação da neve, a ação do vento e a variação de temperatura; a componente dinâmica é representada pela ação sísmica e pelo efeito dinâmico dos peões.

- A modelação do comportamento das estruturas, recorrendo a software de análise estrutural baseado em elementos finitos. Recorre-se ao software comercial *Autodesk Robot Structural Analysis*, versão 2017, com vista às respetivas análises estáticas e dinâmicas;

- Após a análise do comportamento das estruturas, segue-se o dimensionamento dos elementos estruturais do tabuleiro, dos maciços de encontro e da solução adotada para as fundações.

O faseamento adotado segue uma lógica encadeada de cálculo sendo indispensável cada uma das etapas para chegar ao dimensionamento das estruturas. No final, serão produzidos alguns dos principais elementos de projeto.

1.3 ESTRUTURA DO RELATÓRIO DE PROJETO

A estrutura proposta para o presente relatório de projeto é a seguinte:

- Capítulo 1: Introdução – âmbito do projeto, objetivo, estrutura proposta para o desenvolvimento do projeto;
- Capítulo 2: Estado da arte de pontes pedonais – realização de um enquadramento histórico da evolução de pontes pedonais, diferentes tipos construtivos, englobando vãos, esquemas estruturais e materiais; posteriormente será elaborado um enquadramento normativo definindo uma metodologia de cálculo com base na regulamentação mais relevante. Esta última parte abordará os fundamentos necessários para a conceção das pontes pedonais.
- Capítulo 3: Descrição geral do problema – é apresentada a descrição do problema onde serão justificados os motivos da escolha das localizações, as características condicionantes impostas pelo local e sua implantação, as condicionantes da secção e o estudo dos materiais que serão utilizados para cada uma das soluções.
- Capítulo 4: Análise e dimensionamento da ponte do Açude – elaboração do modelo de cálculo estrutural com recurso a um programa de cálculo automático baseado no Método dos Elementos Finitos tendo em vista a análise do comportamento estático e dinâmico da ponte projetada. Serão aplicados critérios estruturais tendo em conta a normalização e a documentação técnica de referência na atualidade, procedendo posteriormente ao dimensionamento das estruturas.
- Capítulo 5: Análise e dimensionamento da ponte da Foz – elaboração do modelo estrutural da ponte da Foz e respetivo dimensionamento, à semelhança do proposto no Capítulo 4.
- Capítulo 6: Conclusão e desenvolvimentos futuros – serão tecidas as conclusões sobre o trabalho desenvolvido e propostas sugestões de desenvolvimentos futuros;

Com esta estrutura, numa ótica de projeto, pretende-se dividir o trabalho em três partes fundamentais: a memória descritiva e a memória de cálculo, representadas nos Capítulos 4 e 5 e, posteriormente, as peças desenhadas, em anexo.

CAPÍTULO 2

ESTADO DA ARTE DE PONTES PEDONAIS

2.1 ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

Ao longo dos tempos, a construção de pontes sempre acompanhou a evolução dos materiais e foi refletindo o surgimento de novas metodologias construtivas. Neste processo de evolução, a engenharia de pontes tem procurado vencer maiores vãos, utilizando soluções mais leves e mais económicas. Nesta secção, faz-se uma resenha histórica desta evolução, com particular enfoque para a história das pontes pedonais.

Pré-história até 4000 antes de Cristo (a.C.)

As primeiras pontes surgiram de forma natural, pela queda de troncos das árvores sobre os rios, criando a possibilidade de passagens para a outra margem (3), assemelhando-se a um sistema estrutural de uma viga simplesmente apoiada.

A observar os incidentes da natureza o homem começou a utilizá-los de forma mais eficaz e aperfeiçoada. Passou a utilizar pontes feitas de troncos, pedras, como remete a Figura 2.1, e de outros recursos disponíveis, de modo a permitir a travessia entre pequenas distâncias e a torná-las mais duradouras.

A madeira era um material abundante, de relativa facilidade de trabalho e transporte tendo em conta os escassos meios disponíveis na época. Como material estrutural, apresentava uma boa resistência para as cargas que na altura lhe eram aplicadas, apenas o peso dos transeuntes, mas deteriorava-se com facilidade estando exposta ao meio envolvente.

A pedra era um elemento também abundante, mas de grande dificuldade de transporte devido ao seu peso. Em contrapartida, apresentava uma grande resistência à compressão e às ações do meio envolvente, tornando-a mais eficaz na relação resistência/tempo quando comparada com a madeira.



Figura 2.1 - Ponte da idade da pedra em Lancashire, na Inglaterra. (4)

4000 a.C. – 476

As primeiras pontes em arco datam de 4000 a.C. na Mesopotâmia e no Antigo Egito, e posteriormente na Pérsia e na Grécia Antiga datadas do ano 500 a.C.

São os romanos que, no século III a.C., se dedicaram à evolução da técnica, à construção de pontes em arco e expandiram o sistema estrutural para a criação de aquedutos.

Os romanos foram inovadores tanto nas técnicas, construindo pontes mais resistentes, mais duradouras e com maiores vãos, como nos materiais, surgindo assim os primeiros cimentos e tijolos.

A resistência das pontes romanas não se deve apenas ao facto de ter a pedra como elemento base, mas principalmente à forma estrutural em arco, capaz de fazer a pedra funcionar apenas à compressão, tirando assim o máximo partido das características mecânicas dos materiais disponíveis. O arco era formado essencialmente por pedras em forma de cunha de formato regular e aproximadamente com o mesmo tamanho.

A sua largura variava entre os 7 e 8 m no máximo, normalmente com 4 m de largura. O efeito do tempo foi condicionante para as pontes romanas, tendo grande parte delas desaparecido devido às ações naturais e às guerras ou tendo sido substituídas por novas infraestruturas ao longo da história.

A ponte Fabricius, datada do século I a.C., localizada em Roma, Itália, ilustrada na Figura 2.2, revestida com tijolo e cantaria, é uma das mais antigas pontes em arco romanas em Itália e que ainda se mantêm transitável. A ponte Fabricius tem uma extensão de 62 m e 5.5 m de largura.



Figura 2.2 – “Pons Fabricius” – Itália. (5)

A Figura 2.3 remete para um exemplo em Portugal das ilustres pontes romanas. Trata-se da ponte de Trajano, construção datada entre o fim do século I e o início do século II d.C., situada em Chaves. Possui uma extensão de aproximadamente 100 m e 12 arcos visíveis, construída essencialmente com alvenaria de pedra e argamassa.



Figura 2.3 – Ponte de Trajano, Chaves, Portugal.

Século V até XV - Idade Média

A construção de pontes desde a queda do império romano até ao período renascentista, entre o século XIV e XVI, sofreu uma diminuição considerável.

Grande parte das pontes medievais surgiram para reconstruir ou substituir pontes romanas. Ao contrário das pontes romanas cujo principal objetivo era ligar os vários pontos do império, as pontes medievais procuravam fazer ligações regionais.

As pontes medievais tinham como principal característica o arco em forma de ogiva, conforme ilustra a Figura 2.4, evoluindo de tal forma que começaram a surgir as capelas e posteriormente as grandes catedrais com este método construtivo nas suas abóbadas.



Figura 2.4 - Ponte medieval, Frias, Espanha. (6)

Geralmente possuíam uma largura inferior às pontes romanas. Relativamente aos pilares apresentavam semelhanças de dimensão, mas foram introduzidos quebra-águas do lado montante, para melhorar o comportamento devido à ação da corrente da água, geralmente em forma triangular, como é possível observar na Figura 2.5.



Figura 2.5 – Ponte medieval em Barcelos.

Século XIV até XVII – Renascimento

Durante o período renascentista, o arquiteto Bartolommeo Ammannati desenvolveu uma variante do arco ogival transformando-o numa elipse. Este arco elíptico possuía uma relação de 7:1, largura e altura respetivamente. Uma das grandes obras utilizando este novo conceito foi a ponte de Santa Trinitá, ilustrada na Figura 2.6, construída em 1569, com um vão livre central de 32 m. Esta ponte foi destruída durante a segunda guerra mundial e reconstruída mais tarde com os materiais recuperados do leito do rio.



Figura 2.6 - Ponte de Santa Trinitá, Florença, Itália. (7)

Ainda durante o período renascentista e em Itália, houve outra grande variação proveniente do arco. Uma ponte com dois segmentos retos, de 27 m de extensão, na tangente do arco, projetada por António da Ponte e perdura no Grande Canal de Veneza e ilustrada na Figura 2.7.



Figura 2.7 – Ponte de Rialto, Veneza, Itália. (8)

Foi-se acentuando a necessidade de vencer vãos maiores e de aumentar a largura das pontes devido ao aumento de fluxo, sendo necessário a construção de pilares mais esbeltos e arcos com menores flechas. Surge a necessidade de recorrer a outros materiais além da pedra, começando a utilizar-se a madeira em esbeltas triangulações com vãos até 30 m. Começaram a surgir então as primeiras pontes usando treliças de madeira criadas pelo arquiteto Andrea Palladio que já as tinha utilizado em coberturas.

A Figura 2.8 tem como base um desenho de uma treliça de Palladio e apresenta uma solução de reforço interior e exterior em arco de madeira, projetada por Theodore Burr. A Figura 2.9 demonstra a utilização do mesmo sistema.

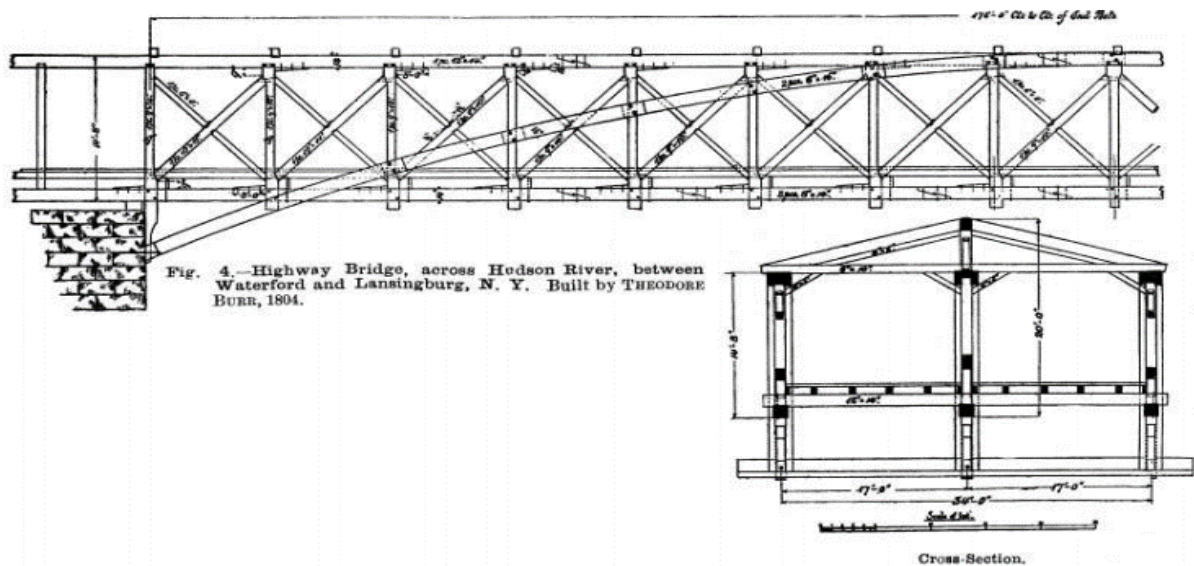


Figura 2.8 – Esquema de uma ponte em treliça de madeira. (9)



Figura 2.9 – Solução com recurso a arco como solução de reforço da treliça. (9)

Outra solução apresentada na Figura 2.10, tem como novidade a ligação do topo e da base com recurso a travessas diagonais. Esta melhoria foi patenteada por Itiel Town em 1820.

As primeiras treliças foram construídas sem uma análise ou conhecimento do comportamento das cargas na estrutura. O engenheiro Squire Whipple foi pioneiro ao fazer uma análise das tensões, sendo que necessitou de projetar centenas de pequenos modelos para as estudar. Em 1869 publicou a sua teoria com a detalhada análise da transferência das cargas e um ajuste à quantidade de material utilizado.



Figura 2.10 – Treliça com reforço interior com recurso a travessas diagonais. (10)

Revolução Industrial

Até ao final do período renascentista a madeira e a pedra foram os principais materiais utilizados na construção das pontes. A madeira apresenta uma baixa resistência à tração e à compressão, mas tem a grande vantagem de ser um material abundante na natureza e com um baixo custo de exploração e modelação. Apesar da sua baixa capacidade resistente é um material eficaz para cargas reduzidas, como ocorre nas pontes pedonais.

Relativamente à pedra, é um material altamente resistente à compressão, tornando as formas estruturais em arco muito eficazes e que perduram ao longo da história às intempéries ambientais, mas apresenta uma baixa capacidade resistente às trações.

O ferro veio substituir o uso da alvenaria de pedra e da madeira durante o período da revolução industrial pois apresenta uma maior capacidade resistente que a pedra e era economicamente mais viável.

Em 1779 é construída a primeira ponte de ferro fundido desenhada por Thomas Pritchard sob o rio Serven em Coalbrookdale, Inglaterra, Figura 2.11.

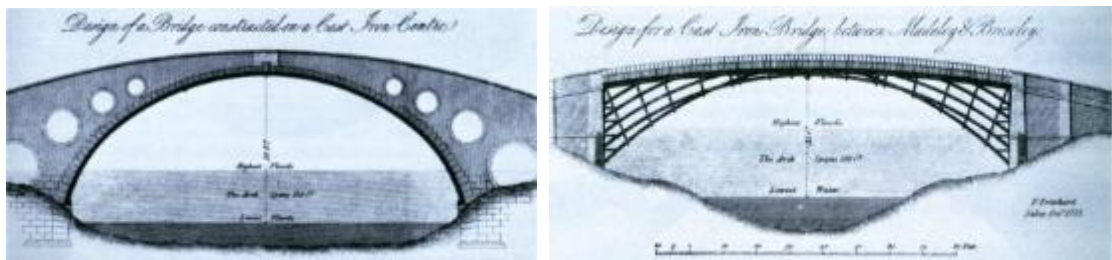
É uma ponte construída com peças em ferro fundido e com um arco de 30 m de vão, procurando mobilizar a resistência do ferro à compressão, assim como acontecia nas construções em pedra.

Além das características mecânicas que esta ponte apresenta devido à sua leveza, mas também à grande capacidade resistente, outra grande vantagem em relação às pontes de alvenaria que eram construídos com pilares de grande dimensão plana e fechados, é que permitia a passagem da água pelos intervalos entre elementos de ferro não provocando danos maiores na estrutura. O que não se verificava nas pontes de alvenaria durante períodos de inundações.



Figura 2.11 – Primeira ponte em ferro fundido em Coalbrookdale, Inglaterra. (11)

O projeto da ponte desenhada por Thomas Pritchard sofreu bastantes alterações. Inicialmente, seria composta por um arco em alvenaria, escorado por um arco de ferro fundido como se pode observar na Figura 2.12 a). Sofreu uma alteração significativa ao nível de materiais usados e a segunda e última versão da ponte apenas construída por ferro fundido, ilustrada na Figura 2.12 b).



a)

b)

Figura 2.12 – Ponte de ferro fundido. a) primeira versão da ponte; b) versão revista.

Em 1841, o engenheiro John Roebling fundou uma fábrica para inicialmente fazer corda de fios de ferro. Em 1855 completou a construção de uma ponte com 246 m de vão no rio Niágara, mas que não tinha sido corretamente considerada a ação do vento. Assim sendo, o engenheiro Roebling sentiu a necessidade de evitar as oscilações verticais que possam ser causadas pelo vento, acrescentando inúmeros fios de ferro, na parte superior e inferior do tabuleiro, como se verifica na Figura 2.13.



Figura 2.13 – Ponte construída com auxílio aos primeiros tirantes. (12)

A construção da ponte foi auxiliada pela fixação temporária de cabos e pelo contínuo estudo da aplicação e desenvolvimento das técnicas dos cabos de aço, que surgiram inicialmente como fios de ferro.

Durante a Revolução Industrial houve uma evolução muito grande das técnicas utilizadas, passando de um arco convencional, para pontes suspensas retilíneas e com vãos de grande dimensão; a substituição de materiais tornando-as mais leves e ao mesmo tempo mais resistentes.

O ferro fundido foi o primeiro material a substituir a construção tradicional, tratando-se de um material com forte capacidade resistente à compressão, mas baixa à tração. O ferro forjado, apresenta características semelhantes ao ferro fundido relativamente à compressão, mas melhorias significativas à tração. Após estas evoluções, surge o aço, com uma resistência superior ao ferro fundido e ao ferro forjado.

O aço é composto por ferro ao qual é adicionado uma taxa muito reduzida de carbono. Trata-se de um dos metais mais abundantes, tendo sido descoberto e trabalhado desde tempos remotos, cerca de 1700 a.C.

A técnica inicial que consistia no aquecimento de camadas de ferro e madeira. No século XV surgiu o aparecimento de um metal derivado do ferro, mas em forma líquida, o ferro fundido, utilizado essencialmente para a construção de elementos para o uso quotidiano.

No início do século XVIII, a adição de pequenas taxas de carbono na preparação dos metais, fez a distinção entre o ferro forjado, o ferro fundido e o aço.

Após esta evolução gradual só na Revolução Industrial o aço teve um papel de elevada relevância nas técnicas construtivas.

Até os dias de hoje o aço têm registado um crescimento exponencial e substituiu o ferro praticamente em todas as técnicas e aplicações. Existem aproximadamente 3000 composições diferentes de aço atualmente.

Era moderna

A invenção do cimento Portland foi outro marco histórico no desenvolvimento das técnicas construtivas. Joseph Monier, em 1867, patenteou uma técnica com recurso a betão envolto com uma malha de ferro, usado mais tarde em pontes.

O engenheiro François Hennebique desenvolveu um edifício com o intuito de resistir ao fogo, tendo como elementos estruturais, uma estrutura metálica. Para proteção da estrutura metálica envolveu-lhe betão, verificando com sucessivas análises que os metais resistiam às trações e o betão à compressão.

O betão rapidamente torna-se no principal substituto da alvenaria de pedra em todas as construções, apresentando inúmeras vantagens: economicamente mais viável, possibilidade de ser moldado permitindo variar a arquitetura dos elementos, capacidade para resistir a esforços de compressão e, quando armado, resistir à tração.

Em Portugal há registo de pontes rodoviárias construídas apenas com betão e betão armado a partir dos anos 40.

Na Tabela 2.1 apresentam-se as principais pontes em arco construídas em betão simples e betão armado, projetadas durante os primeiros anos de construção de betão armado em Portugal e representadas na Figura 2.14.

Tabela 2.1 – Pontes em arco em Portugal.

Ponte	Corda (m)	Ltotal (m)	Flecha (m)	Flecha/corda	Projetista	Ano
Duarte Pacheco	92	358	36	9/23	Barbosa Carmona	1944
Foz Tua	78	145	20	10/39	Barbosa Carmona e 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	5.2	5/26	Edgar Cardoso	1963



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 2.14 – Pontes em Portugal com arco em betão armado; 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.

Todas as pontes anteriormente referidas têm um arco em betão, com exceção da ponte Foz do Tua, que possui um arco apenas em betão simples. Estas pontes foram maioritariamente projetadas pelo engenheiro Edgar Cardoso, que ao longo do tempo foi aperfeiçoando os conhecimentos e técnicas construtivas.

A ponte da Arrábida deteve um recorde mundial devido ao seu vão. É construída por dois arcos paralelos e contraventados por diagonais. Esta ponte não foi apenas notícia mundial pelo vão livre, mas também pela técnica usada para a construção.

A principal diferença entre o betão pré-esforçado e o armado é que no betão armado a armadura é passiva, isto quer dizer que apenas trabalha após aplicação das cargas, já no betão pré-esforçado, primeiro tensiona-se os cabos de pré-esforço antes das cargas serem aplicadas.

O betão pré-esforçado tem a grande vantagem de permitir construir pavimentos e vãos de pontes com maior extensão do que comparado com o betão armado.

O pré-esforço é aplicado de duas diferentes formas:

Pré-tensão: primeiro aplica-se a tensão nos cabos de pré-esforço e só depois se processa a mobilização das cargas;

Pós-tensão: primeiro aplicam-se as cargas e posteriormente é aplicada a tensão utilizando macacos hidráulicos.

Pontes pedonais modernas em Portugal

- Ponte pedonal sobre o Esteiro de São Pedro

Situada na ria de Aveiro, a ponte pedonal sobre o Esteiro de São Pedro, (ver Figura 2.15) é uma ponte com dupla utilização, para velocípedes e peões, cujo principal objetivo é fazer a ligação de duas partes do campus da universidade da região em que está inserida.

Com um vão total de 330 m e 4 m de largura, a ponte possui 10 vãos, maioritariamente com 36 m de extensão cada. O seu tabuleiro consiste numa laje de betão suportada por treliças com 4 m de altura. (13)



a)

b)

Figura 2.15 – Ponte pedonal sobre o Esteiro de São Pedro; a) secção transversal; b) um dos dez tramos que constituem a extensão da ponte. (13)

- Ponte pedonal sobre a Ribeira da Carpinteira

O Vale da Carpinteira, Covilhã, é conhecido pela condicionante geográfica e pela dispersão de edificações, o que dificulta a travessia do local. Este foi o grande motivo que originou a construção da ponte pedonal sobre a Ribeira da Carpinteira.

Trata-se de uma ponte com 220 m de extensão e 4 m de largura transversal. O seu tabuleiro é composto essencialmente por duas vigas metálicas de alma cheia, materializando longarinas com 1.75 m de altura. O seu pavimento apoia nas almas inferiores e juntamente com as longarinas formam uma secção transversal em “U”, conforme ilustra na Figura 2.16.



Figura 2.16 – Ponte pedonal sobre a Ribeira da Carpinteira; a) Pormenor da solução estrutural do tabuleiro; b) vista lateral (13)

- Ponte pedonal circular de Aveiro

A ponte pedonal circular, em Aveiro, cuja geometria em planta é um círculo com 26 m de perímetro, ao eixo da estrutura, tem 2 m de largura. Apesar da reduzida largura do tabuleiro, esta ponte permite o acesso de peões e velocípedes, unindo as quatro margens dos canais de S. Roque e Botirões.

O tabuleiro encontra-se suspenso por tirantes aos dois mastros laterais que representam um anel de amarração, que torna esta ponte distinta, como retrata a Figura 2.17.



Figura 2.17 – Ponte pedonal circular em Aveiro. (14)

- Ponte Pedro e Inês

A ponte pedonal Pedro e Inês, localizada sobre o rio Mondego, Coimbra, tem uma extensão total de 274.5 m, com 4 m de largura. A meio vão apresenta um alargamento da secção transversal, formando assim uma praça com 8 m de largura, como se mostra na Figura 2.18 a).

O tabuleiro, uma secção mista de aço e betão armado, é dividido em cinco vãos com diferentes extensões, suportados por arcos metálicos abatidos, evidenciados na Figura 2.18 b).



a)



b)

Figura 2.18 - Ponte Pedro e Inês; a) alargamento do tabuleiro a meio vão; b) extensão da ponte. (13)

2.2 ENQUADRAMENTO NORMATIVO

Neste ponto, pretende-se criar uma metodologia faseada de cálculo englobando as condicionantes iniciais de projeto e posteriormente descrever o processo de cálculo de pontes pedonais.

As condicionantes iniciais serão descritas com base em bibliografia auxiliar, completando a informação normativa.

O processo de análise e dimensionamento será baseado em regulamentação europeia e nacional.

2.2.1 Condicionantes da secção

As condicionantes geométricas da secção são baseadas em bibliografia auxiliar de boas práticas construtivas (15) visto não ser um tema abordado nas regulamentações diretamente aplicáveis em Portugal.

1. Inclinação máxima recomendada

A inclinação recomendada varia consoante o país de implantação sendo apresentado uma comparação entre alguns documentos de referência na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Inclinação máxima recomendada em diferentes países. (15)

Código/especificação	País	Inclinação máxima (%)
Austroads 13, 14, 92	Austrália	12.5 (pedestres); 5.0 (velocípedes); 3 (circulação mista).
DIN 18024-1	Alemanha	6.0
Structures Design Manual	Hong Kong	5.0 – 8.3 (pedestres); 4.0 – 8.0 (velocípedes);
Japanese Footbridge Design Code (1979) [28]	Japão	12.0
Japanese Footbridge Design Guidelines for Pedestrians (1998)	Japão	5.0
BS 5400	Inglaterra	5.0 – 8.3 (pedestres);

De modo a garantir uma correta acessibilidade, e completando a informação da tabela acima com informação nacional, optou-se por consultar o Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU), que, apesar de apenas contemplar informação sobre edifícios fornece os valores sobre a inclinação máxima recomendada para rampas de acessibilidade. O valor máximo segundo o RGEU para rampas de acesso é de 6% (16).

2. Largura do tabuleiro

A largura transversal dos tabuleiros está presente em alguma bibliografia auxiliar de conceção de pontes pedonais. É recomendado utilizar uma largura entre dois limites de valores, W_1 e W_2 , dependendo do tipo de utilizadores que a frequentarão, como pretende demonstrar a Figura 2.19.

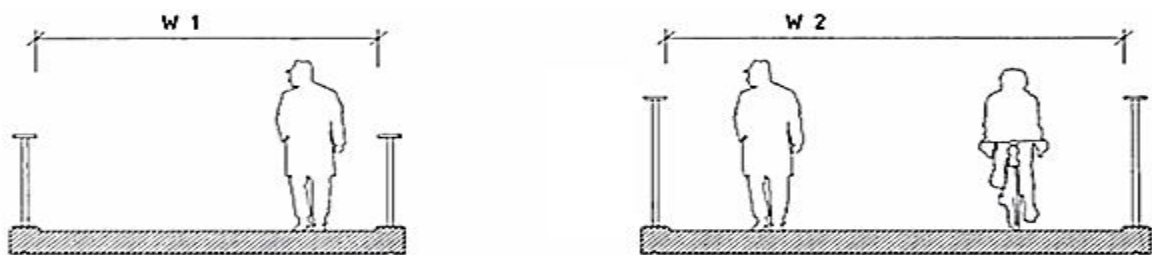


Figura 2.19 - Largura mínima para pontes pedonais. (15)

O valor W_1 varia entre 2.50 m e 3.00 m caso seja previsto apenas o acesso pedonal. Para acesso pedonal e de velocípedes recomenda-se o valor de 3.50 m correspondendo ao W_2 .

2.2.2 Materiais estruturais

Os materiais utilizados carecem de uma breve análise para melhor compressão e correta escolha, procurando uma maior ligeireza e eficiência por parte dos seus constituintes.

Com a evolução dos materiais e das técnicas construtivas, é possível diversificar técnicas, fazer soluções mistas, assim como diferentes formas geométricas. Apesar desta evolução é necessário ter a consciência e a noção das regras de boa prática na elaboração das mesmas.

O custo, as características dos materiais escolhidos e o seu desempenho são considerações importantes.

1. Aço

Trata-se de uma liga metálica constituída principalmente por ferro e carbono, com percentagens que variam entre os 0.008 % e 2.110 %, alterando as características do metal significativamente. O ferro é maioritariamente substituído pelo aço devido ao seu leque de vantagens, sendo a sua grande vantagem, a sua resistência mecânica, valor que varia entre os 360 MPa, 550 MPa para o aço macio e 1850 MPa para os aços de alta resistência. Para os aços mais usuais apresenta um módulo de elasticidade de aproximadamente 210 GPa.

A sua resistência mecânica permite que o aço seja utilizado para a construção de estruturas mais esbeltas e significativamente mais leve. A isotropia é outra grande vantagem do aço, ou seja, as propriedades mecânicas são constantes, independentemente da direção.

Outra grande vantagem com grande influência atualmente é o fator económico. O aço é constituído principalmente por ferro e devido à sua abundância torna o aço um material bastante apetecível a nível económico, além de todas as vantagens de grande importância referidas anteriormente.

A Tabela 2.3 apresenta os valores nominais de tensão de cedência, f_y , e tensão de cedência última, f_u , para aços laminados a quente.

Tabela 2.3 - Valores nominais de tensão de cedência, f_y , e tensão de cedência última, f_u , para aços laminados a quente. (17)

Norma e classe de aço	Espessura nominal t do componente da secção [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} \leq t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	450	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 2	355	490	335	490
EN 10210-1				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490

S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 M/ML	275	360		
S 355 M/ML	355	470		
S 420 M/ML	420	500		
S 460 M/ML	460	530		

Apesar das inúmeras vantagens do aço, também apresenta algumas desvantagens. A corrosão a que as estruturas metálicas estão sujeitas é um fator a considerar, de modo a garantir a preservação da estrutura dos ataques de ambientes quimicamente agressivos ou da elevada humidade do ar. No Anexo 1 é apresentado o catálogo da empresa *Sika* de modo a prevenir esta proteção através de pinturas.

2. Betão armado

O betão armado é um compósito constituído por betão, material com grande resistência à compressão, e o aço, elemento descrito no tópico anterior, que pretende conferir essencialmente resistência à tração ao chamado compósito.

O betão é constituído pela mistura devidamente ponderada de agregados, brita e areia, com um ligante hidráulico, com possível adição de adjuvantes.

A proporção de cada material que o constitui assume um papel fulcral no seu futuro comportamento. A quantidade de água deve ser necessária para a reação química do ligante hidráulico numa pasta aglomerante. (18). Mas não deve ser excessiva para não criar poros no betão após a sua evaporação, que consequentemente tornará o betão mais permeável e afetará a sua resistência.

O betão detém de outras características de grande influência estrutural:

- O betão apresenta uma boa trabalhabilidade, é moldável no momento da sua aplicação, sendo possível a fabricação de variadas formas;
- O peso volúmico médio, aproximadamente 2400 kN/m^3 , sendo possível a escolha de betões ainda mais leves, apresentando um peso volúmico médio inferior;

- Grande resistência à compressão, entre os 12MPa e os 50 MPa;
- Baixa resistência à tração, sendo aproximadamente de 10% do valor da resistência à compressão para betões correntes.

Tabela 2.4 - Classes de resistência do betão e correspondentes valores característicos da tensão de rotura à compressão f_{ck} , valores médios da resistência à tração f_{ctm} , valores característicos da tensão de rotura à tração f_{ctk} , Valores do módulo de elasticidade secante E_{cm} . (19)

Classe de resistência do betão														
F_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$F_{ck, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
F_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
F_{ctm} (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
$F_{ctk, 0.05}$ (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5
$F_{ctk, 0.95}$ (MPa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44

Outro fator de grande importância a ter em consideração é o recobrimento da armadura. Dever-se-á garantir que a estrutura ao longo da sua vida útil não perde capacidade resistente, nem que o seu desempenho é afetado pelo meio ambiente em que está inserida.

Estabelecem-se diferentes classes de exposição ambiental com vista à definição do recobrimento mínimo. Na Figura 2.20, faz-se um enquadramento das diferentes classes de exposição. Na Figura 2.21, descrevem-se as condições de cada meio ambiente.

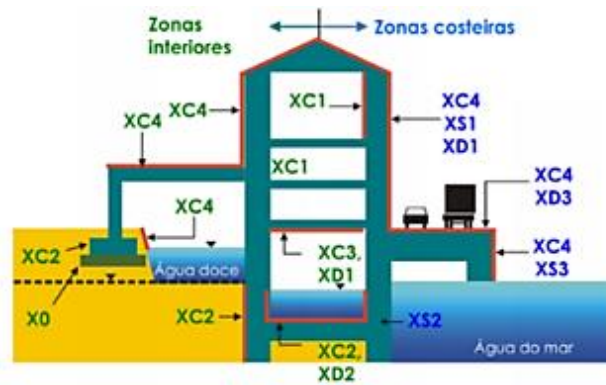


Figura 2.20 – Enquadramento das diferentes classes de exposição. (20)

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
1 Nenhum risco de corrosão ou ataque		
X0	Para betão sem armadura ou elementos metálicos embetidos: todas as exposições excepto em situação de gelo/degelo, abrasão ou ataque químico Para betão com armadura ou elementos metálicos embetidos: muito seco	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente muito baixa
2 Corrosão induzida por carbonatação		
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente baixa Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com água Um grande número de fundações
XC3	Humidade moderada	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente moderada ou elevada Betão exterior protegido da chuva
XC4	Alternadamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto com água, não incluídas na classe de exposição XC2
3 Corrosão induzida por cloretos		
XD1	Humidade moderada	Superfícies de betão expostas a cloretos transportados pelo ar
XD2	Húmido, raramente seco	Piscinas Elementos de betão expostos a águas industriais contendo cloretos
XD3	Alternadamente húmido e seco	Elementos de pontes expostos a pulverizações contendo cloretos Pavimentos Lajes de parques de estacionamento
4 Corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar		
XS1	Exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contacto directo com a água do mar	Estruturas próximas da costa ou na costa
XS2	Permanentemente submerso	Elementos de estruturas marítimas
XS3	Zonas sujeitas aos efeitos das mares, da rebentação e da neblina marítima	Elementos de estruturas marítimas
5 Ataque gelo/degelo		
XF1	Saturação moderada em água, sem produto descongelante	Superfícies verticais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF2	Saturação moderada em água, com produto descongelante	Superfícies verticais de betão de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e a produtos descongelantes transportados pelo ar
XF3	Saturação elevada em água, sem produtos descongelantes	Superfícies horizontais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF4	Saturação elevada em água, com produtos descongelantes ou com água do mar	Estradas e tabuleiros de pontes expostos a produtos descongelantes Superfícies de betão expostas a pulverizações directas contendo produtos descongelantes e expostas ao gelo Zonas sujeitas aos efeitos da rebentação de estruturas marítimas expostas ao gelo
6 Ataque químico		
XA1	Ambiente químico ligeiramente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno
XA2	Ambiente químico moderadamente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno
XA3	Ambiente químico altamente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno

Figura 2.21 – Classes de exposição de acordo com as condições ambientais. (19)

O recobrimento mínimo depende também do tempo de vida útil de projeto. A Tabela 2.5 apresenta os recobrimentos mínimos e nominais preconizados na regulamentação, em função do tempo de vida útil de projeto e da classe de exposição ambiental.

Tabela 2.5 – Recobrimento mínimo e nominal da armadura. (19)

		X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
Tempo de vida útil de projeto de 50 anos (Classe Estrutural S4).	Recobrimento mínimo (mm)	10	15	25	30	35	40	45
	Recobrimento nominal (mm)	20	25	35	40	45	50	55
Tempo de vida útil de projeto de 100 anos (Classe Estrutural S6).	Recobrimento mínimo (mm)	20	25	35	40	45	50	55
	Recobrimento nominal (mm)	30	35	45	50	55	60	65

2.2.3 Ações estáticas

A imposição e o efeito das ações serão baseados nas normas europeias, Eurocódigo (EC). Para este projeto serão adotados os Eurocódigo 1 (EC1) e 8 (EC8) como principal base de metodologia de cálculo para obter as ações necessárias ao dimensionamento das estruturas.

O EC1 é uma base fundamental na determinação de ações para projeto estrutural de edifícios, pontes e outras obras de engenharia civil. As ações estáticas englobam as ações permanentes, a sobrecarga, a ação da neve, a ação do vento e a variação de temperatura.

1. Ações permanentes

As ações permanentes representam todos os constituintes definitivos da estrutura, isto é, a ação de todos os elementos estruturais e, também, os correspondentes elementos secundários (guardas, revestimentos, equipamentos, etc.) que ficarão permanentemente aplicados.

2. Sobrecarga de utilização

Segundo o EC1 – Parte 1 - 2, a sobrecarga em pontes pedonais deverá ser considerada sob a forma de uma carga vertical uniformemente distribuída ou sob a forma de uma força concentrada. A carga uniformemente distribuída é obtida a partir da Equação (2.1) sendo o L_{sj} o comprimento do vão.

$$2.5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} = 2.0 + \frac{120}{L_{sj} + 30} \leq 5.0 \text{ kN/m}^2 \quad (2.1)$$

Referente à carga concentrada, deverá ser considerada uma força de 10 kN, aplicada numa área definida de um quadrado 0.10 m de largura, na posição mais desfavorável.

A ação da sobrecarga tem os seguintes valores reduzidos:

$$\psi_0 = 0.70;$$

$$\psi_1 = 0.70;$$

$$\psi_2 = 0.60.$$

3. Ações da neve

Segundo o EC1 – Parte 1 – 3 (21) o território nacional é dividido em três zonas distintas (Z_1 , Z_2 e Z_3), de acordo com a Figura 2.22.

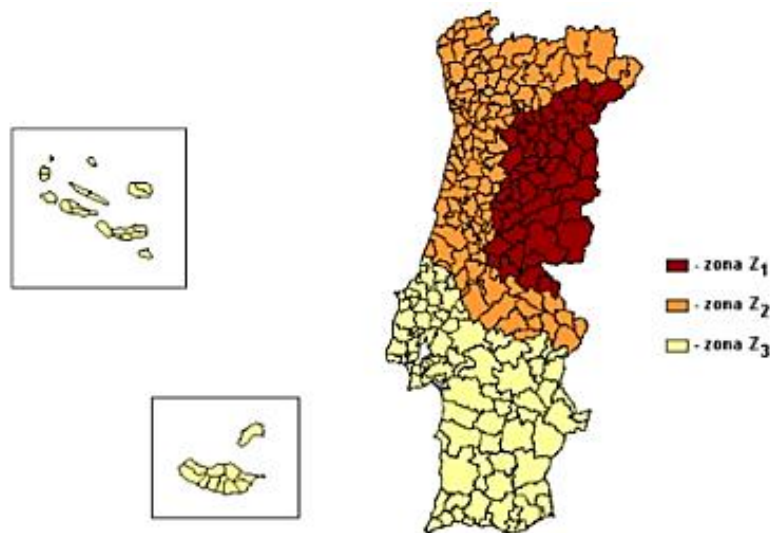


Figura 2.22 – Zonas do território nacional. (21)

A ação da neve pressupõe duas situações de projeto a considerar. As situações de projeto persistentes para as três zonas e a acidental apenas para a zona Z1.

O valor característico da carga da neve ao nível do solo, S_k , é dado por:

$$S_k = C_z \times \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (2.2)$$

Em que:

H – altitude do local, em metros;

C_z – representa o valor da carga da neve, em kN/m^2 , ao nível médio das águas do mar: 0.30 para a zona Z1, 0.20 para a zona Z2 e 0.10 para a zona Z3.

Segundo o EC1 – Parte 1 – 3 (21), o valor da carga da neve na estrutura, s , deve ser determinado da seguinte forma:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times S_K \quad (2.3)$$

Sendo que:

μ_i – coeficiente de forma;

C_e – coeficiente de exposição;

C_t – coeficiente térmico.

O valor do coeficiente de forma, μ_i , depende da inclinação da superfície em análise. O valor α refere-se ao ângulo que o elemento faz com a horizontal. A Figura 2.23 representa o valor do coeficiente de forma em função desse ângulo. Na Tabela 2.6 encontram-se tabelados os valores do μ_i dependendo do seu ângulo com a horizontal.

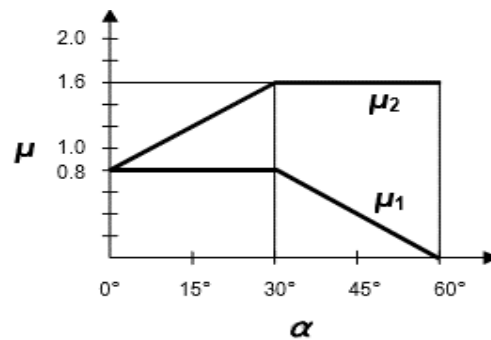


Figura 2.23 – Coeficientes de forma para a carga da neve. (21)

Tabela 2.6 – Coeficiente de forma. (21)

Ângulo de inclinação da vertente α	$0^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 (60 - \alpha)/30$	0.0
μ_2	$0.8 + 0.8 \alpha / 30$	1.6	-

O coeficiente de exposição, C_e , é dado pelos valores da Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Valores recomendados para o C_e para as diferentes topografias. (21)

Topografia	C_e
Exposta ao vento ^{a)}	0.8
Normal ^{b)}	1.0
Abrigada ^{c)}	1.2
Topografia exposta ao vento: zonas planas, sem obstáculos e exposta de todos os lados, sem ou com pouco abrigo conferido pelo terreno, por construções mais altas ou por árvores.	
Topografia normal: zonas nas quais não há remoção significativa da neve pelo vento, devido à configuração do terreno, à existência de outras construções ou de árvores.	
Topografia abrigada: zonas tais que a construção em causa fica a um nível consideravelmente mais baixo que o terreno circundante ou que está rodeada por árvores altas e/ou por construções mais altas.	

O valor do coeficiente térmico deve ser considerado unitário, salvo raras exceções.

O Anexo Nacional (NA) especifica quais as situações de projeto e os casos de carga a considerar tendo em conta o território nacional de acordo com a Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Situações de projeto e disposições de carga a utilizar. (21)

Condições normais	Condições excecionais		
Caso A	Caso B1	Caso B2	Caso B3
Sem quedas excecionais; Sem deslocamento excepcional.	Quedas excecionais; Sem deslocamento excepcional.	Sem quedas excecionais; Deslocamento excepcional.	Quedas excecionais; Deslocamento excepcional.
3.2(1)	3.3(1)	3.3(2)	3.3(3)
Situação de projeto persistente/transitória	Situação de projeto persistente/transitória	Situação de projeto persistente/transitória	Situação de projeto persistente/transitória
[1] neve não deslocada $\mu_i C_e C_t S_k$	[1] neve não deslocada $\mu_i C_e C_t S_k$	[1] neve não deslocada $\mu_i C_e C_t S_k$	[1] neve não deslocada $\mu_i C_e C_t S_k$
[2] neve deslocada $\mu_i C_e C_t S_k$	[2] neve deslocada $\mu_i C_e C_t S_k$	[2] neve deslocada $\mu_i C_e C_t S_k$ (exceto para os tipos de cobertura indicados no Anexo B)	[2] neve deslocada $\mu_i C_e C_t S_k$ (exceto para os tipos de cobertura indicados no Anexo B)
	Situação de projeto acidental (em que a neve é a ação acidente)	Situação de projeto acidental (em que a neve é a ação acidente)	Situação de projeto acidental (em que a neve é a ação acidente)
	[3] neve não deslocada $\mu_i C_e C_t C_{esl} S_k$		

	[4] neve deslocada $\mu_i C_e C_t C_{esl} S_k$	[3] neve deslocada $\mu_i S_k$ (para os tipos de cobertura indicados no Anexo B)	3] neve não deslocada $\mu_i C_e C_t C_{esl} S_k$ [4] neve deslocada $\mu_i S_k$ (para os tipos de cobertura indicados no Anexo B)
<p>NOTA 1: as condições excepcionais são definidas de acordo com o Anexo Nacional; NOTA 2: para os casos B1 e B3, o Anexo Nacional poderá definir as situações de projeto a considerar para os diferentes efeitos descritos na secção 6.</p>			

Os valores reduzidos para a ação da neve são:

$$\Psi_0 = 0.50;$$

$$\Psi_1 = 0.20;$$

$$\Psi_2 = 0.00.$$

4. Ações do vento

A ação do vento é uma ação complexa, sendo necessário para uma correta e rigorosa representação do comportamento da estrutura, um ensaio do mesmo, com a construção de um modelo aeroelástico da estrutura e o seu ensaio num túnel de vento.

Porém, esse ensaio não se encontra geralmente disponível, passando a sua análise pela consideração de forças equivalentes à ação do vento a atuar em diferentes direções.

Estas forças equivalentes podem ser calculadas utilizando o EC1 recorrendo ao método simplificado.

O valor de referência da velocidade do vento, V_b , segundo o EC1 - Parte 1 - 4 (22), é representado na seguinte expressão:

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,o} \tag{2.4}$$

Em que:

v_b – valor de referência da velocidade do vento, em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10m acima da superfície de um terreno de categoria II;

$v_{b,o}$ – valor básico da velocidade de referência do vento;

C_{dir} – coeficiente de direção;

C_{season} – coeficiente de sazão.

O coeficiente de direção e o coeficiente de sazão são, em geral, valores unitários. O valor básico da referência do vento é dado pelo Anexo Nacional NA (ver Tabela 2.9), dependendo de duas zonas distintas.

Zona A – generalidade do território, com exceção das regiões da zona B;

Zona B – os arquipélagos e as regiões continentais situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.

Tabela 2.9 - Valor básico da referência do vento. (22)

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

O valor médio da velocidade do vento, v_m , é função da altura acima do solo, z , do elemento em análise. Este valor é afetado pelo coeficiente de rugosidade do terreno, $C_r(z)$, e pelo o coeficiente de orografia, $C_o(z)$.

$$V_m(z) = C_r(z) \times C_o(z) \times V_b \quad (2.5)$$

O valor do coeficiente de rugosidade do terreno é dado pela seguinte expressão:

$$C_r = K_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ Para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.6)$$

Em que:

z_0 – comprimento de rugosidade;

K_r – coeficiente de terreno.

O coeficiente de terreno depende do comprimento de rugosidade, calculado através da expressão (2.7):

$$k_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (2.7)$$

Em que:

$z_{0,II} = 0.05\text{m}$ (categoria de terreno II);

z_{\min} – altura mínima definida na Tabela 2.10;

z_{\max} – considerar igual a 200m.

O valor do z_0 e z_{min} , definidos pelo Anexo Nacional, dependem da categoria do terreno, conforme representado na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Categorias e parâmetros de terreno. (22)

Categoria do terreno	Z_0 [m]	Z_{min} [m]
I – Zona costeira exposta aos ventos de mar	0.005	1
II - Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura;	0.05	3
III - Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0.3	8
IV - Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1.0	15

Após calculado o valor da velocidade média, $V_m(Z)$, é possível proceder ao cálculo da pressão dinâmica de pico, $q_p(Z)$, dado pela seguinte equação (2.8):

$$q_b(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = C_e(z) \times q_b \quad (2.8)$$

Sendo:

ρ – massa volúmica do ar, com valor recomendado de 1.25 kg/m³;

$I_v(z)$ – intensidade de turbulência;

$C_e(z)$ – coeficiente de exposição em função da altura acima do solo e da categoria do terreno;

q_b – pressão dinâmica de referência dada pela expressão (2.9).

A força que simula a ação do vento na direção transversal, direção X, é representada na seguinte expressão (2.10).

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (2.9)$$

$$F_{w,x} = q_p(z) \times c_{f,x} \times A_{ref,x} \quad (2.10)$$

Sendo:

$c_{f,x}$ – coeficiente de força na direção X;

$A_{ref,x}$ – área de referência sobre a qual atua a ação do vento;

Na direção X, o valor de $c_{f,x}$ é igual a $c_{f,x,0}$, valor para o qual é necessário consultar o gráfico do EC1, relacionando este coeficiente com a razão b/d_{tot} , apresentado na Figura 2.24.

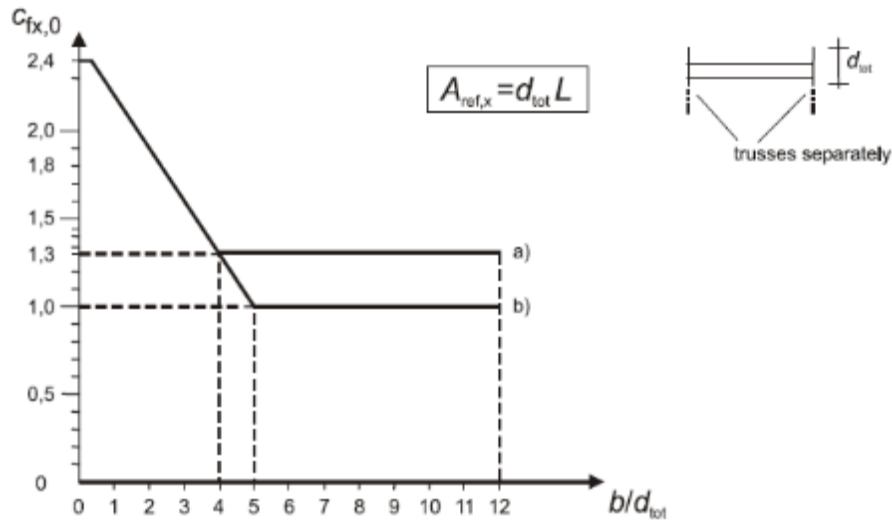


Figura 2.24 – Relação entre $c_{f,x,0}$ com a razão b/d_{tot} . (22)

O valor atribuído para o d_{tot} , depende dos parâmetros da Tabela 2.11.

Tabela 2.11 – Valores do d_{tot} . (22)

Barreiras de Segurança	Num lado	Nos dois lados
Guarda-corpo vazado ou guarda de segurança vazada	$d + 0.3 \text{ m}$	$d + 0.6 \text{ m}$
Guarda-corpo não vazado ou guarda de segurança não vazada	$d + d_1$	$d + 2 \times d_1$
Guarda-corpo vazado e guarda de segurança vazada	$d + 0.6 \text{ m}$	$d + 1.2 \text{ m}$

O valor da área de referência, A_{ref} , é calculado com base do d_{tot} acima indicado e o comprimento total do tabuleiro.

A força vertical da ação do vento, direção Z, o EC1 Parte 1 - 4 define com o Anexo Nacional, o valor do coeficiente da força $c_{f,z}$ é de ± 0.90 . A área de referência é, neste caso, igual à área em planta do tabuleiro.

Para a direção horizontal, Y, que atua na direção longitudinal do tabuleiro, o Anexo Nacional do EC1 define que se deve assumir 25% das forças assumidas na direção X para tabuleiros de vigas de alma cheia, e 50% para tabuleiros de vigas treliçadas.

Os valores reduzidos da ação do vento, fornecidos pelo EC1 – Parte 1 - 4 (22), são os seguintes:

$$\Psi_0 = 0.60;$$

$$\Psi_1 = 0.20;$$

$$\Psi_2 = 0.00.$$

5. Ações térmicas

A ação da temperatura pode ter uma grande influência nas estruturas, podendo provocar esforços significativos devido à dilatação e contração de diferentes elementos da estrutura quando impedidos de se deformar livremente.

Esta ação é referida no EC1 - Parte 1 - 5 (23), podendo resultar em duas vertentes: a variação diferencial de temperatura no tabuleiro e a variação uniforme de temperatura em toda a ponte. O tipo de tabuleiro, segundo os critérios do EC1, é classificado segundo a Tabela 2.12.

Tabela 2.12 - Valores recomendados da componente linear da variação de temperatura, para os diferentes tipos de tabuleiros. (23)

Tipo de tabuleiro	Face superior mais quente do que a face inferior	Face inferior mais quente do que a face superior
	$\Delta TM_{,heat}$ [°C]	$\Delta TM_{,cool}$ [°C]
Tipo 1: Tabuleiro de aço	18	13
Tipo 2: Tabuleiro misto aço-betão	15	18
Tipo 3: Tabuleiro betão: - Viga em caixão - Laje vigada; - Laje.	10 15 15	5 8 8

No Anexo Nacional, define-se a temperatura mínima e máxima do ar à sombra no local do projeto.

Para o efeito, são definidas três zonas para as condições de inverno (T_{min}) e outras três zonas para as condições de verão (T_{max}).

O cálculo das temperaturas uniformes mínimas e máximas da ponte é realizado de acordo com a informação presente na Figura 2.25, considerando o tipo de tabuleiro em estudo.

O valor da variação de temperatura uniforme está ainda dependente da temperatura do ambiente durante o faseamento construtivo, T_0 . Os valores a considerar para as variações uniformes de temperatura são apresentados nas seguintes expressões:

$$\text{Contração: } \Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\text{min}} - T_0 \quad (2.11)$$

$$\text{Expansão: } \Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\text{max}} - T_0 \quad (2.12)$$

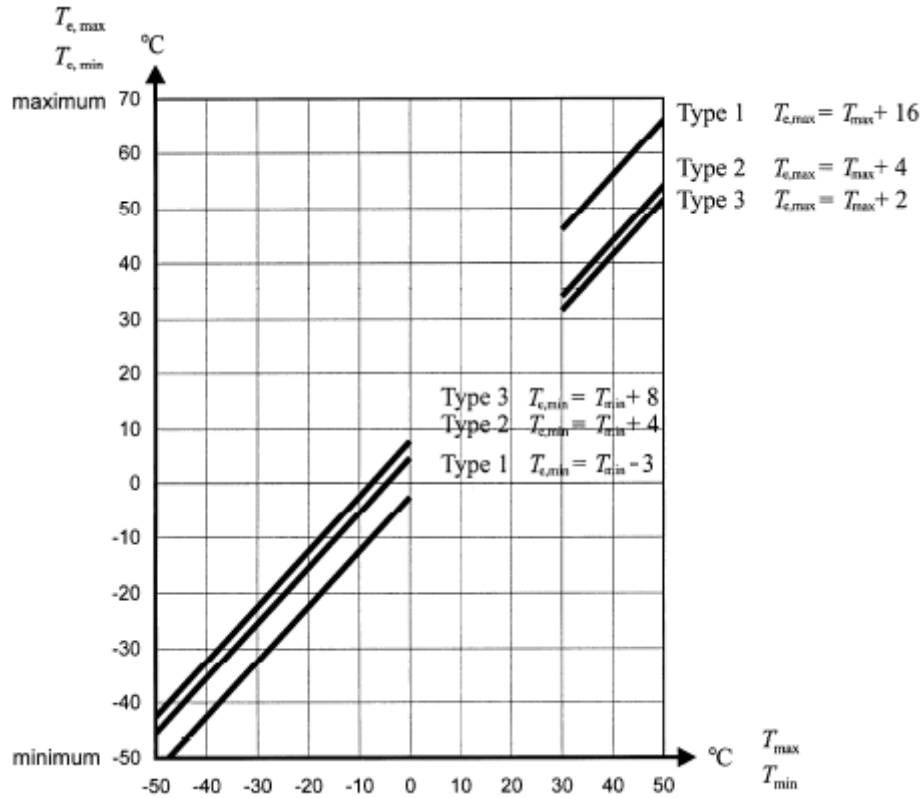


Figura 2.25 – Correlação entre as temperaturas máximas/mínimas do ar à sombra e a componente da variação máxima da temperatura em pontes. (23)

Os valores reduzidos para esta ação são:

$$\Psi_0 = 0.60;$$

$$\Psi_1 = 0.50;$$

2.2.2 Ações dinâmicas

1. Ação sísmica

A análise sísmica depende de vários fatores, tais como o local de implantação, o tipo de terreno e a classe de importância da obra de arte. Após estas considerações iniciais é possível determinar o espectro de resposta e sujeitar a estrutura a uma análise espectral.

Zonamento do território

O zonamento do território faz a divisão geográfica em função da natureza e da intensidade sísmica de uma região. Esta divisão territorial é definida pelo Anexo Nacional por concelhos de forma gráfica na Figura 2.26. Note-se que a intensidade vai reduzindo da zona 1 para a zona 6, caso se trate de sismos do tipo 1 (sismo afastado) ou da zona 1 para a 5 para sismos do tipo 2 (sismo próximo).

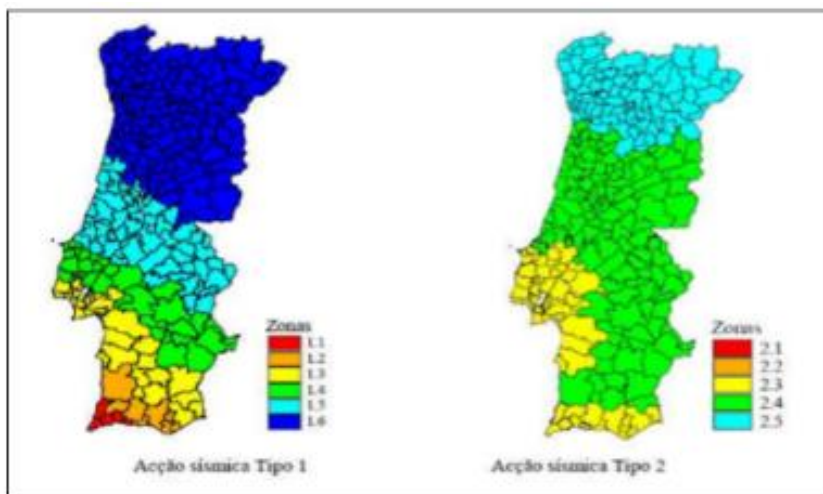


Figura 2.26 – Zonamento sísmico em Portugal Continental. (24)

Esta divisão territorial influencia diretamente o valor de referência da aceleração máxima à superfície do tipo de terreno referido no Anexo Nacional.

Tipo de terreno

Após a identificação da zona é necessário definir o tipo de terreno que se encontra no local de implantação da estrutura, parâmetro que influencia a ação sísmica. A Tabela 2.13 caracteriza cada tipo de terreno.

Tabela 2.13 – Tipos de terreno. (24)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		Vs,30 [m/s]	NSPT	Cu [kPa]
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo 5 m de material mais fraco à superfície.	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180 - 360	15 - 50	70 - 250

D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole ou dura.	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s.			
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água.	< 100 (indicativo)	-	10 - 20
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S1.			

Espectro de resposta

Conhecido o zonamento territorial e o tipo de terreno, processa-se a quantificação da ação sísmica num formato possível de análise. O EC8 refere que a ação sísmica seja descrita e quantificada pelos espectros de resposta que se assumem numa representação gráfica do valor máximo de resposta quando solicitados pela ação sísmica. Este valor depende do período de vibração e do coeficiente de amortecimento da estrutura

O espectro de resposta elástico, Figura 2.27, é determinado analiticamente onde são considerados todos os parâmetros que influenciam a ação sísmica.

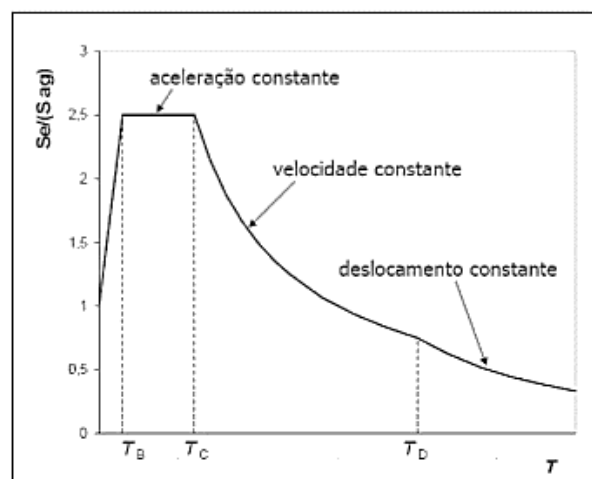


Figura 2.27 – Espectro de resposta elástico. (25)

CAPÍTULO 2

Analiticamente:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \times S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \times 2.5 - 1) \right] \quad (2.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \quad (2.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (2.15)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (2.16)$$

Sendo que:

$S_e(T)$ – espectro de resposta elástico;

T – período de vibração de um sistema com um grau de liberdade;

a_g – aceleração;

T_B – limite inferior do ramo da aceleração constante;

T_C – limite superior do ramo da aceleração constante;

T_D – valor que define o início do ramo do descolamento constante;

S – fator do tipo de terreno;

η – fator de correção do amortecimento.

Na Tabela 2.14 são apresentados os valores a ter em consideração para os parâmetros do espectro de resposta imposto pelo EC8 para a Ação Sísmica do Tipo 1 e na Tabela 2.15 para a ação sísmica do tipo 2.

Tabela 2.14 – Valores a considerar para o espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo 1. (24)

Tipo de terreno	$S_{m\acute{a}x}$	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1.0	0.1	0.6	2.0
B	1.4	0.1	0.6	2.0
C	1.6	0.1	0.6	2.0
D	2.0	0.1	0.8	2.0
E	1.8	0.1	0.6	2.0

Tabela 2.15 - Valores a considerar para o espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo 2. (24)

Tipo de terreno	$S_{m\acute{a}x}$	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1.0	0.1	0.25	2.0
B	1.35	0.1	0.25	2.0
C	1.6	0.1	0.25	2.0
D	2.0	0.1	0.30	2.0
E	1.8	0.1	0.25	2.0

Para definir o espectro de resposta é ainda necessário definir a classe de importância da estrutura, dividido pelo EC8 da seguinte forma (24):

Classe I – Edifícios de pouca importância para a segurança pública;

Classe II – Edifícios comuns, não pertencentes às outras classes;

Classe III – Edifícios cuja integridade após um sismo é importante para a sociedade;

Classe IV – Edifícios de importância vital cuja operacionalidade deve ser assegurada mesmo para um sismo muito forte;

Os coeficientes de importância γ_1 , indicados no Anexo Nacional, são apresentados na Tabela 2.16 e são considerados através da seguinte expressão:

$$a_g = \gamma_1 \times a_{gR} \quad (2.17)$$

Tabela 2.16 – Coeficientes de importância γ_1 . (24)

Classe de importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0.65	0.75	0.85
II	1.00	1.00	1.00
III	1.45	1.25	1.15
IV	1.95	1.50	1.35

2. Efeito dinâmico dos peões

Com a evolução contínua na construção de pontes pedonais, tornando-as mais leves e esbeltas, há consequentemente o acréscimo de vibrações impostas pela circulação.

A frequência da passada do ser humano aproxima-se da frequência natural de vibração das estruturas, devido à leveza das pontes pedonais. As frequências, geralmente muito baixas, facilmente se igualam à ação dos peões.

Neste sentido, é necessária uma profunda análise de modo a evitar a ocorrência de vibrações incômodas aos utilizadores e caso as vibrações se igualem, a possível rotura da estrutura.

O ser humano produz uma ação com componentes em três direções principais: vertical, horizontal-longitudinal e horizontal-lateral.

É importante definir os seguintes parâmetros no estudo da ação individual sobre a estrutura: a frequência da passada, a velocidade e a função temporal do carregamento.

A frequência da passada é definida pelo número de passos dados num intervalo de tempo. Com base neste conceito foram realizados diversos estudos de modo a determinar a frequência com vários tipos de andamento, resultando na Tabela 2.17.

Tabela 2.17 – Frequência da passada consoante o tipo de movimento.

Tipo de movimento	Frequência da passada, f_p (Hz)
Caminhada lenta	1.7
Caminhada normal	2.0
Caminhada rápida	2.3
Corrida lenta	2.5
Corrida rápida	> 3.2

A velocidade do pé, v_p , é relacionada com a frequência da passada em função do comprimento do passo, l_p , podendo desta forma, diferentes pessoas terem frequências de passada diferentes, e, mesmo assim, terem a mesma velocidade, dependendo do comprimento da passada.

$$v_p = f_p \times l_p \tag{2.18}$$

Através deste conceito foi possível relacionar os comprimentos da passada e a velocidade do pé em diferentes movimentos, apresentados na Tabela 2.18.

Tabela 2.18 – Relação entre comprimento da passada e velocidade do pé.

Tipo de movimento	V_p (m/s)	l_p (m)
Caminhada lenta	1.1	0.6
Caminhada normal	1.5	0.75
Caminhada rápida	2.2	1.00
Corrida lenta	3.3	1.30
Corrida rápida	> 5.5	1.75

Um peão quando caminha está em contacto contínuo com um pavimento, isto é, em qualquer instante, pelo menos um pé está em contacto com o solo, produzindo uma certa verificação. No momento em que os dois pés estão em contacto com o solo há outro período associado a esse instante.

Quando o peão corre ou salta, já não é considerado uma carga contínua, mas pode ser considerada uma função quase periódica que represente esse efeito.

Também a análise do efeito de peões e o número de utilizadores que atravessam o pavimento, tem influência nas ações dinâmicas a que a estrutura está sujeita. Este é um conceito de relativa complexidade pois os movimentos, velocidade e comprimento da passada diferem de pessoa para pessoa.

Quando a frequência provocada pelos utilizadores e a frequência natural da estrutura coincidem, a estrutura entra em ressonância.

A ressonância provoca essencialmente uma ampliação da resposta dinâmica, e, como maior consequência, provoca a instabilidade da estrutura, podendo causar o seu colapso.

Este fenómeno pode ser evitado se a frequência natural da estrutura estiver fora da gama de valores compreendidos para os valores que se referem à frequência dos peões. A resposta dinâmica da estrutura pode também ser reduzida aumentando o seu amortecimento natural.

Existem algumas soluções convencionais que minimizam eficazmente o efeito dinâmico dos peões nas obras de arte. Estas soluções têm como objetivo a sintonização da frequência através do aumento da rigidez da estrutura, a colocação de elementos que aumentam diretamente o amortecimento e o aumento da massa na estrutura.

Aumento da rigidez da estrutura

Com o aumento da rigidez da estrutura, o intervalo de valores para a frequência natural da estrutura será maior, fazendo com que se afaste dos valores da frequência natural dos peões.

O aumento da rigidez da estrutura passa por soluções estruturais simples, como por exemplo, a colocação de tirantes e a colocação de guarda corpos.

Aumento do amortecimento

O aumento do amortecimento da estrutura é outra das soluções utilizadas principalmente em pontes pedonais.

Há várias soluções para o aumento do amortecimento com diversificados materiais. Para a ocorrência de pequenas vibrações, o amortecimento natural ocorre principalmente pelo próprio comportamento do material. Já quando a amplitude de frequências atinge valores significativos, os efeitos provocados pelas vibrações, são essencialmente visíveis nas ligações e nos aparelhos de apoio.

CAPÍTULO 2

Para um aumento do amortecimento correto e eficaz, é possível a instalação de um sistema de amortecimento de vibrações nos tabuleiros das pontes.

Aumento da massa

O aumento da massa da estrutura passa pelo aumento do peso global da ponte, o que reduz diretamente as vibrações induzidas pelos utilizadores.

Porém, para ser eficaz, será necessário um grande aumento da massa, conseqüentemente um aumento das cargas permanentes da ponte, o que poderá condicionar significativamente as soluções estruturais escolhidas para a obra de arte.

CAPÍTULO 3

CONDICIONANTES DO PROJETO

3.1 LOCALIZAÇÃO DAS OBRAS

As obras de arte em projeto localizam-se em dois diferentes distritos: o distrito de Braga, mais propriamente no concelho de Esposende, freguesia de São Paio de Antas; e o distrito de Viana do Castelo, concelho de Viana do Castelo, freguesia de Castelo do Neiva. Estas obras inserem-se na construção de circuito pedonal previsto no âmbito das atividades da Sociedade Polis Litoral Norte, para melhoramento da zona de intervenção.

Um estudo (1), desenvolvido pela FEUP, servirá como apoio de enquadramento e de delimitação das bacias hidrográficas. O projeto de melhoramento da zona litoral acima citado pretende a criação de um passadiço pedonal e para velocípedes, circundando toda a área abrangida num troço de 1.5 km de extensão do rio, desde a foz do rio, procurando promover o melhoramento litoral.

A Figura 3.1 ilustra a área que será intervencionada pela Polis Litoral Norte. Este projeto pretende focar-se na conceção de duas pontes pedonais, fazendo a união do circuito pedonal em torno de ambas as margens do rio Neiva.



Figura 3.1 – Delimitação da área em estudo e localização das pontes (secção I – Ponte da Foz; secção II – Ponte do Açude). (1)

CAPÍTULO 3

As pontes pedonais serão projetadas para duas diferentes zonas, uma a montante, junto a uma área de lazer que circunda uma capela, a Capela de Santa Tecla, tratando-se de um local bastante procurado pela população local a fim de motivos religiosos. Procura-se fazer um enquadramento paisagístico do local de modo a uma melhor compreensão do local de implantação em estudo com as Figura 3.2 a Figura 3.4.



Figura 3.2 – Açude a montante do rio Neiva.



Figura 3.3 – Área de lazer na margem direita do rio.



Figura 3.4 – Capela localizada na margem direita do rio.

A segunda ponte, a ponte da Foz, será implantada na foz do rio, Figura 3.5, pretendendo fazer a ligação do circuito pedonal na zona mais litoral, tornando-o num percurso pedonal fechado, como remete a Figura 3.1.



Figura 3.5 – Local de implantação da segunda ponte.

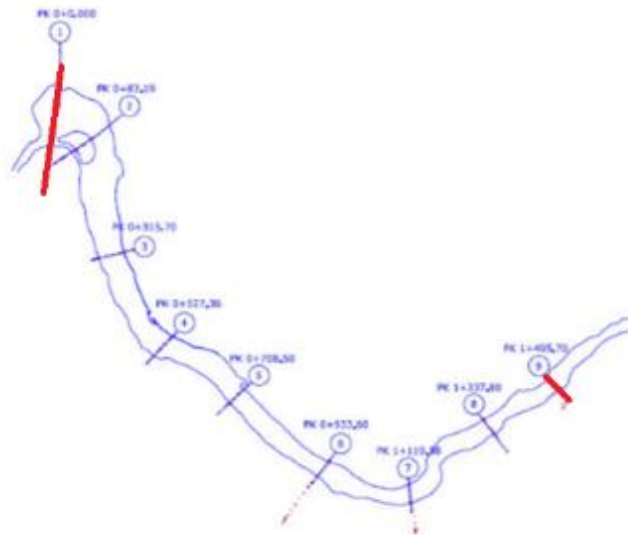


Figura 3.7 – Secções transversais do rio Neiva. (1)

Com base em vários parâmetros foi possível obter a Tabela 3.2 remontando aos caudais de escoamento em cada secção transversal analisada.

Tabela 3.2 - Caudais de escoamento. (1)

Secção	Distância à foz [m]	Cota [m]	Nível da superfície livre de escoamento (m)		
			Q = 195 m ³ /s	Q = 330 m ³ /s	Q = 430 m ³ /s
9	1529.0	0.66	4.08	4.65	5.42
8	1363.7	1.12	3.97	4.54	5.29
7	1135.0	0.14	3.82	4.37	5.12
6	948.9	0.53	3.69	4.19	4.93
5	723.9	0.78	3.51	3.96	4.68
4	546.0	0.40	3.35	3.73	4.43
3	336.5	0.72	3.17	3.40	3.97
2	96.7	0.49	3.03	3.09	3.29
1	0	0.44	3.00	3.00	3.00

Com estes valores foi possível determinar as linhas de regolho para os diferentes períodos de retorno, como mostra a Figura 3.8.

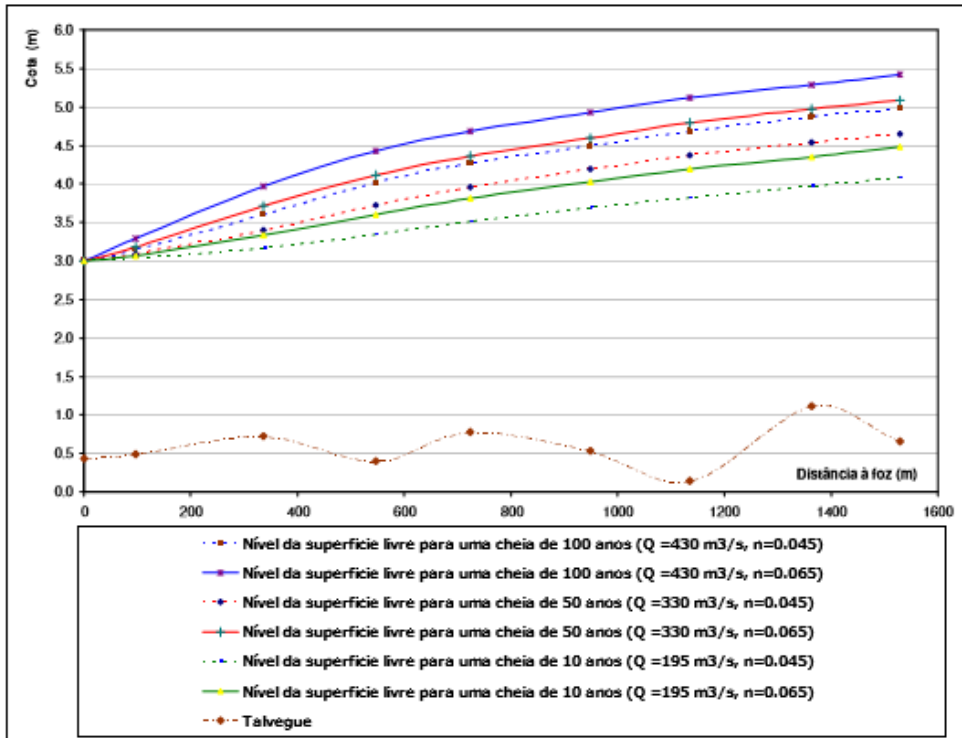


Figura 3.8 – Linhas de regolfo obtidas para os diferentes períodos de retorno. (1)

Através da representação das linhas de regolfo é possível determinar a cota mínima de implantação para a ponte da Foz, a 0 km da Foz, é de 3.0 m e aproximadamente 4.5 m para a ponte do Açude.

Com estes dados representou-se as áreas inundáveis, Figura 3.9, correspondentes às cheias para os diferentes períodos de retorno. Este enquadramento, com base na informação fornecida pela Polis Litoral Norte, torna-se imprescindível para garantir que as pontes serão projetadas a uma cota superior, garantindo que não se encontram na área inundável, para o período de retorno de 50 anos.

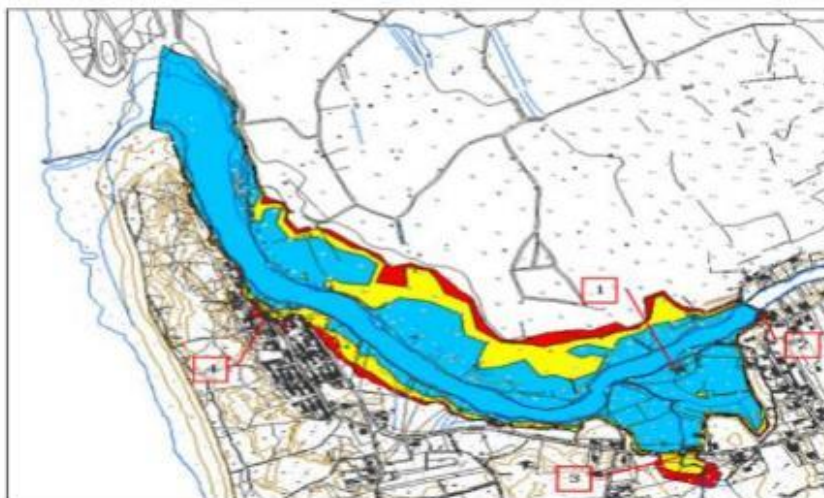


Figura 3.9 – Áreas inundáveis (azul – cheia de 10 anos; amarelo – cheia de 50 anos; vermelho – cheia de 100 anos). (1)

3.2.2 Condicionantes de funcionalidade

A largura do tabuleiro representa outra condicionante, sendo recomendado na bibliografia, para uma ponte pedonal apenas com acesso pedestre a largura entre 2.50 m e 3.00 m e 3.50 m para pedestres e velocípedes, como referido nas condicionantes da secção no Capítulo 2.

Ambas as pontes em estudo serão para dupla utilização, ou seja, para acesso pedestre e de velocípedes. No entanto, como a zona em estudo não representa uma zona de forte afluência, é pouco provável que ambas as utilizações sejam feitas em simultâneo, não estando, por isso, prevista a delimitação das respetivas vias pedonais e velocipédicas. Por este motivo, foi adotado o valor de 3.00 m para os dois tabuleiros. A altura dos guarda-corpos, de modo a garantir a máxima segurança e conforto durante a sua utilização, foi considerada de 1.10 m.

A Figura 3.10 a) mostra a secção transversal com o guarda-corpos inclinado ligeiramente para o lado exterior para que a área transitável do tabuleiro não seja afetada.

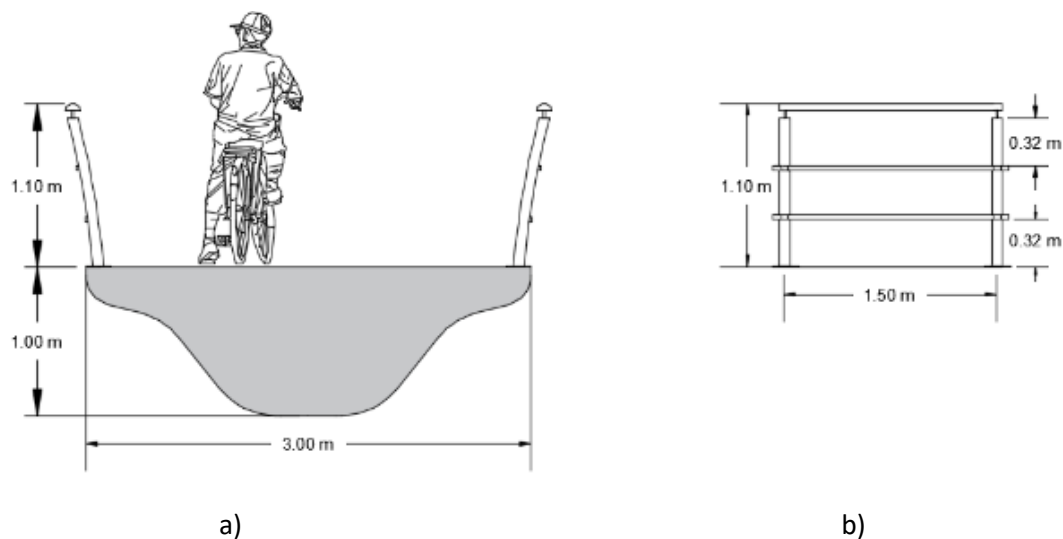


Figura 3.10 – a) secção transversal com os guarda-corpos; b) alçado do guarda-corpo.

3.2.3 Condicionantes geológicas

A geologia detalhada do local de implantação das pontes é desconhecida. A análise foi feita com base em cartas geológicas portuguesas disponibilizadas pelo Laboratório Nacional de Energia e Geologia (LNEG).

Iterativamente, conforme apresentado na Figura 3.11, é possível consultar o tipo de solo presente em território nacional. O portal fornecido pelo LNEG aborda o tipo de material presente em toda a área portuguesa, no entanto, não faz referência às profundidades das camadas em que se encontra o material descrito.



Figura 3.11 – Carta de geologia nacional iterativa. (26)

A Figura 3.12 remete para a informação pormenorizada do tipo de solo encontrado nas zonas de implantação. A secção I diz respeito à zona de implantação da ponte do Açude, já a secção II, à ponte da Foz.

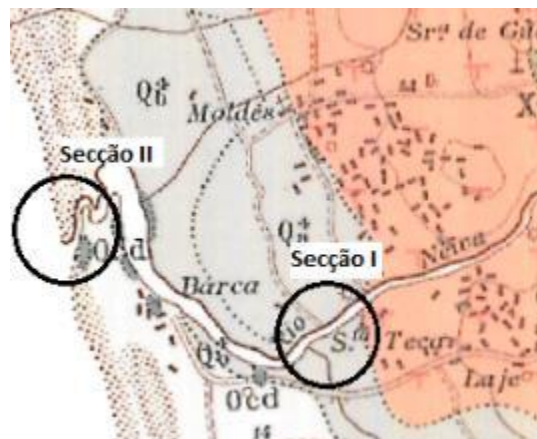


Figura 3.12 – Pormenor do tipo de solo nas zonas de implantação (Secção I – ponte do Açude; secção II – ponte da Foz). (26)

Com base na informação disponibilizada, a secção I é composta maioritariamente por aluvião e a secção II por areia. Esta informação torna-se incompleta para futuro desenvolvimento das fundações a implantar. Para validação das futuras fundações será necessário fazer sondagens no local para validação da solução escolhida ou o necessário ajuste da solução.

3.3 IMPLANTAÇÃO DA PONTE

3.3.1 Levantamento topográfico

O levantamento topográfico foi realizado com a ajuda de um topógrafo e a colaboração da autora deste projeto, resultando no levantamento topográfico (27) das duas áreas a serem intervencionadas. Este levantamento foi efetuado com recurso ao teodolito como se pode observar na Figura 3.13.



Figura 3.13 – Topógrafo a efetuar o levantamento utilizando o teodolito.

O teodolito é utilizado para medir distâncias e ângulos, sendo capaz de os armazenar internamente e correlacionar todos os pontos à mesma origem, mesmo que a estação seja deslocada. A Figura 3.14 mostra a referência do teodolito utilizado para o levantamento topográfico.



Figura 3.14 – Referência do teodolito utilizado.

CAPÍTULO 3

Deste levantamento topográfico resultaram os mapas altimétricos da Figura 3.15 e Figura 3.16, relativos à zona de implantação do Açude e da Foz, respectivamente. O levantamento topográfico será apresentado no Anexo 2.

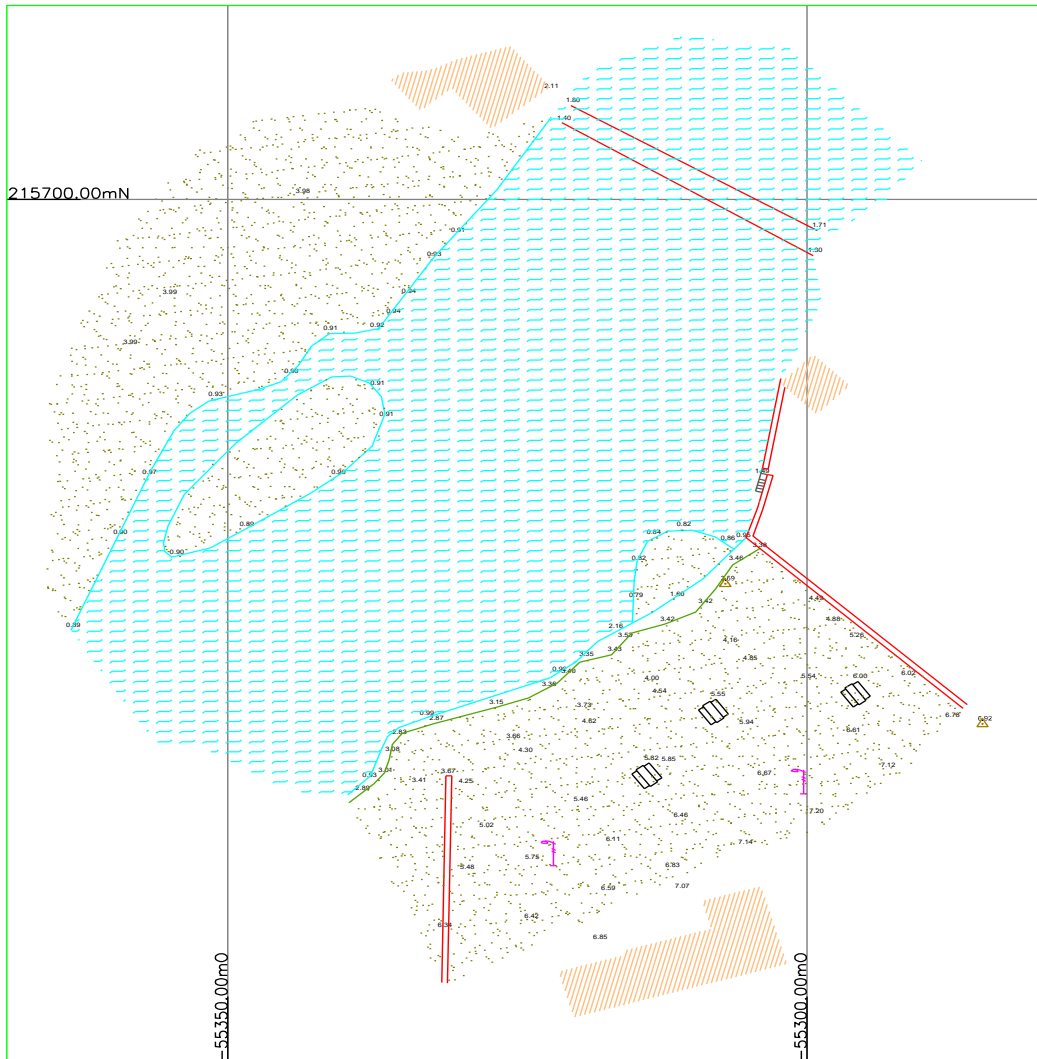


Figura 3.15 – Levantamento topográfico da área do Açude.

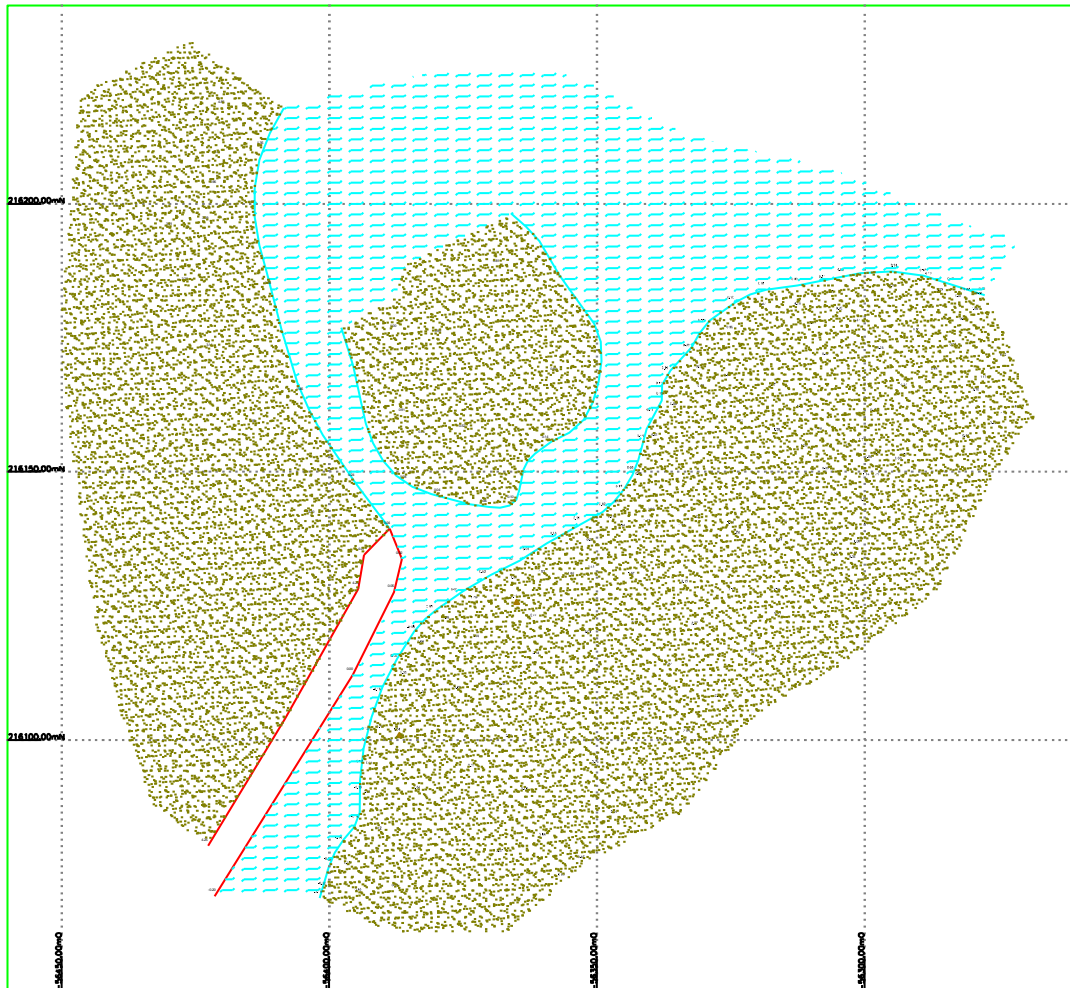


Figura 3.16 - Levantamento topográfico da área da Foz.

3.3.2 Implantação da ponte

Numa fase inicial abordou-se a implantação da ponte do açude. Sendo este um local de lazer e com um acréscimo de beleza devido ao açude, foi pensado implantar a ponte alguns metros a jusante do açude, de modo a ser possível a sua contemplação aquando da travessia da ponte. A localização dos encontros de arranque da ponte encontra-se assinalada na Figura 3.17.

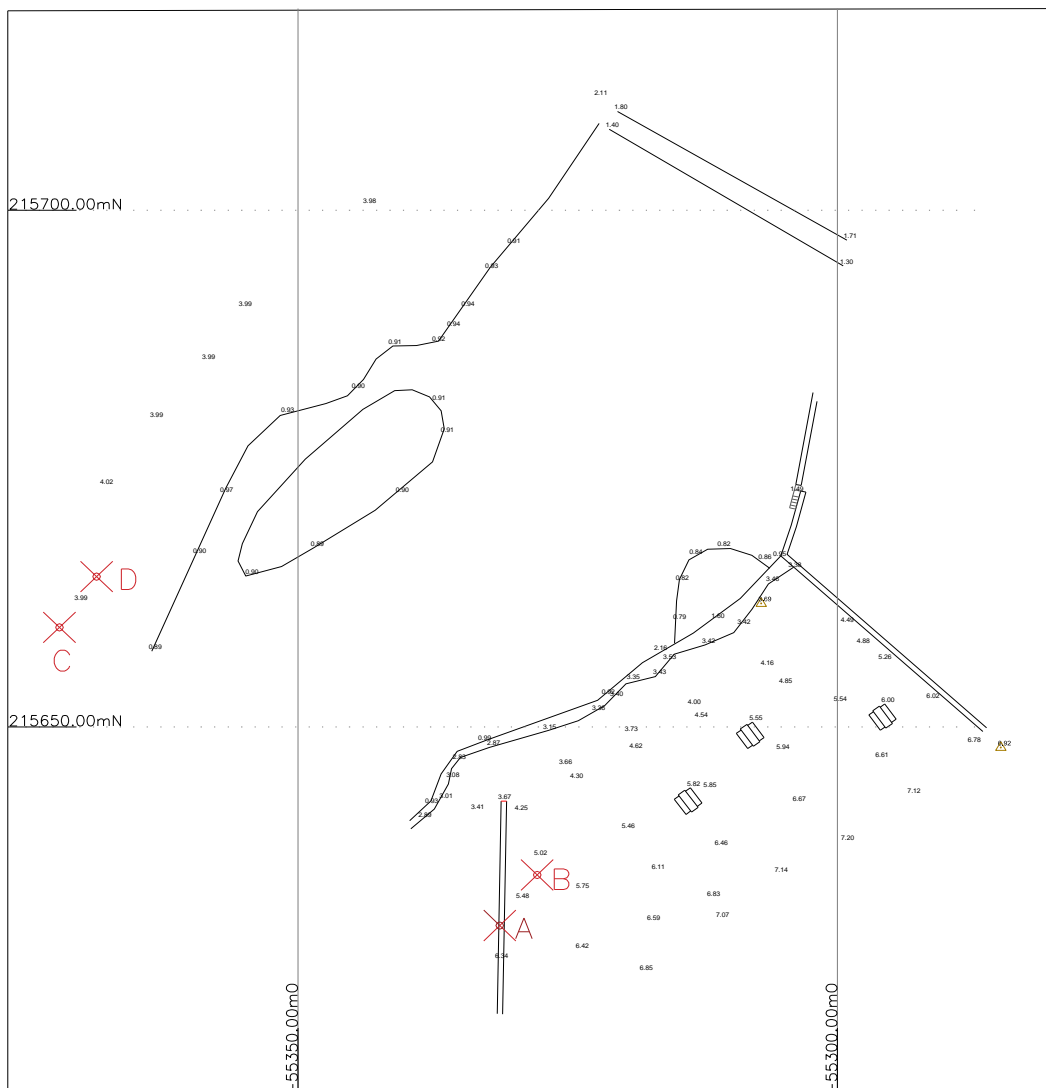


Figura 3.17 – Localização de implantação da ponte do Açude.

A Tabela 3.3 apresenta cartograficamente a localização dos pontos de arranque do tabuleiro.

Tabela 3.3 – Localização dos pontos de implantação.

Ponto	M	P	Cota ao eixo (m)
A	55329.61	215480.39	5.48
B	55327.83	215479.45	
C	55370.47	215661.53	3.99
D	55367.92	215664.38	

Esta primeira decisão torna-se imprescindível para todos os futuros passos: análise das cotas, inclinações e vão da ponte, valores apresentados na Figura 3.18.

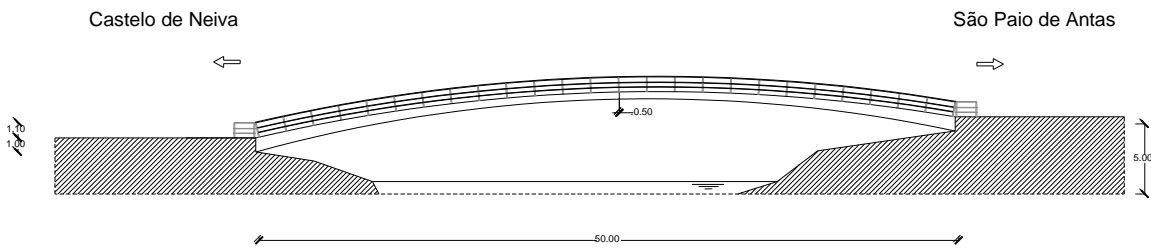


Figura 3.18 – Altimetria e vão da ponte.

Devido à diferença de cotas de ambas as margens, e de modo a alterar a paisagem o menos possível, adotou-se uma cota inferior à recomendada para o período de retorno de 50 anos. Mas como pode observar-se na Figura 3.9, a margem de São Paio de Antas encontra-se mais propícia e com uma maior área de inundação. Sobrepondo a planta de implantação com a planta das áreas inundadas, verifica-se que a cota do encontro da freguesia de Castelo do Neiva, devido ao vão da ponte, está fora da área delimitada para inundação. Assim sendo, não cumpre a cota mínima recomendada, mas o seu ponto do encontro está fora da zona considerada para inundações, como a ponte é em arco, a cota aumentará longitudinalmente, não estando sujeita a inundações.

A ponte da Foz, procede do mesmo pensamento da ponte do Açude, garantir que cumpre os requisitos impostos pela condicionante mais gravosa, a área propícia a inundações.

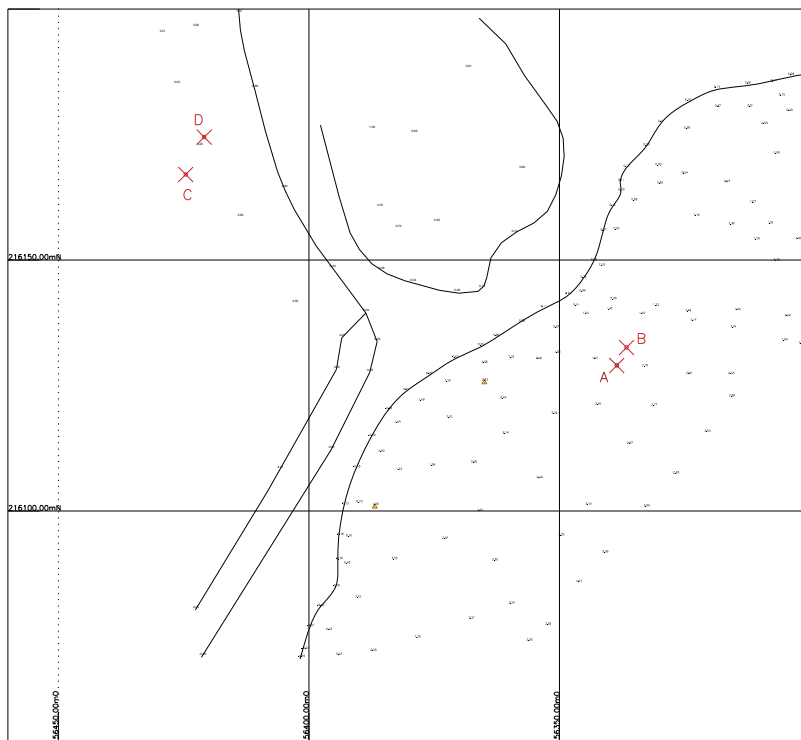


Figura 3.19 - Localização de implantação da ponte da Foz.

Tabela 3.4 - Localização dos pontos de implantação.

Ponto	M	P	Cota ao eixo (m)
A	56338.17	216129.91	2.0
B	56336.74	213166.34	
C	56512.58	216171.22	3.2
D	56420.92	216175.67	

A cota do terreno da margem esquerda, encontra-se naturalmente à cota de implantação, já a cota da margem direita não. A cota do terreno natural é de 2.00 m, sendo necessário posteriormente fazer um passadiço de acesso desde o final do encontro da margem esquerda até atingir a cota de terreno de 3.20 m, como pretende demonstrar a Figura 3.20.

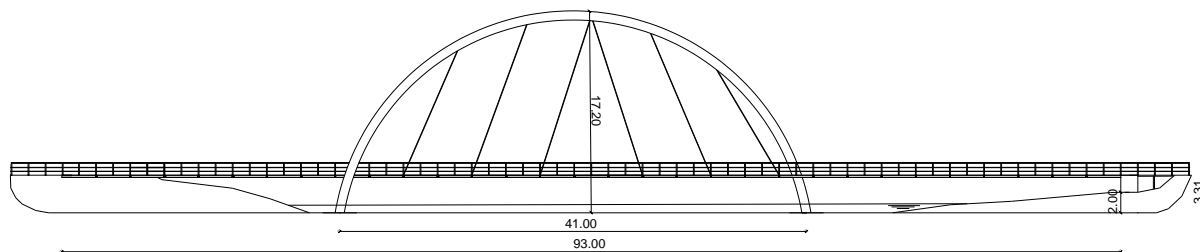


Figura 3.20 – Altimetria e vãos da ponte da Foz.

CAPÍTULO 4

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA PONTE DO AÇUDE

4.1 CONCEÇÃO E DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

Tendo em conta o vão a vencer e os condicionamentos expostos, surgiu a ideia de uma ponte em arco autoportante, conforme se representa na Figura 4.1. Esta solução apresenta a grande vantagem de o rio Neiva continuar livre, não havendo necessidade de introduzir pilares no leito do rio.

Numa primeira fase, em que a única informação existente eram as margens dos rios, começou-se por traçar duas retas usando a inclinação máxima.

Sendo conhecidos três pontos, os pontos de arranque das margens e o ponto de intersecção das retas com inclinação máxima, foi possível traçar um arco que abrange os três pontos obtidos.

Pretendeu-se ajustar o arco inicialmente definido pela intersecção das retas a uma parábola, garantido assim maior eficiência do sistema estrutural. Note-se que a parábola é a forma que melhor se ajusta quando se trata de cargas aplicadas uniformemente em toda a extensão da estrutura, uniformizando assim a distribuição de esforços e permitindo tirar partido da resistência à compressão do betão.

A ponte tem assim um vão de 50 m, com diretriz reta, vencendo um desnível de 1.50 m entre os encontros. A rasante do arco atinge a cota máxima de 7 m a 18 m da margem da freguesia de São Paio de Antas. A diretriz da ponte é apresentada no Anexo 2.

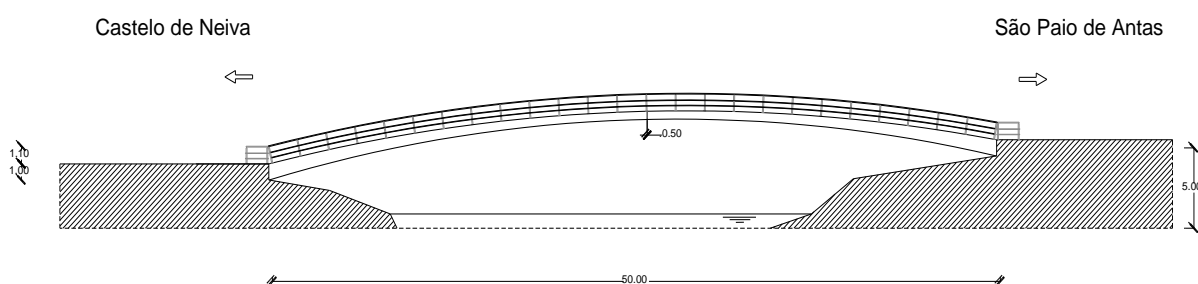


Figura 4.1 – Variação longitudinal do tabuleiro.

Adotou-se, para o arco, uma secção transversal com altura variável, sendo que, no ponto de cota máxima, o tabuleiro tem metade da altura da secção junto aos encontros. Ou seja, o tabuleiro arranca com uma altura de 1.00 m de ambas as margens e tem um decréscimo gradual até atingir os 0.50 m, no ponto de cota máxima da ponte, conforme representado na Figura 4.1.

Pretendia-se que a secção fosse esbelta e com um formato arredondado para visualmente transmitir uma sensação de leveza, ilustrada na Figura 4.2. Como referido anteriormente, a sua altura será variável, entre 0.50 a 1.00 m, mas apresenta algumas dimensões fixas. Apresenta uma largura constante de 3 m ao longo de toda a extensão, as suas abas laterias com 0.25 m e os seus raios de curvatura com 0.50 m.

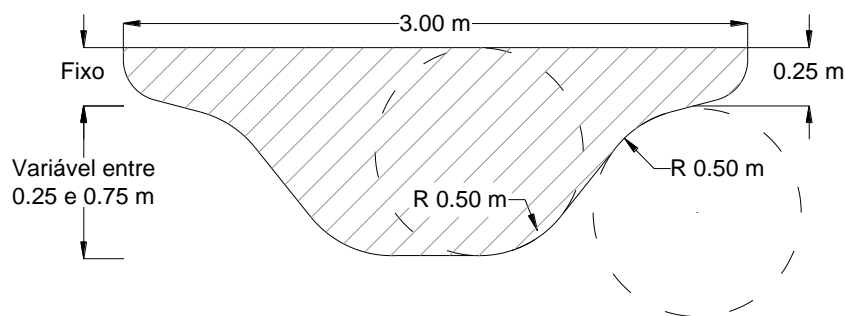


Figura 4.2 – Secção transversal do tabuleiro.

Tendo em conta a caracterização geotécnica, provisória face à informação disponível, admitiu-se, no local de implantação da ponte, um terreno arenoso com rocha à profundidade de 20 m. Assim se propõe a fundação indireta dos dois maciços de arranque do arco por intermédio de estacas até à rocha.

Relativamente aos guarda corpos, e para continuar com o formato arredondado da secção, esteticamente, optou-se por prevê-los com uma curvatura e um ângulo de desvio no arranque de 9° . Esta ligeira curvatura surge para o exterior de modo a não ocupar espaço na secção circulável da ponte, conforme ilustrado na Figura 4.3.

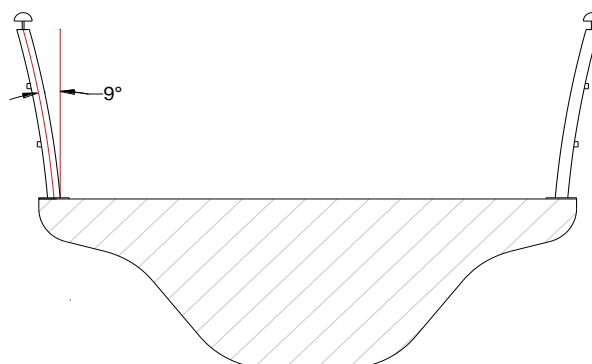


Figura 4.3 – Guarda-corpos.

Apresenta-se entre as Figura 4.4 a Figura 4.8 algumas vistas da modelação da ponte tridimensional no programa da Autodesk, *Autocad 3D*.



Figura 4.4 – Vista frontal da ponte do Açude.



Figura 4.5 – Vista superior da ponte em diretriz reta.

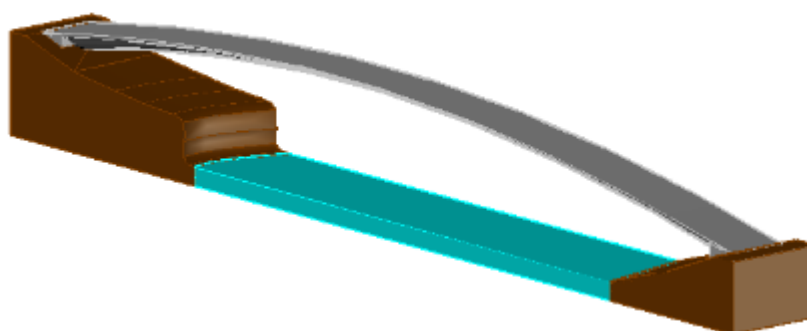


Figura 4.6 – Implantação da ponte no terreno natural tridimensionalmente.

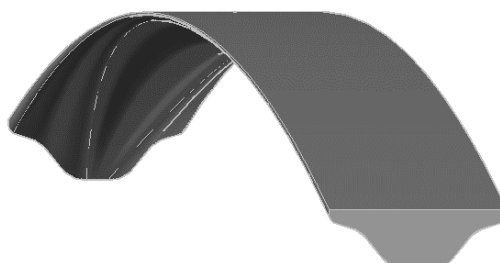


Figura 4.7 – Pormenorização da secção transversal e da curvatura do tabuleiro.



Figura 4.8 – Elementos estruturais: tabuleiro da ponte, maciços de encabeçamento e estacas de fundação.

4.2 MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.2.1 Modelo global do tabuleiro

Para analisar o comportamento global da ponte e para quantificar os esforços para dimensionamento estrutural do tabuleiro e das fundações, utilizou-se o programa da Autodesk, Robot Structural Analysis Professional 2017.

A ponte pedonal do Açude contém uma secção longitudinal variável, e, para correta representação do modelo, houve especial cuidado para conseguir representar o seu arco estrutural.

Para conseguir representar o efeito da parábola pretendido, foi necessário segmentar a estrutura e proceder ao levantamento de todas as cotas, de 0.50 m em 0.50 m, longitudinalmente.

Após este levantamento foi realizado um ajuste de todos os pontos, feita a substituição dos pontos num polinómio de segundo grau, e assim se obtiveram os pontos que representam a parábola representada na Figura 4.9. O levantamento altimétrico longitudinal encontra-se no Anexo 3.

A Figura 4.10 ilustra a modelação do tabuleiro no programa de cálculo estrutural.

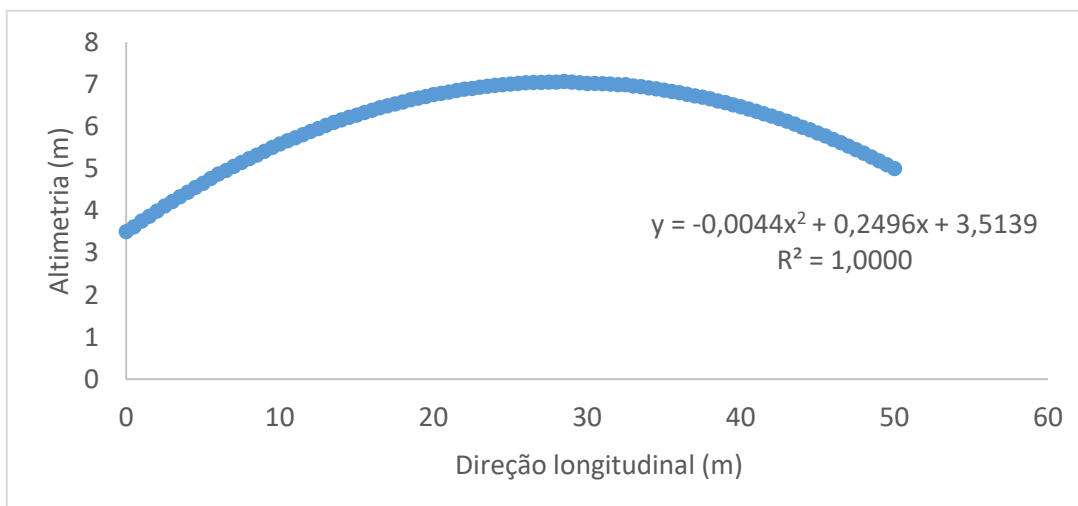


Figura 4.9 – Representação parabólica do arco.



Figura 4.10 - Representação do arco no programa de elementos finitos.

Além de ser necessário registrar a variação das cotas da ponte por ser um arco, outra condicionante no momento da modelação foi a variação da altura da secção transversal, que varia entre 1.00 e 0.50 m, e consequentemente das suas propriedades mecânicas.

Foi necessário fazer a leitura da altura do tabuleiro de 0.50 m em 0.50 m ao longo de todo o comprimento longitudinal para definição do contorno da respectiva secção transversal. apresentados no Anexo 3, para fazer a correta representação de todas as secções, representadas na Figura 4.11 e Figura 4.12.

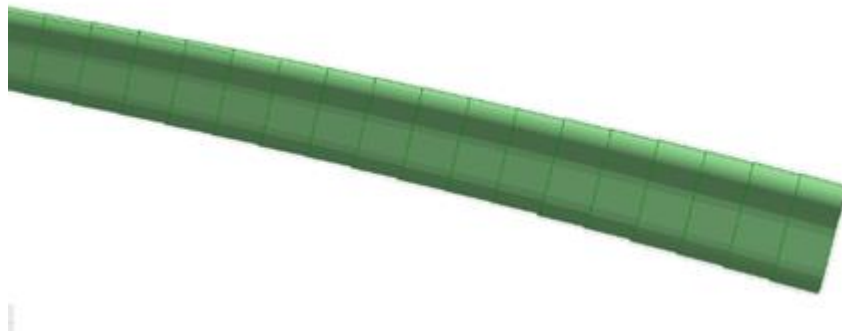


Figura 4.11 – Variação da altura do tabuleiro longitudinalmente.

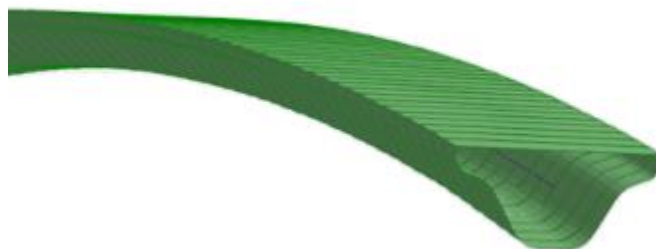


Figura 4.12 – Variação da secção transversal.

A secção transversal representativa de cada barra foi desenhada no Autocad e posteriormente importada para o programa de cálculo Robot. No Robot procedeu-se à análise das suas propriedades mecânicas. Mostram-se essas propriedades para duas secções representativas, nas Figuras 4.13 a 4.16.

Para a secção com a altura de 1.00 m:

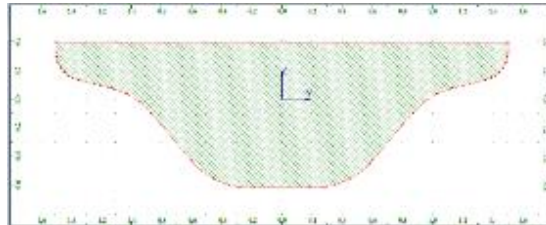


Figura 4.13 – Secção transversal com 1.00 m de altura.

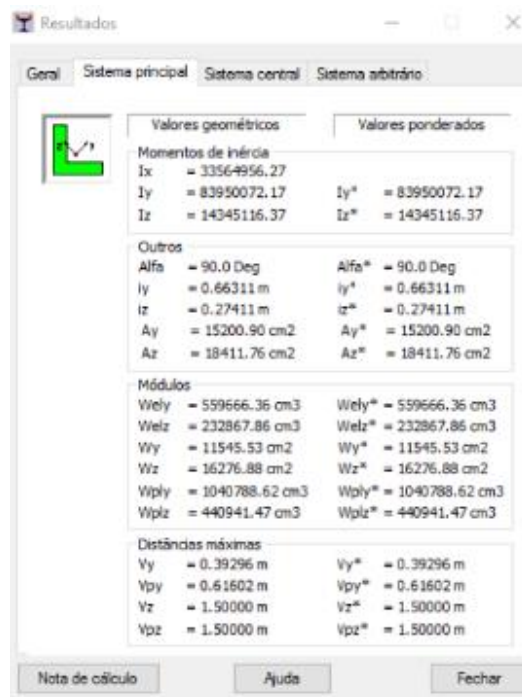


Figura 4.14 – Características mecânicas da secção.

Para a secção com a altura de 0.50 m

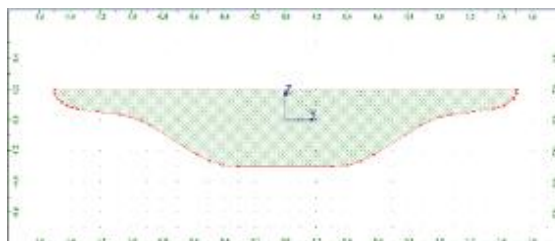


Figura 4.15 - Secção transversal com 0.50 m de altura.

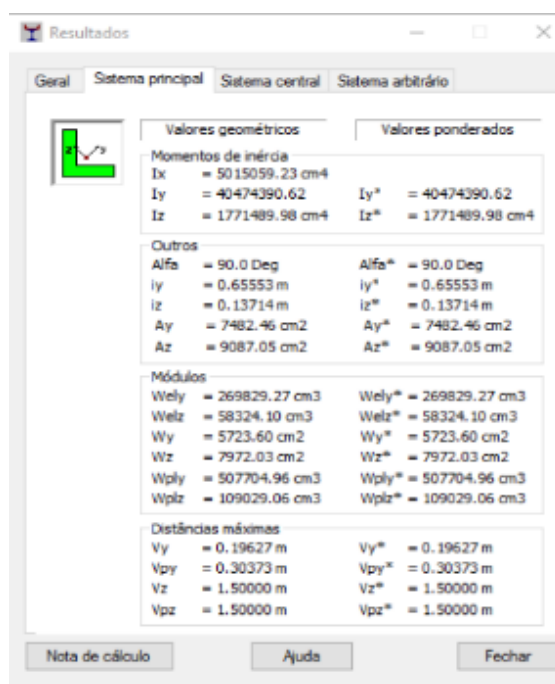


Figura 4.16 – Características mecânicas da secção.

4.2.2 Condições de apoio

Os encontros serão em betão armado fundados em fundações indiretas, por intermédio de estacas moldadas *in situ*. No modelo numérico foram adotados encastramentos perfeitos no arranque do arco, conforme mostra a Figura 4.17.



Figura 4.17 – Condições de apoio no modelo estrutural.

4.3 ANÁLISE ESTÁTICA DA ESTRUTURA

4.3.1 Ações

Para a análise estática serão consideradas as seguintes ações: permanentes, a sobrecarga de utilização, a ação do vento, a ação das variações de temperatura e a ação da neve. Apesar de ser possível considerar uma ação acidental, nos casos em estudo não se justifica esta ação, não havendo possibilidade de acidentes relevantes devido a não haver tráfego fluvial.

1. Ações permanentes

O programa de cálculo assume automaticamente o peso próprio da estrutura. Para o efeito, é tido em conta do peso volúmico do betão (25 kN/m³) e a secção transversal dos respetivos elementos de barra.

Foi ainda introduzida a ação equivalente ao peso dos revestimentos do pavimento e dos guarda-corpos.

Utilizando o compósito Teka, para revestimento do tabuleiro, com $\gamma = 6.0 \text{ kN/m}^3$

- Revestimentos = 6 x 0.05 m de espessura = 0.30 kN/m²
 Revestimentos = 0.30 x 3 m de largura do tabuleiro = 0.90 \cong 1 kN/m.m
- Peso das guardas = 1.10 m de altura x 2 guarda corpos x 0.95 kN/m² = 2.10 kN/m.m

2. Sobrecarga de Utilização

A carga uniformemente distribuída é representada na Equação (4.1), sendo o L o comprimento do vão, ou seja, 50 m, resultando em 4 kN/m².

$$2.5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} = 2.0 + \frac{120}{50 + 30} = 3.5 \text{ kN/m}^2 \leq 5.0 \text{ kN/m}^2 \quad (4.1)$$

Referente ao valor da carga concentrada, de 10 kN e devido às dimensões da estrutura, esta carga concentrada, não foi considerada relevante para o cálculo global do tabuleiro, sendo o seu efeito diminuto, quando comparado ao valor da carga uniformemente distribuída.

3. Ação da neve

Zonamento do território:

- Zona – a freguesia de São Paio de Antas e Castelo de Neiva encontram-se na zona geográfica correspondente à **zona Z2**, identificada na Figura 2.22.
- $C_z = 0.2$ (valor correspondente para a zona Z2).
- Por se tratar da zona Z2 não é necessário calcular o valor de acidente.

Valor da carga da neve ao nível do solo

$$S_k = C_z \times \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] = 0.20 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2)$$

$$H = 7 \text{ m};$$

$$C_z = 0.20.$$

Cálculo do valor da ação da neve

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k = 0.16 \text{ kN/m} \quad (4.3)$$

$$\mu_i = 0.80;$$

$C_e = 1.00$ – zona normal para exposição ao vento, de acordo com a Tabela 2.7;

$$C_t = 1.00;$$

$$S_k = 0.20 \text{ kN/m}^2.$$

*4. Ação do vento**Valor de referência da velocidade do vento*

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,o} = 30 \text{ m/s} \quad (4.4)$$

$$C_{dir} = 1.00;$$

$$C_{season} = 1.00;$$

$v_{b,o} = 30 \text{ m/s}$ por se encontrar na zona B, a menos de 5 km da costa.

Coefficiente de terreno

$$k_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,11}} \right)^{0.07} = 0.1617 \quad (4.5)$$

$z_0 = 0.005$ – Categoria do terreno tipo I segundo a Tabela 2.10;

$$z_{0,11} = 0.05 \text{ m}.$$

Rugosidade do terreno

$$C_r = K_r \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 1.171 \quad (4.6)$$

$z = 7 \text{ m}$ – corresponde à cota máxima da altura da ponte;

Velocidade média do vento

$$V_m(z) = C_r(z) \times C_o(z) \times v_b = 35.13 \text{ m/s} \quad (4.7)$$

$$C_o(z) = 1.00.$$

Coefficiente de exposição

Recorrendo ao gráfico da Figura 4.18, considerando categoria de terreno do tipo I e a altura de $Z = 7$ m, obtêm-se: $C_e(z) = 2.7$.

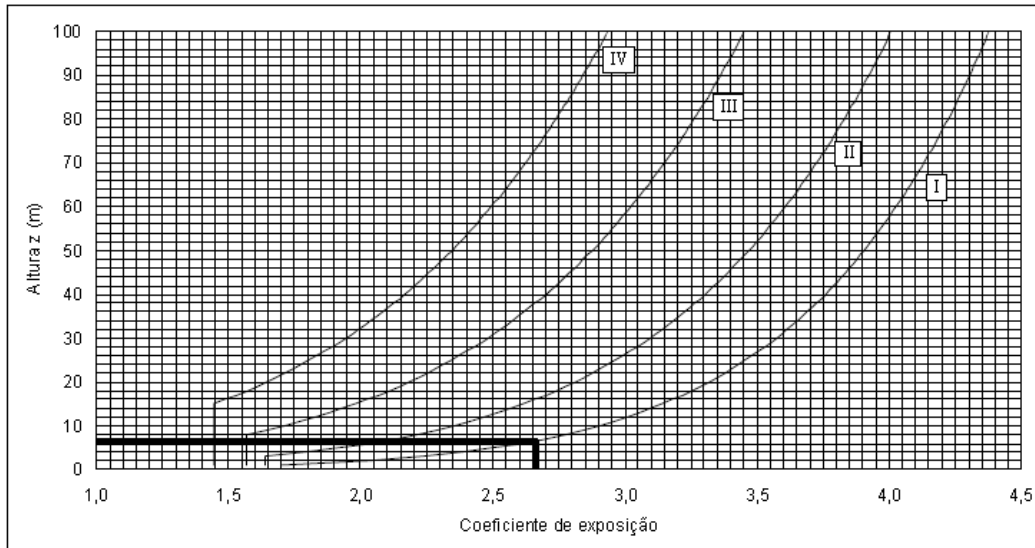


Figura 4.18 – Coeficiente de exposição. (22)

Pressão dinâmica de referência

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 = 1.439 \text{ kPa} \tag{4.8}$$

Pressão dinâmica de pico

$$q_b(z) = c_e(z) \times q_b = 3.598 \text{ kPa} \tag{4.9}$$

Força do vento na direção X recorrendo ao método simplificado

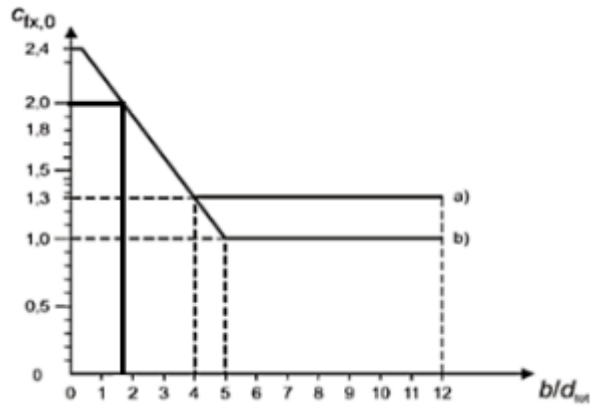
$$F_{w,x} = q_p(z) \times c_{f,x} \times A_{ref,x} = 575.5 \text{ kN} \tag{4.10}$$

Recorrendo à Tabela 2.11 verifica-se que o valor de d_{tot} é dado por:

$$d_{tot} = d + 0.60 = 1 + 0.60 = 1.60 \text{ m} \text{ – para a situação de guarda corpo vazado nos dois lados;}$$

Sendo $b = 0.30$ m a menor base do tabuleiro;

A relação b/d_{tot} é verificada na Figura 4.19, obtendo-se: $C_{f,x} = 2$.

Figura 4.19 – Relação b/d_{tot} . (22)

$$A_{ref,x} = d_{tot} \times L = 80 \text{ m}^2 \quad (4.11)$$

A força resultante da ação do vento pode ser dividida pelo comprimento total da ponte, $L = 50 \text{ m}$, resultando numa força linear horizontal de 11.51 kN/m .

A força vertical da ação do vento, direção Z, o A.N. do EC1 – Parte 1 - 4, define o valor do coeficiente da força $c_{f,z}$ é de ± 0.90 .

$$A_{ref} = 3 \times 50 = 150 \text{ m}^2 \quad (4.12)$$

$$F_{w,z} = 3.885 \times (\pm 0.90) \times 150 = 524.47 \text{ kN/m} \quad (4.13)$$

Posto isto, o valor da ação vertical do vento é de $\pm 10.49 \text{ kN/m}$.

Para a direção horizontal, y , que atua na direção longitudinal do tabuleiro, o Anexo Nacional do EC1 define que se deve assumir 25% das forças assumidas na direção X para tabuleiros de vigas de alma cheia, e 50% para tabuleiros de vigas treliçadas. Assim sendo, $F_{w,y} = 2.88 \text{ kN/m}$.

4. Ação térmica

Recorrendo ao Anexo Nacional, define-se para a temperatura mínima e máxima do ar à sombra no local do projeto no concelho de Esposende, de $0 \text{ }^\circ\text{C}$ e $40 \text{ }^\circ\text{C}$ respetivamente.

Em seguida, efetua-se o cálculo das temperaturas uniformes mínimas e máximas da ponte admitindo um tabuleiro Tipo 3, com recurso à Tabela 2.12.

$$T_{e,min} = 0 + 8 = 8 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4.14)$$

$$T_{e,máx} = 40 + 2 = 42 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4.15)$$

O valor da variação de temperatura uniforme está ainda dependente da temperatura do ambiente durante o faseamento construtivo. Para pontes pedonais em arco, o EC1 estipula o valor de $15 \text{ }^\circ\text{C}$. Os

valores a considerar para as variações uniformes de temperatura são apresentados nas seguintes expressões:

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = 8 - 15 = - 7 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (4.16)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 42 - 15 = + 27 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (4.17)$$

4.2.2 Combinações

Após a quantificação das ações estáticas significativas para o dimensionamento da estrutura, procede-se à combinação de ações consideradas de interesse.

Como referência, considerou-se a combinação de ações gravíticas representado o peso dos seus constituintes, corresponde a uma combinação de ação permanente.

$$\Sigma G_{k,i} \quad (4.18)$$

Segue-se a análise das combinações para a análise do Estado Limite de Serviço, analisando as ações de longa, curta e muito curta duração.

Combinação quase permanente

$$\Sigma G_{k,i} + \Sigma_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.19)$$

Combinação frequente

$$\Sigma G_{k,i} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.20)$$

Combinação característica

$$\Sigma G_{k,i} + Q_{k,1} + \Sigma_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.21)$$

Nas combinações referentes aos Estados Limites Últimos, devem ser consideradas as condições mais desfavoráveis majorando convenientemente as ações.

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.22)$$

O EC1 e tratando-se de uma ponte pedonal, não refere considerar simultaneamente as ações do vento e o efeito da variação de temperatura.

Encontram-se, na Tabela 4.1, as ações introduzidas no programa de cálculo, o número de ação no Robot, a abreviatura introduzida, o tipo de ação e o seu valor reduzido.

Tabela 4.1 – Representação das ações introduzidas no Robot e o seu respetivo valor reduzido.

Ações						
Nº da ação no robot	Abreviatura	Ação	Tipo de ação	Valores reduzidos		
				ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	PP	Peso próprio	Permanente	1	1	1
2	RCP	Revestimentos	Permanente	1	1	1
3	Q	Sobrecarga	Variável	0.7	0.7	0.6
4	GC	Guarda corpos	Permanente	1	1	1
5	VZ1	Vento direção Z - descendente	Variável	0.6	0.2	0
6	VZ2	Vento direção Z - ascendente	Variável	0.6	0.2	0
7	VX1	Vento direção X - positivo	Variável	0.6	0.2	0
8	VX2	Vento direção X - negativo	Variável	0.6	0.2	0
9	VY1	Vento direção Y - positivo	Variável	0.6	0.2	0
10	VY2	Vento direção Y - negativo	Variável	0.6	0.2	0
11	TU1	Temperatura Uniforme Positiva	Variável	0.6	0.5	0
12	TU2	Temperatura Uniforme - Negativa	Variável	0.6	0.5	0
13	TD1	Temperatura Diferencial - Positiva	Variável	0.6	0.5	0
14	SNOW	Neve	Variável	0.5	0.2	0

4.3.2 Resultados

Serão apresentados, numa primeira fase, os efeitos resultantes de cada caso de carga.

Posteriormente procede-se à análise da envolvente de esforços das combinações de ações. Para além dos diagramas, resumem-se os esforços em cinco secções representativas do arco.

4.3.2.1 Efeito das ações na estrutura

1. Ações permanentes

Neste primeiro caso de carga incluem-se todas as ações que atuam, em permanência, na estrutura desde o início do seu funcionamento, ou seja, o peso próprio da estrutura, as restantes cargas permanentes e o peso dos guarda corpos.

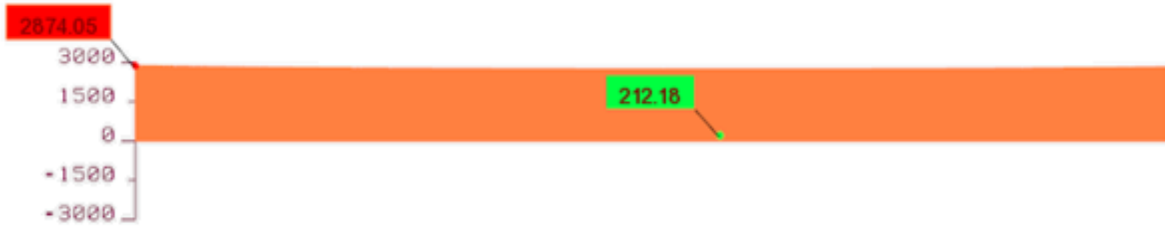


Figura 4.20 - Diagrama de esforços axiais para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN)

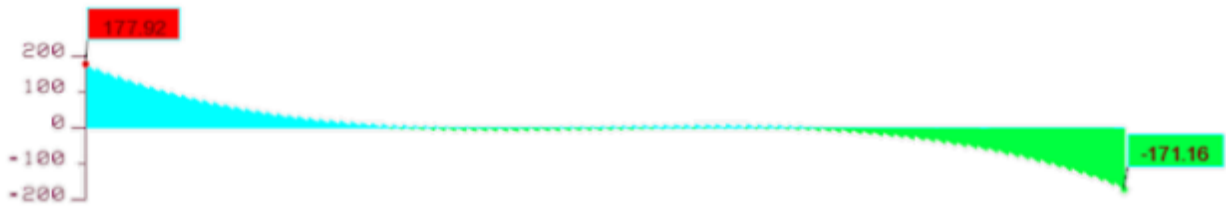


Figura 4.21 - Diagrama de esforços transversos para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN)

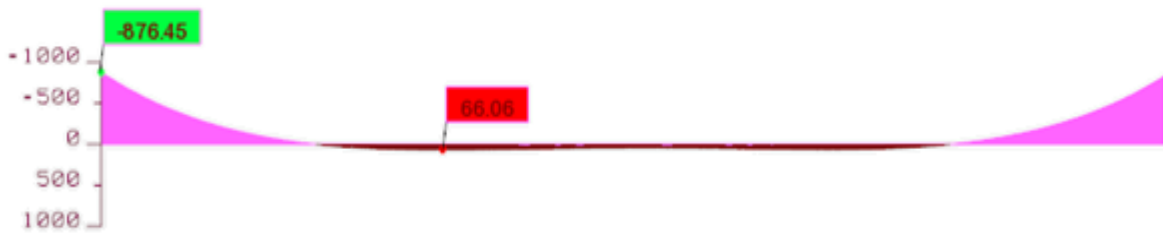


Figura 4.22 - Diagrama de momentos fletores (pp + rcp + guardas). (kN.m)

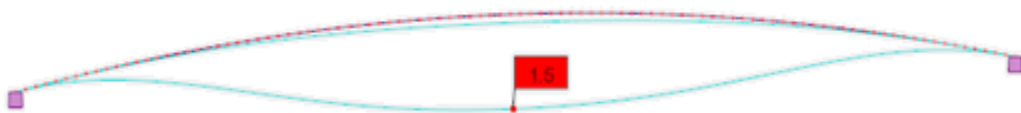


Figura 4.23 – Deformada máxima para as ações permanentes (pp + rcp + guardas). (cm)

A Tabela 4.2 apresenta o resumo do efeito das ações permanentes na estrutura.

Tabela 4.2 – Efeito das ações permanentes em diferentes secções da estrutura.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	δ (cm)
I	0.00	2874.05	177.92	- 876.45	0.00
II	12.50	2794.94	- 103.77	- 374.15	0.85
III	25.00	2782.11	13.55	26.66	1.50
IV	37.50	2756.20	- 9.59	58.16	0.90
V	50.00	2748.93	- 4.03	59.43	0.00

2. Ação da sobrecarga

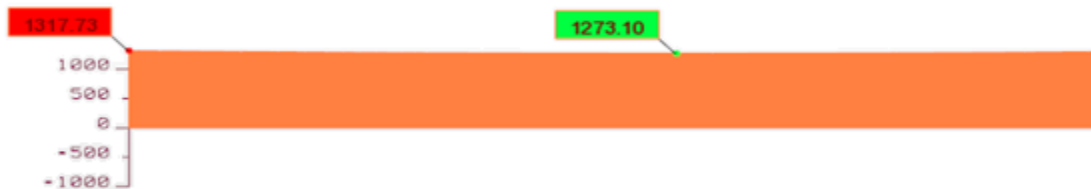


Figura 4.24 - Diagrama de esforços axiais para a ação da sobrecarga. (kN)

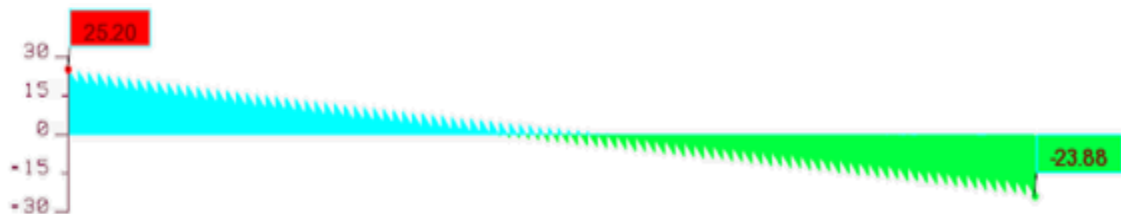


Figura 4.25 - Diagrama de esforços transversos para a ação da sobrecarga. (kN)

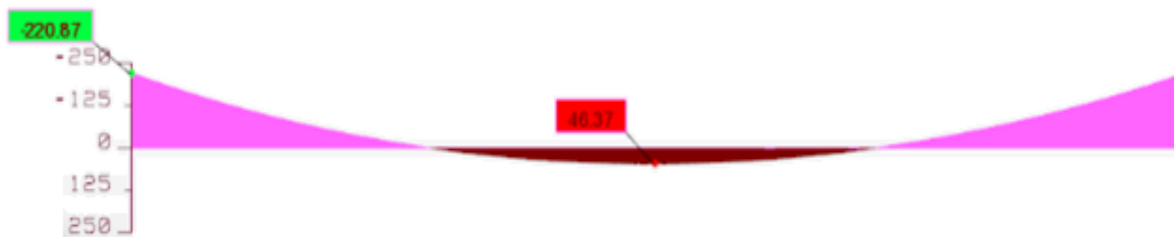


Figura 4.26 - Diagrama de momentos fletores para a ação da sobrecarga. (kN.m)

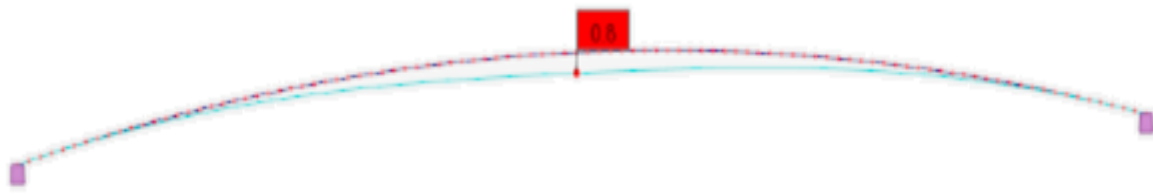


Figura 4.27 - Deformada máxima para a ação da sobrecarga. (cm)

A Tabela 4.3 apresenta o resumo do efeito da ação da sobrecarga na estrutura.

Tabela 4.3 – Efeito da ação da sobrecarga em diferentes secções da estrutura.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	δ (cm)
I	0.00	1317.73	25.20	- 220.87	0.00
II	12.50	1291.04	- 20.65	- 141.52	0.60
III	25.00	1289.68	8.80	- 31.32	0.80
IV	37.50	1277.82	1.84	33.29	0.35
V	50.00	1274.16	- 9.30	20.86	0.00

3. Envolvente da ação do vento



Figura 4.28 - Diagrama da envoltória dos esforços axiais para a envoltória da ação do vento. (kN)

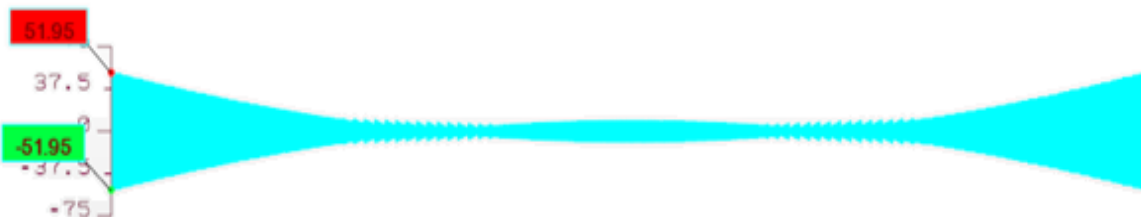


Figura 4.29 - Diagrama da envoltória dos esforços transversos para a envoltória da ação do vento. (kN)



Figura 4.30 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a envolvente da ação do vento.

(kN.m)

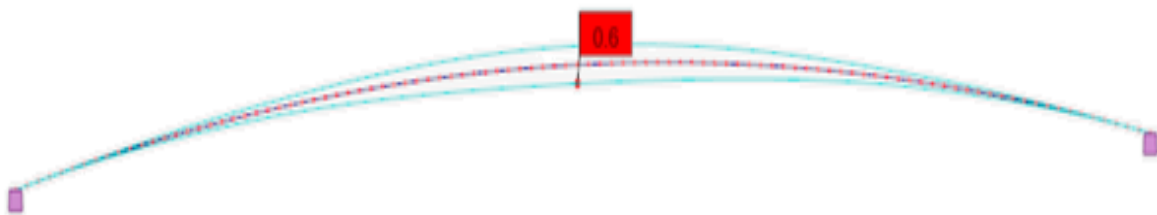


Figura 4.31 – Deformada para a envolvente da ação do vento. (cm)

A Tabela 4.4 apresenta o resumo do efeito da ação da envolvente do vento na estrutura.

Tabela 4.4 – Efeito da ação do vento em diferentes secções da estrutura.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	δ (cm)
I	0.00	1066.26	51.95	- 289.14	0.00
II	12.50	1044.67	34.79	118.92	0.20
III	25.00	1043.57	10.31	40.77	0.60
IV	37.50	1033.97	- 5.86	48.93	0.30
V	50.00	1031.01	- 7.52	- 56.88	0.00

4. Envolvente da ação da temperatura



Figura 4.32 - Diagrama da envolvente dos esforços axiais para a envolvente da ação da temperatura. (kN)

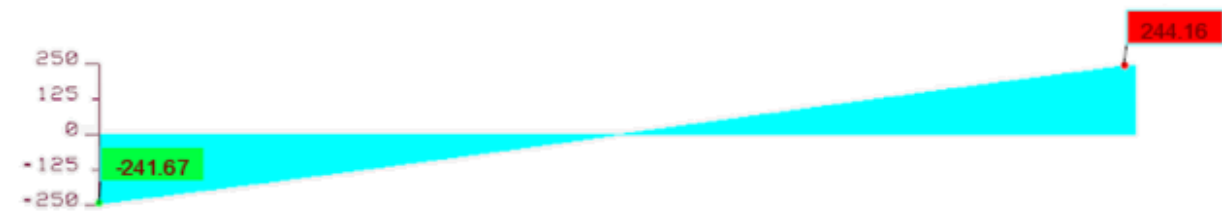


Figura 4.33 - Diagrama da envolvente dos esforços transversos para a envolvente da ação da temperatura. (kN)

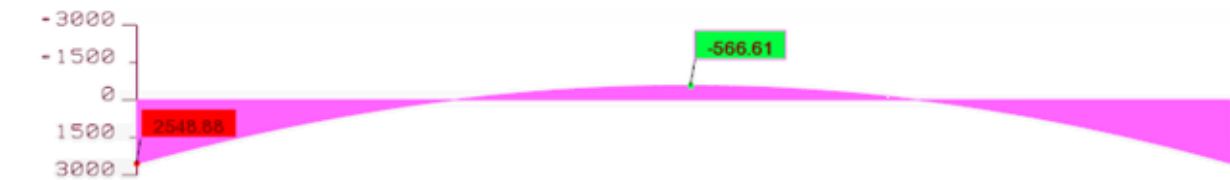


Figura 4.34 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a envolvente da ação da temperatura. (kN.m)

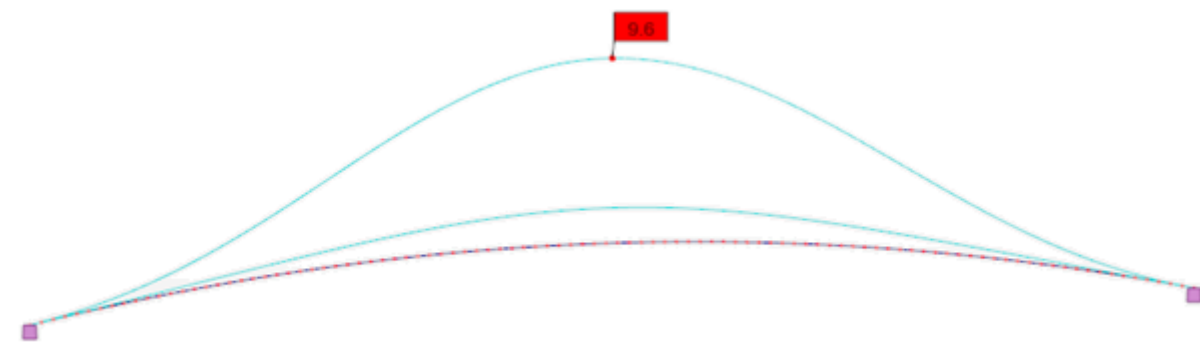


Figura 4.35 - Deformada para a envolvente da ação da temperatura. (cm)

A Tabela 4.5 resume o efeito da ação da envolvente da temperatura na estrutura.

Tabela 4.5 – Efeito da ação da temperatura em diferentes secções da estrutura.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	δ (cm)
I	0.00	1128.57	- 241.67	2548.88	0.00
II	12.50	1134.84	210.27	1717.52	3.70
III	25.00	1145.55	- 140.69	396.72	9.60
IV	37.50	1152.80	- 60.94	-397.30	4.30
V	50.00	1151.68	75.62	- 264.60	0.00

4.3.2.2 Efeito das combinações de ações na estrutura

1. Envolvente da combinação das ações frequentes

Para a combinação das ações frequentes foram utilizados os valores da Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Fatores de combinação de ações frequentes.

Ação	Fator de combinação
Peso próprio	1.0
Restantes cargas permanentes	1.0
Sobrecarga	$\psi_1 = 0.70$; $\psi_2 = 0.60$
Temperatura uniforme	$\psi_1 = 0.50$; $\psi_2 = 0.00$
Temperatura diferencial	$\psi_1 = 0.50$; $\psi_2 = 0.00$
Vento	$\psi_1 = 0.20$; $\psi_2 = 0.00$
Neve	$\psi_1 = 0.20$; $\psi_2 = 0.00$

Representam-se, da Figura 4.36 à Figura 4.39, os diagramas de esforço axial, de esforço transversal de momentos fletores e a deformada para a combinação em análise.

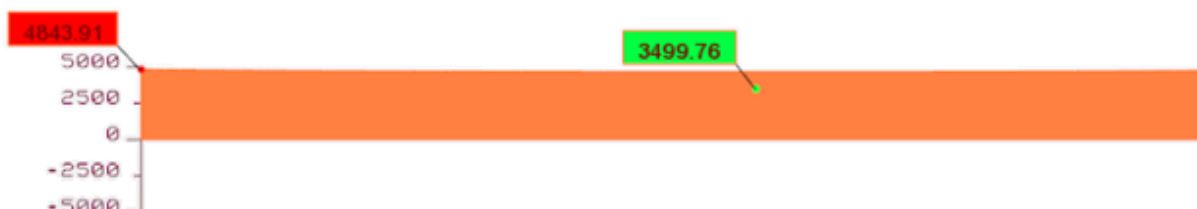


Figura 4.36 - Diagrama da envolvente dos esforços axiais para a combinação de ações frequentes. (kN)

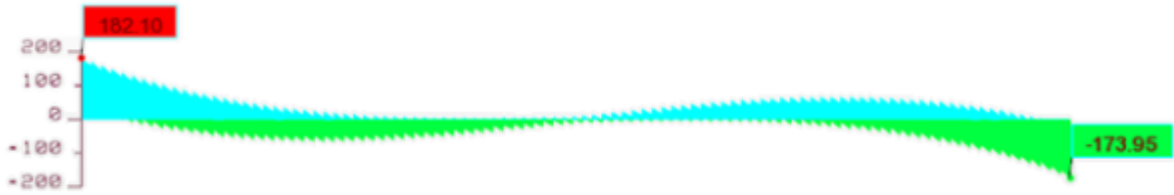


Figura 4.37 - Diagrama da envolvente dos esforços transversos para a combinação de ações frequentes.
(kN)



Figura 4.38 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a combinação de ações frequentes.
(kN.m)

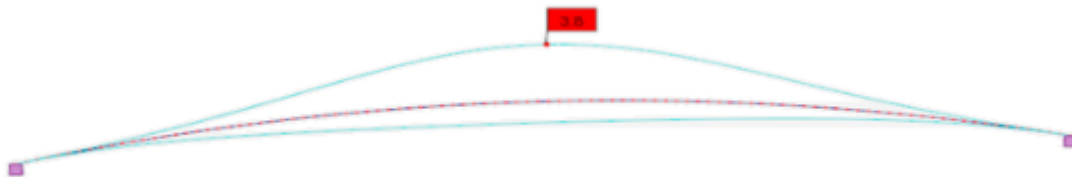


Figura 4.39 - Deformada máxima para a envolvente da combinação de ações frequentes. (cm)

A Tabela 4.7 resume o efeito da envolvente da combinação de ações frequentes.

Tabela 4.7 – Ação da envolvente da combinação de ações frequentes.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	δ (cm)
I	0.00	4843.91	182.10	- 869.29	0.00
II	12.50	4739.48	- 105.77	562.01	1.30
III	25.00	4730.54	- 64.99	243.80	3.80
IV	37.50	4694.11	-42.37	-175.20	1.50
V	50.00	4683.87	35.14	- 85.42	0.00

2. Envolvente da combinação das ações características

Para a combinação das ações características foram utilizados os valores da Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Fatores de combinação para a combinação de ações característica.

Ação	Fator de combinação
Peso próprio	1.0
Restantes cargas permanentes	1.0
Sobrecarga	1.0; $\psi_1 = 0.70$
Temperatura uniforme	1.0; $\psi_1 = 0.50$
Temperatura diferencial	1.0; $\psi_1 = 0.50$
Vento	1.0; $\psi_1 = 0.20$
Neve	1.0; $\psi_1 = 0.20$

Representa-se da Figura 4.40 à Figura 4.43 os diagramas de esforço axial, de esforço transverso, momentos fletores e a deformada para a combinação em análise.

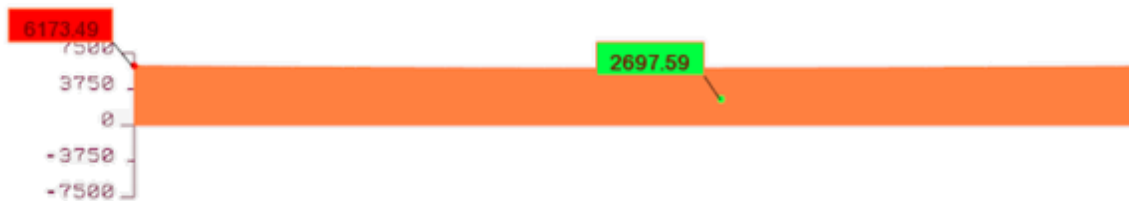


Figura 4.40 - Diagrama da envolvente dos esforços axiais para a combinação de ações características.

(kN)



Figura 4.41 - Diagrama da envolvente dos esforços transversos para a combinação de ações características. (kN)



Figura 4.42 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a combinação de ações características. (kN.m)

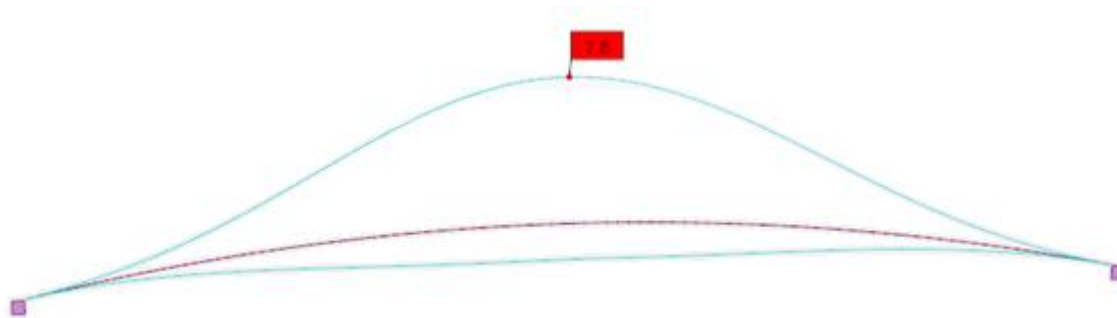


Figura 4.43 - Deformada máxima para a envolvente da combinação de ações características. (cm)

A Tabela 4.9 resume a envolvente da combinação de ações características.

Tabela 4.9 – Ação da envolvente da combinação de características.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	δ (cm)
I	0.00	6173.49	235.88	1578.81	0.00
II	12.50	6057.89	- 142.08	1283.37	3.00
III	25.00	6000.27	- 123.40	410.09	7.80
IV	37.50	5928.03	- 69.83	- 325.02	3.30
V	50.00	5943.13	67.64	- 196.32	0.00

Para a combinação fundamental relativa aos estados limites últimos, nos casos em que a ação variável de base não é a ação sísmica, foram considerados os seguintes fatores de combinação na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Fator de combinação para o estado limite último.

Ação	Fator de combinação	
	Favorável	Desfavorável
Peso próprio	1.0	1.35
Restantes cargas permanentes	1.0	1.50
Sobrecarga	0.0	1.50; $\psi_0 = 0.70$
Temperatura uniforme	0.0	1.50; $\psi_0 = 0.60$
Temperatura diferencial	0.0	1.50; $\psi_0 = 0.60$
Vento	0.0	1.50; $\psi_0 = 0.60$
Neve	0.0	1.50; $\psi_0 = 0.50$

Representam-se da Figura 4.44 à Figura 4.47 os diagramas de esforço axial, de esforço transverso, de momentos fletores e a deformada para a combinação em análise.

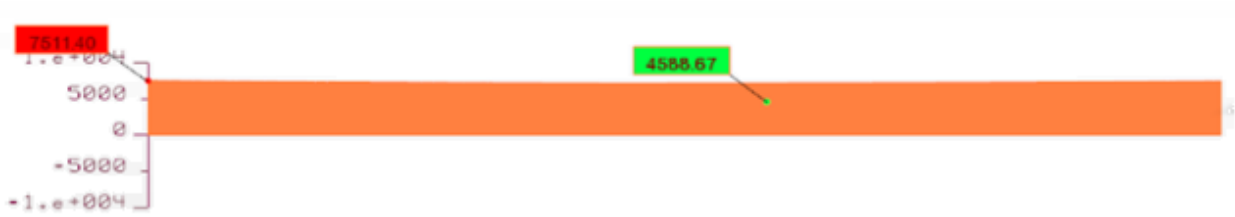


Figura 4.44 - Diagrama da envolvente do esforço axial para o estado limite último. (kN)



Figura 4.45 - Diagrama da envolvente dos esforços transversos para o estado limite último. (kN)



Figura 4.46 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para o estado limite último. (kN.m)

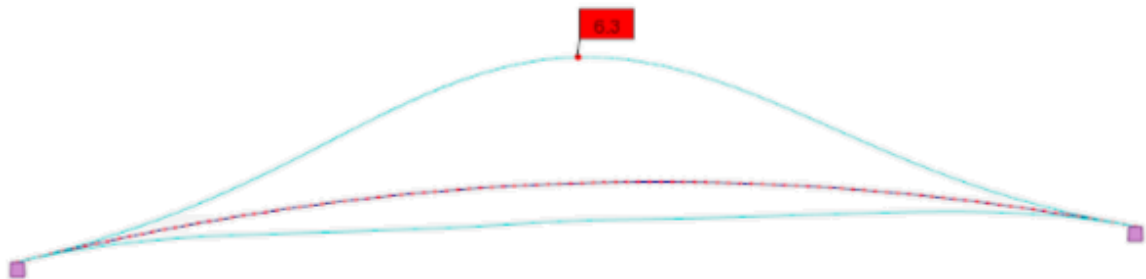


Figura 4.47 - Deformada para a envolvente do estado limite último. (cm)

A Tabela 4.11 faz o resumo da envolvente da combinação fundamental relativa ao estado limite último.

Tabela 4.11 – Ação da envolvente do estado limite último.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	δ (cm)
I	0.00	7511.40	270.07	- 1296.38	0.00
II	12.50	7376.55	- 158.97	946.82	2.30
III	25.00	7293.41	- 103.61	376.25	6.30
IV	37.50	7200.79	- 84.99	113.38	2.50
V	50.00	7228.19	57.63	1048.51	0.00

4.4 ANÁLISE DINÂMICA DAS ESTRUTURAS

Modos de vibração

A Tabela 4.12 apresenta um resumo dos principais modos de vibração da estrutura.

Tabela 4.12 – Frequência e períodos de vibração.

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Tipo de deformação
1	2.28	0.44	Vertical
2	3.05	0.33	Lateral
3	3.19	0.31	Vertical
4	4.75	0.21	Vertical
5	6.92	0.14	Vertical
6	7.96	0.13	Lateral
7	10.25	0.10	Vertical
8	14.15	0.07	Vertical
9	15.33	0.07	Vertical
10	18.77	0.05	Vertical

As frequências naturais para pontes pedonais devem estar compreendidas entre:

Vibrações verticais e longitudinais:

$$1.5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2.3 \text{ Hz} \quad (4.23)$$

Vibrações transversais:

$$0.5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1.2 \text{ Hz} \quad (4.24)$$

Analisando a Tabela 4.12, verifica-se que a frequência natural do modo 1 da estrutura se encontra no limiar dos valores críticos geralmente apontados para as pontes pedonais.

A deformação da estrutura para o modo 1 é apresentada na Figura 4.48. Conclui-se desta forma que será necessário um estudo futuro da análise dinâmica desta estrutura e, possivelmente, estudar uma solução de implantar um dispositivo para o controlo das vibrações naturais, se necessário.

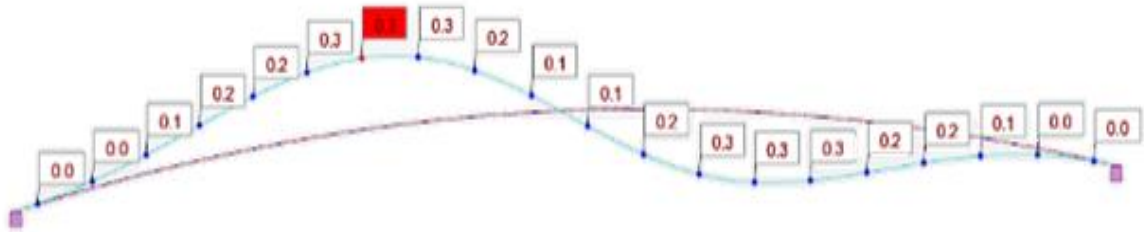


Figura 4.48 – Modo de vibração n.º 1.

Análise sísmica

A partir dos valores das frequências ou períodos obtêm-se os espectros de resposta, a aceleração espectral $S_d(T)$ e a correspondente força associada à ação sísmica. Para o efeito, procedeu-se a uma análise espectral.

A Figura 4.49 remete para os espectros de resposta obtidos tendo em consideração a localização de implantação, o tipo do terreno de fundação, a classe de importância, o coeficiente de amortecimento e o coeficiente de comportamento. Na determinação destes espectros foram considerados os seguintes parâmetros:

- Zona sísmica 1.6, $a_{gr} = 0.35 \text{ m/s}^2$
- Zona sísmica 2.5, $a_{gr} = 0.80 \text{ m/s}^2$
- Coeficiente de comportamento, $q = 2.0$
- Coeficiente de amortecimento, $\xi = 5\%$ (estrutura de betão armado)
- Solo tipo B
- Classe de importância II, $\gamma = 1.0$

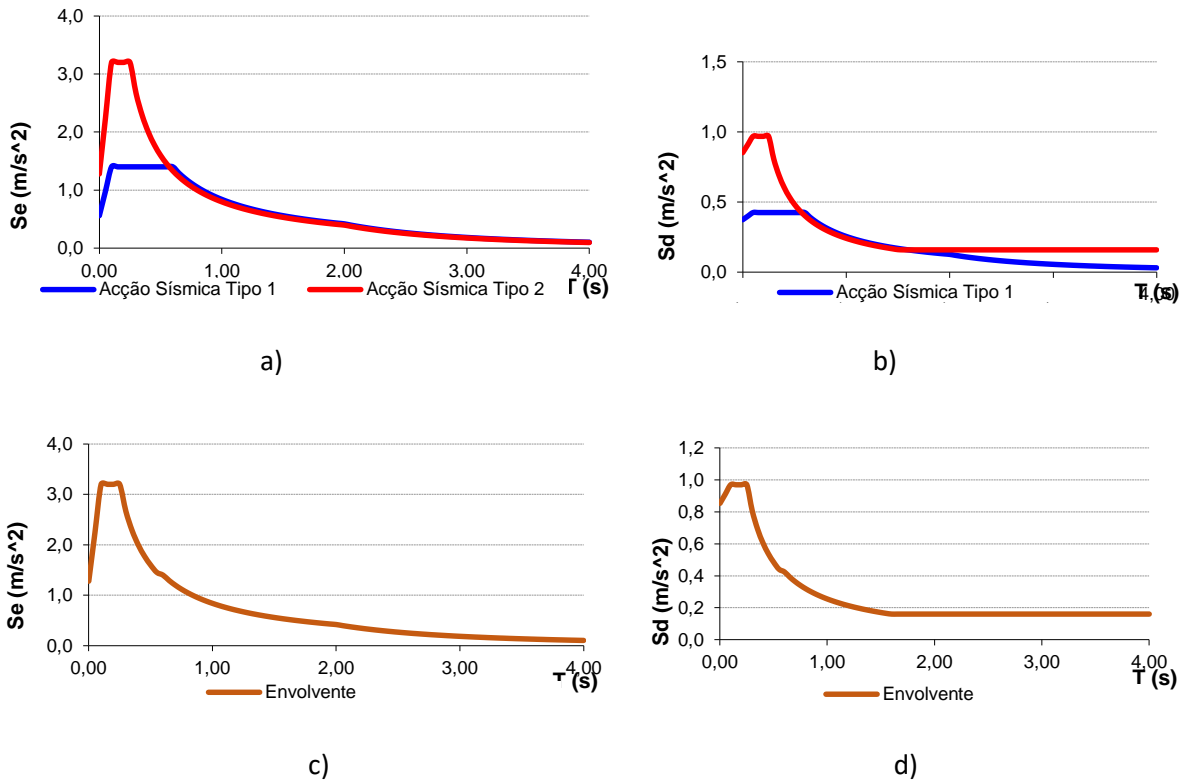


Figura 4.49 – Espectros de resposta; a) Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_e(T)$; b) Espectro de Cálculo $S_d(T)$, Resposta Horizontal; c) Envolvente do Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_e(T)$; d) Envolvente do Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_d(T)$.

Com base nestes espectros, foram determinados os esforços que a ação sísmica, decomposta em cada direção, provoca na estrutura. Tal como está descrito no EC8, quando exercidas combinações de componentes horizontais da ação sísmica, os esforços que a estrutura sofrerá poderão ser calculados através de duas combinações:

$$E_{Edx} + 0.30 E_{Edy} \tag{4.25}$$

$$0.30 E_{Edx} + E_{Edy} \tag{4.26}$$

Em que:

E_{Edx} – são os esforços devido à aplicação sísmica segundo o eixo x da estrutura;

E_{Edy} – são os esforços devido à aplicação sísmica segundo o eixo y da estrutura.

Para o caso em que a ação variável de base é a ação sísmica, foram utilizados os seguintes fatores de combinação na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Fatores de combinação para ação sísmica.

Ação	Fator de combinação	
	Favorável	Desfavorável
Peso próprio	1.00	1.00
Restantes cargas permanentes	1.00	1.00
Sobrecarga	0.00	0.00
Ação sísmica	0.00	1.20

A combinação de resposta utilizada inicialmente foi a CQC. As figuras seguintes (Figura 4.50 a Figura 4.52) apresentam as envolturas de esforços para as combinações sísmicas.



Figura 4.50 - Diagrama da envoltura dos esforços axiais. (kN)



Figura 4.51 - Diagrama da envoltura dos esforços transversos. (kN)



Figura 4.52 - Diagrama da envoltura dos momentos fletores. (kN.m)

A Tabela 4.14 resume a envolvente de esforços da ação sísmica.

Tabela 4.14 – Ação da ação sísmica em diferentes secções da estrutura.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	δ (cm)
I	0.00	4674.22	222.37	- 1238.51	0.00
II	12.50	4556.08	- 140.58	- 596.96	1.30
III	25.00	4514.53	30.63	- 29.78	2.50
IV	37.50	4425.10	-10.57	124.07	1.20
V	50.00	4423.83	- 19.32	110.73	0.00

4.5 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os elementos estruturais foram dimensionados com base no EC2, o Eurocódigo que se refere ao dimensionamento e verificações regulamentares de elementos de betão armado.

Na Tabela 4.15 segue um resumo dos valores dos esforços na secção I (encontro), III (meio-vão) e V (encontro) para de forma sucinta, ser possível fazer a análise e comparação.

Tabela 4.15 - Resumo das envolventes de ações aplicados na estrutura.

Combinação	Esforços	Secção		
		N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
Combinação frequente	I	4843.91	182.10	- 869.29
	III	4730.54	- 64.99	243.80
	V	4683.87	35.14	- 85.42
Combinação característica	I	6173.49	235.88	1578.81
	III	6000.27	- 123.40	410.09
	V	5943.13	67.64	- 196.32
Estado limite último	I	7511.40	270.07	- 1296.38
	III	7293.41	- 103.61	376.25
	V	7228.19	57.63	1048.51
Ação sísmica	I	4674.22	222.37	- 1238.51
	III	4514.53	30.63	- 29.78
	V	4423.83	- 19.32	110.73

4.5.1 Dimensionamento do tabuleiro

1. Pré-dimensionamento da armadura longitudinal

A área de armadura longitudinal do tabuleiro foi dimensionada para um regime de esforços de flexão composta devido à presença simultânea de esforço axial e momento fletor em cada secção.

A primeira estimativa da armadura necessária no tabuleiro foi realizada a partir das Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão (29). Assim se definem os seguintes parâmetros reduzidos:

$$\mu = \frac{M_{RD}}{b \times h^2 \times f_{cd}} \quad (4.27)$$

$$\nu = \frac{N_{RD}}{b \times h \times f_{cd}} \quad (4.28)$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times h \times f_{cd}} \quad (4.29)$$

Em que:

b – largura da secção;

h – altura da secção em estudo.

A armadura mínima pode ser obtida a partir da expressão (4.30) (29):

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \\ 0.0013 \times b_t \times d \end{cases} \quad (4.30)$$

Sendo que:

b_t – largura da secção tracionada;

d – altura útil da peça.

A verificação dos esforços atuantes na estrutura foi feita com base no resultado de todas as combinações, garantido que foram considerados todos os resultados de todas as combinações em estudo.

Na Tabela 4.16 apresentam os esforços mais gravosos nesta fase de cálculo.

Tabela 4.16 – Esforços axiais e momentos fletores máximos.

Secção	N_{Ed} máx (kN)	M_{Ed} (kN.m)	M_{Ed} máx (kN.m)	N_{Ed} (kN)
I	7511.40	- 820.89	- 1296.38	6469.36
III	7293.40	597.84	376.26	6108.64

Estimativa da armadura a meio vão

Para o cálculo da solução de armadura foram verificados para o esforço axial máximo e o seu respetivo momento fletor, e para o momento fletor máximo e o seu correspondente esforço axial.

Tabela 4.17 – Solução da armadura a meio vão.

Secção	b (m)	h (m)	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed} (kN)	μ	ϑ	ω	A_s	$A_{s,min.}$	Solução
III	3.00	0.43	597.84	7293.40	0.0539	0.283	0	0	22.36	Ø 12 // 0.15 m
III	3.00	0.43	376.26	6108.64	0.0339	0.237	0	0		

Estimativa da armadura no encontro mais condicionante

Tabela 4.18 – Solução da armadura no encontro condicionante.

Secção	b (m)	h (m)	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed} (kN)	μ	ϑ	ω	A_s	$A_{s,min.}$	Solução
I	0.56	0.93	- 820.89	7511.40	0.0847	0.721	0	0	9.03	Ø 16 // 0.15 m
I	0.56	0.93	- 1296.38	6469.36	0.134	0.125	0	0		

Complementarmente, ainda em fase de pré-dimensionamento, para a verificação do cálculo acima apresentado, recorreu-se a uma aproximação da secção a um tabuleiro em forma de T, sendo um cálculo conservativo, pois não é considerada toda a área útil da secção. Esta verificação foi realizada com recurso ao programa XD-CoSec, desenvolvido pela Universidade de Aveiro, e que pretende além de verificar o cálculo efetuado, a introdução e a familiarização de um novo programa com a perspetiva de futura utilização.

Verificação da secção para a zona dos encontros: tabuleiro com altura de 1 m.

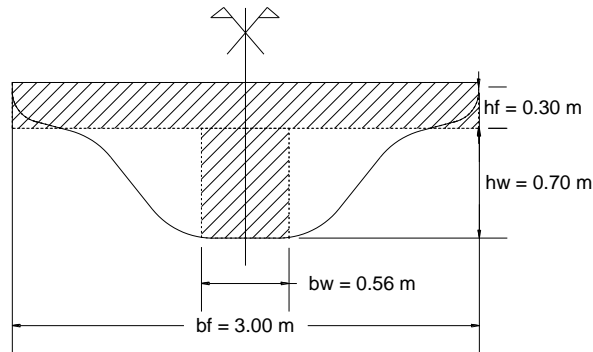


Figura 4.53 – Aproximação do tabuleiro a um T para a altura de 1 m.

Dados da Seção					
Materiais	Classe do Concreto	C20/C17	Classe do Aço	A500	
Geometria					
Resumo	hf (m)	0.3	hw (m)	0.7	
Alma	bw (m)	0.56	bf (m)	3.0	
Distribuição das Armaduras					
	Armadura Resist. sup.	30	%		
	Armadura Resist. inf.	30	%		
	Armadura Inferior	40	%		
Estatos					
	N (kN)	7511.40	My (kNm)	1256.33	My (kNm)
				270.07	
Resultados					
	x (m)	0.081	Armadura Base	0.000	%
			Armadura Resist. sup.	0.000	%
			Armadura Inferior	0.000	%
Porcentagem de armadura na secção: 0.00 %					

Figura 4.54 – Cálculo da área de armadura para a secção do encontro mais desfavorável.

Verificação da secção para o meio vão: tabuleiro com altura de 0.50 m.

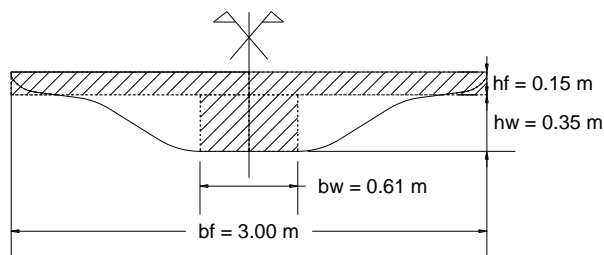


Figura 4.55 - Aproximação do tabuleiro a um T para a altura de 0.50 m.

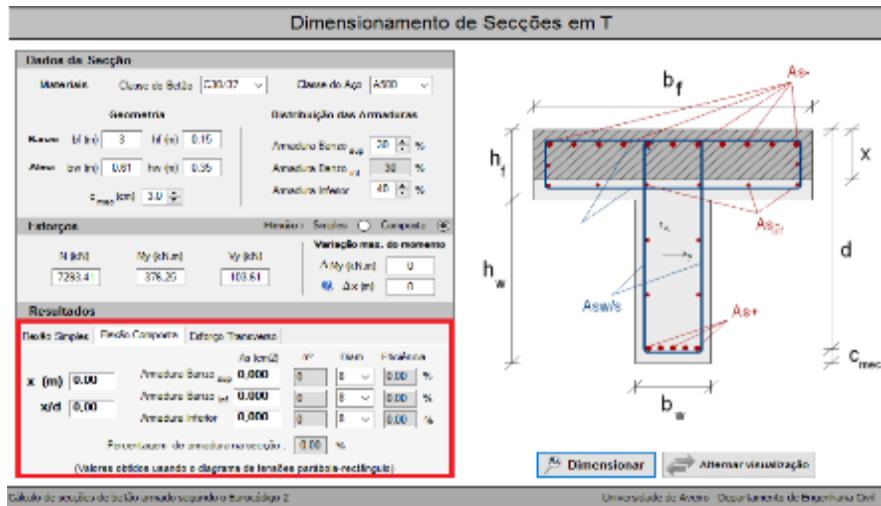


Figura 4.56 - Cálculo da área de armadura para a secção a meio vão.

2. Verificação da segurança à flexão

O cálculo manual e com recurso ao XD-Cosec é um calculo aproximado devido ao formato pouco convencional da secção transversal do tabuleiro.

Para verificar a solução de armadura escolhida, recorreu-se ao programa AdSec. Neste programa é possível importar a secção transversal e definir a solução de armadura, previamente calculada.

O AdSec gera a envolvente de esforços que a secção definida consegue resistir. Assim sendo, é necessário garantir que todos os esforços gerados por todas as envolventes provenientes do programa Robot, fiquem dentro da área envolvente gerida pelo AdSec.

Assim garante-se que a solução de armadura escolhida é suficiente para garantir a capacidade resistente de todas as combinações.

Verificação da solução da armadura para a zona dos apoios

A Figura 4.57 apresenta a secção transversal com 1 m de altura, gerada pelo programa AdSec, com a solução de armadura escolhida e devidamente colocada.

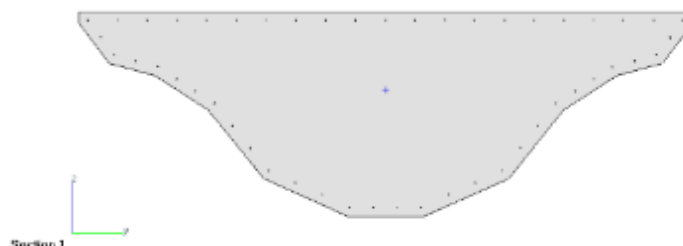


Figura 4.57 – Secção transversal nos apoios com a solução de armadura.

No próprio programa é possível introduzir os valores referentes aos esforços provenientes do programa de elementos finitos. Verifica-se na Figura 4.58 que todos os esforços resultantes de todas as combinações introduzidas no Robot, ficam dentro da área da capacidade resistente da armadura selecionada.

Force/Moment Interaction

EC2-1-1 : Section 1

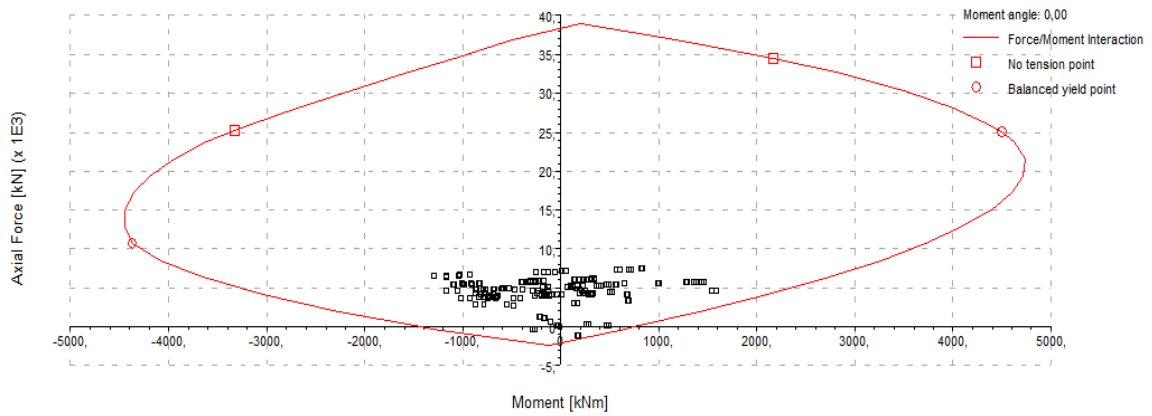


Figura 4.58 – Envoltura da armadura e esforços provenientes do Robot.

Verificação da solução da armadura para o meio vão

Na Figura 4.59 está representada a secção transversal com 0.50 m de altura com a solução de armadura definida.



Figura 4.59 - Secção transversal a meio vão com a solução de armadura.

Também na secção a meio vão todos as combinações ficam salvaguardadas pela capacidade definida pelos cálculos simplificados inicialmente. Esta verificação encontra-se na Figura 4.60.

Force/Moment Interaction

EC2 (GB) : Section 1

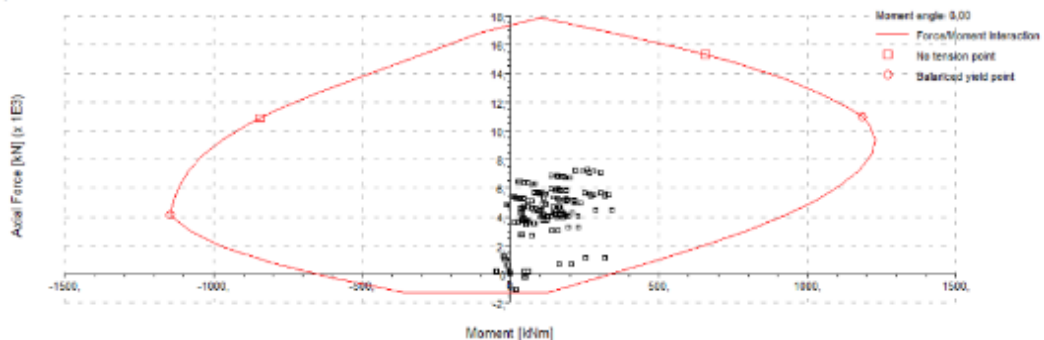


Figura 4.60 - Envoltura da armadura e esforços provenientes do Robot a meio vão.

Com o auxílio do programa AdSec foi possível verificar que a solução adotada para as zonas condicionante, encontros e meio vão, é adequada.

3. Dimensionamento da armadura transversal

Verificação ao esforço transversal resistente em elementos com armadura de esforço transversal (29).

$$V_{ED} \leq V_{RD,s} \quad (4.31)$$

Em que:

V_{ED} – valor de cálculo do esforço transversal resultante das ações exteriores;

$V_{RD,s}$ – valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento com armadura de esforço transversal;

$$V_{RD,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cotg \theta \quad (4.32)$$

Sendo que (29):

A_{sw} – área da secção transversal das armaduras de esforço transversal existente no comprimento s , considerar valor unitário para secções de betão;

s – espaçamento dos estribos, medido ao longo do eixo longitudinal;

f_{ywd} – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

Numa secção de betão armado sem esforço normal pode considerar-se em geral:

$$z = 0.9 d \quad (4.33)$$

O ângulo de inclinação da escora comprimida do betão está limitado pelo intervalo de valores:

$$1^\circ \leq \cotg \theta \leq 2.5^\circ \quad (4.34)$$

Verificação ao limite de esmagamento das escoras comprimidas

$$V_{ED} \leq V_{RD,máx} \quad (4.35)$$

Em que:

$V_{RD,máx}$ - valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas;

$$V_{RD,máx} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cotg \theta + \tg \theta} \quad (4.36)$$

v_1 – é um coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;

α_{cw} – coeficiente que tem em consideração o estado de tensão do banzo comprimido.

Quando $f_{yk} = f_{ywk}$ pode considerar-se $v_1 = v$, dado pela seguinte expressão:

$$v = 0.6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (4.37)$$

Assim sendo para o esforço transversal máximo atuante no tabuleiro:

$$V_{ED} = 270.07 \text{ kN}$$

$$V_{RD,max} = \frac{1 \times 0.56 \times 0.9 \times (0.95) \times 0.528 \times 20 \times 10^3}{2.5 + \frac{1}{2.5}} = 1743.49 \text{ kN} \quad (4.38)$$

Cálculo da área mínima de armadura de esforço transversal:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = b_w \times \rho_w \quad (4.39)$$

$$\rho_w = 0.08 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (4.40)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 0.08 \times \left(\frac{\sqrt{30}}{500}\right) \times 0.56 = 4.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação do espaçamento longitudinal da armadura de esforço transversal:

$$S_{l,max} = 0.75 d (1 + \cotg \alpha) = 0.75 \times 0.95 = 0.713 \text{ m} \quad (4.41)$$

Espaçamento transversal da armadura de esforço transversal:

$$S_{t,max} = 0.75 d = 0.713 \text{ m} \leq 0.600 \text{ m} \quad (4.42)$$

Solução de armadura transversal: $\emptyset 6 // 0.30 \text{ m}$ com 6 ramos ($A_{sw}/s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$)

$$V_{RD,s} = 5.65 \times 10^{-4} \times 0.90 \times 0.95 \times 435 \times 10^3 \times 2.5 = 525.34 \text{ kN} \quad (4.43)$$

4. Verificação da largura de fendas (29).

A largura de fendas pode ser determinada pela equação (4.44):

$$w_k = S_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq w_{max} \quad (4.44)$$

Em que:

$S_{r,max}$ – distância máxima entre fendas;

ε_{sm} – extensão média da armadura;

ε_{cm} – extensão média no betão entre fendas.

A diferença entre ϵ_{sm} e ϵ_{cm} é calculada na seguinte expressão (29):

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\left(\sigma_s - \frac{k_t \times f_{ct,eff}}{\rho\rho_{,eff}} \right) (1 + \alpha_e \times \rho\rho_{,eff})}{E_s} \geq 0.6 \times \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.45)$$

Sendo que

σ_s – tensão na armadura de tração considerando a secção fendilhada;

α_e - relação entre E_s/E_{cm} ;

K_t - coeficiente função da duração do carregamento ($k_t = 0.6$ – ações de curta duração; $k_t = 0.4$ – ações de longa duração);

$f_{ct,eff}$ - valor médio da resistência do betão à tração à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas.

$\rho\rho_{,eff} = A_s/A_{c,eff}$

A distância máxima entre fendas é dada por:

$$s_{r,max} = K_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \emptyset / (\rho\rho_{,eff}) \quad (4.46)$$

Sendo que:

\emptyset - diâmetro dos varões;

k_1 - coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras: $k_1=0.8$ para varões de alta aderência;

k_2 - coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões;

$k_3 = 3.40$;

$k_4 = 0.425$.

5. Controlo da deformação a tempo infinito

A capacidade de resistência das estruturas diminui com o tempo devido a fenómenos como a retração, a fluência, as variações da temperatura que afetam diretamente as características mecânicas das obras de engenharia.

É necessário estimar a deformação passível de ocorrer a longo prazo, de modo a que em fase de projeto, se controlem essas flechas elásticas com coeficientes globais que tenham em conta os parâmetros que afetam diretamente a capacidade resistente.

$$a_t = a_c \times k_t \times \eta \quad (4.47)$$

Em que:

a_c - flecha elástica para as cargas quase permanentes;

k_t - coeficiente global de correção para as flechas sob cargas de longa duração dado ábaco da Figura 4.61.

η - coeficiente de correção tendo em conta a influência da armadura de compressão.

O ábaco da Figura 4.61 com a relação $d/h = 0.93/1 = 0.93 \approx 1.00$ e $\alpha_e \times \rho = 2.50$ e a razão entre M_{rD} e M_D .

O valor da relação do momento que provoca o início da fendilhação, M_{rD} , e o momento fletor atuante, é dado pela seguinte equação:

$$\frac{M_{rD}}{M_D} = \frac{w_c \times f_{ct}}{M_D} \quad (4.48)$$

Em que:

w_c - módulo de flexão da secção de betão;

f_{ct} - pode admitir-se em geral f_{ctm} (para betão C30/37, $f_{ctm} = 2.9$ GPa).

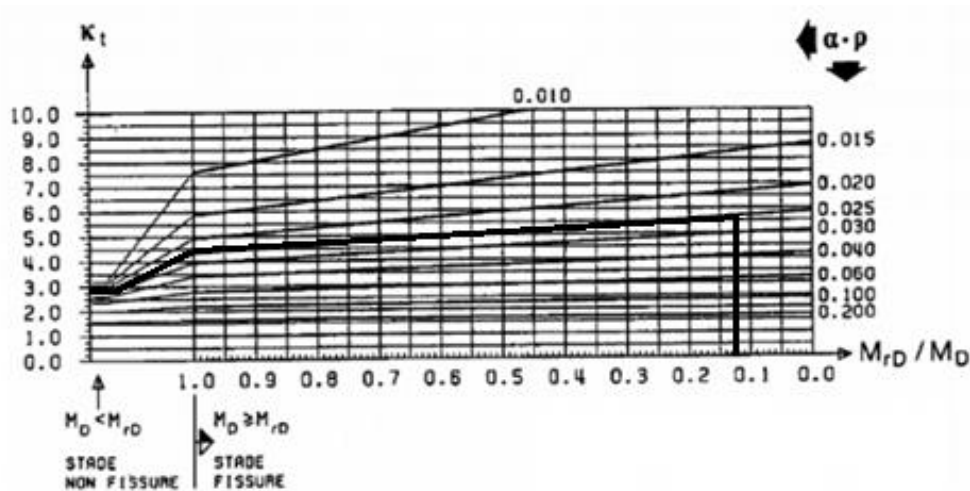


Figura 4.61 - Valores do coeficiente k_t - longo prazo ($d/h=1,0$ e $\phi=2.5$).

Admitindo o cálculo para a secção mais provável a que ocorra uma maior deformação, meio vão, obtêm-se:

$$w_c = \frac{(0.61 \times 0.50^2)}{6} = 0.02542 \text{ m}^4 \quad (4.49)$$

$$\frac{M_{rD}}{M_D} = \frac{0.02542 \times 2900}{597.84} = 0.123 \quad (4.50)$$

Consultado o ábaco com o valor da relação dos momentos e $\alpha_e \times \rho = 2.50 \%$, obtêm-se o valor de $k_t = 3.00$.

O valor da flecha elástica foi obtido a partir do modelo estrutural, $a_c = 3.80$ cm.

Posto isto, o valor da flecha a tempo infinito, é: $a_t = 11.4$ cm.

O valor da flecha a tempo infinito não deve exceder:

$$w_{\max} \leq \frac{L}{250} = \frac{50}{250} = 0.20 \text{ m Verifica!} \quad (4.51)$$

4.5.2 Dimensionamento das fundações indiretas

Dimensionamento do maciço de encabeçamento

Os encontros da ponte serão dimensionados para os esforços mais condicionantes.

Assumindo que do maciço do encontro será o maciço de encabeçamento para duas estacas moldadas in situ, pode-se assumir o esquema da Figura 4.62.

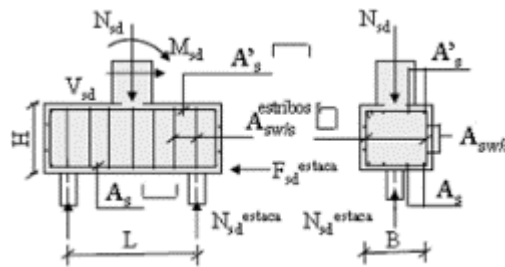


Figura 4.62 – Esforços atuantes no maciço de encabeçamento das estacas. (30)

Em que:

H – altura do maciço de encabeçamento. Admitindo $H = 1.50$ m;

L – distância entre o eixo das estacas; sendo $L \geq 2 H \leftrightarrow L = 3.00$ m.

Os esforços atuantes resultaram do programa do modelo estrutural:

$$N_{sd} = 4588 \text{ kN};$$

$$V_{sd} = 1353.09 \text{ kN};$$

$$M_{sd} = 1296.38 \text{ kN.m.}$$

Tendo em conta a disposição do par de estacas, os valores dos esforços transmitidos para cada estaca são dados por:

$$N_{Ed}^{estaca} = \frac{4588}{2} = 2294 \text{ kN} \quad (4.52)$$

$$V_{Ed}^{estaca} = \frac{1353.09}{2} = 676.55 \text{ kN} \quad (4.53)$$

$$M_{Ed}^{estaca} = \frac{1296.38}{2} = 648.19 \text{ kN.m} \quad (4.54)$$

A área de armadura longitudinal necessária para o maciço do encabeçamento resistir aos esforços atuantes é referida na equação (4.55):

$$A_s = \frac{N_{Ed}^{estaca} \times L}{f_{ysd} \times 0.9 \times H} = 11.72 \text{ cm}^2 \quad (4.55)$$

A área de armadura longitudinal por metro é dada por:

$$A_s/m = \frac{11.72}{3} = 3.91 \text{ cm}^2/m \quad (4.56)$$

A área de armadura mínima por metro é dada por:

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \\ 0.0013 \times b_t \times d \end{cases} = 20.0 \text{ cm}^2/m \quad (4.57)$$

Solução da armadura longitudinal: $\emptyset 16 // 0.10 \text{ m}$ ($A_s = 20.11 \text{ cm}^2/m$)

A área de armadura transversal necessária é calculada pelo esforço transversal atuante, descrito na equação:

$$V_{sd}^{estaca} = \frac{1353.09}{2} = 676.55 \text{ kN} \quad (4.58)$$

$$A_{sw} = \frac{V_{sd}^{estaca} - B \times d}{0.9 \times d \times f_{yd}} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (4.59)$$

Em que:

B – diâmetro das estacas, $B = 0.80\text{m}$;

A área de armadura transversal por metro é dada por:

$$A_s / m = \frac{12.06}{3} = 4.02 \text{ cm}^2/m \quad (4.60)$$

Solução da armadura transversal: $\emptyset 10 // 0.175 \text{ m}$ ($A_s = 4.49 \text{ cm}^2/m$)

Dimensionamento das estacas de fundação

A solução para a fundação passa pela escolha de estacas moldadas in situ, com um comprimento de 20 m, L, admitindo que o maciço rochoso se encontra a esta profundidade. Os diâmetros considerados correntes são (mm): 400, 500, 600, 1000 e 1200.

A escolha do diâmetro tem por base:

$$\text{O controlo dos assentamentos através de: } N_{sd} / A_{estaca} < 5,0 \text{ MPa;}$$

$$\text{A esbelteza } L / \varnothing < 25.$$

Sabendo que é necessário garantir o controlo dos assentamentos de cada estaca através da imposição das tensões máximas do betão, obtêm-se que:

$$A_{estaca} \geq \frac{N_{sd}}{5000} \rightarrow A_{estaca} \geq 0.4588 \text{ m}^2 \tag{4.61}$$

Ou seja, o raio da estaca é aproximadamente 0.38 m.

Outra imposição a verificar é a esbelteza da estaca:

$$\varnothing \geq \frac{L}{25} \rightarrow \varnothing \geq 0.80 \text{ m.} \tag{4.62}$$

Com este pré-dimensionamento inicial da largura da estaca verifica-se que o diâmetro mínimo que cumpre os dois pré-requisitos é 0.80 m.

Com base nos esforços atuantes e no diâmetro da estaca foi efetuado o cálculo da armadura longitudinal da estaca com recurso ao programa Xd-Cosec, apresentado na Figura 4.65. Condiçãoou-se ainda a solução à armadura mínima e espaçamento máximo.

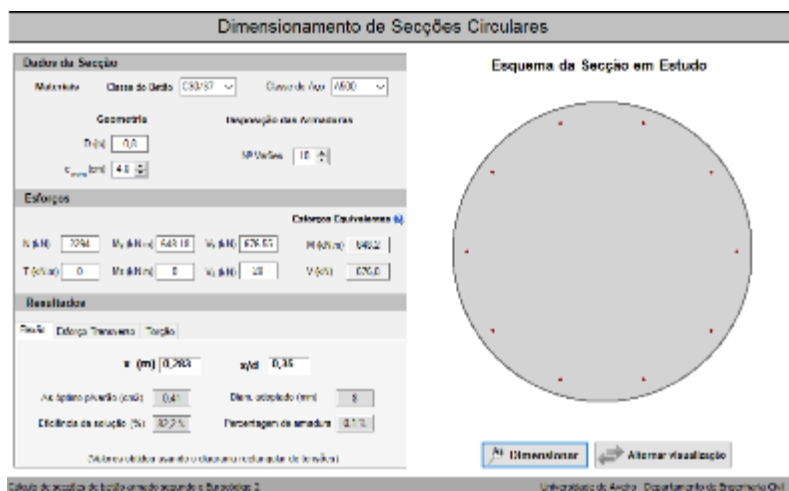


Figura 4.63 – Dimensionamento da armadura longitudinal no programa Xd-Cosec.

Solução da armadura longitudinal: 10 Ø 16 (As = 20.10 cm²)

Também com recurso ao programa Xd-Cosec foi possível calcular a área de armadura transversal capaz de suportar os esforços atuantes, representada na Figura 4.64.

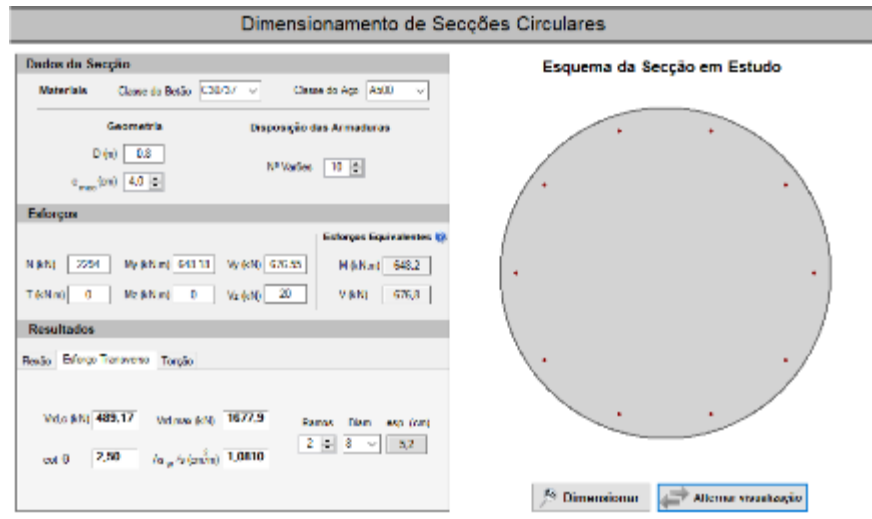


Figura 4.64 – Área de armadura transversal.

Verificação da área de armadura transversal mínima:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = b_w \times \rho_w \quad (4.63)$$

$$\rho_w = 0.08 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (4.64)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 0.08 \times \left(\frac{\sqrt{30}}{500}\right) \times 0.50 = 4.38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Solução da armadura: $\emptyset 10 // 0.15 \text{ m}$ (2 ramos) ($A_s = 10.48 \text{ cm}^2/\text{m}$).

CAPÍTULO 5

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA PONTE DA FOZ

5.1 CONCEÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA

A segunda ponte localiza-se na foz do rio Neiva. Como referido anteriormente, existe esta necessidade para fazer a ligação pedonal entre as duas freguesias, tornando o circuito pedonal periférico às margens do rio, um circuito fechado.

Ao contrário da primeira ponte, no local proposto para implantação da ponte da Foz, ambas as margens estão sensivelmente à mesma cota. Esta foi a primeira imposição, que acabou por conduzir a uma solução com um tabuleiro com inclinação nula. O elevado vão a vencer foi a segunda imposição, o que condicionou a escolha dos restantes elementos estruturais.

Na foz do rio existe um banco de areia que serve de local de descanso e/ou refúgio para parte das aves que habitam este local. Por isso, torna-se impensável a modificação deste pequeno assoreamento.

Estas imposições condicionaram o tipo de solução estrutural. Devido ao vão a vencer e à condicionante da possível localização dos pilares, optou-se por escolher uma solução atirantada fixada a um arco de betão armado. O arco será fundado à cota 0 entre o banco de areia e as margens das freguesias.

A Figura 5.1 mostra, de forma esquemática, o esquema estrutural através do alçado da ponte. O tabuleiro da ponte apresenta uma diretriz reta, em planta. Os seus encontros estão à cota de 3.20 m. A cota natural do terreno na freguesia de São Paio de Antas é aproximadamente 2 m. A ligação do tabuleiro ao solo será realizada através de um pequeno passadiço.

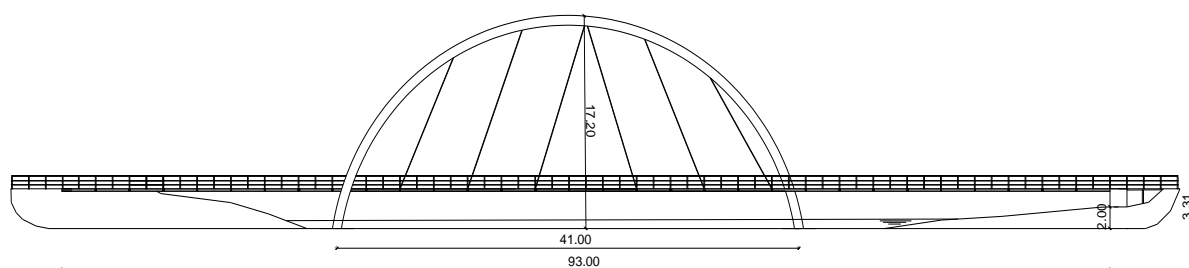


Figura 5.1 – Alçado da ponte da Foz.

O tabuleiro será uma estrutura metálica, de 3 m de largura, composto por três longarinas que percorrem toda a extensão da ponte, e carlingas, espaçadas de 3 em 3 m ao longo dos 93 m da ponte.

A Figura 5.2 remete para a secção transversal do tabuleiro da ponte. As longarinas e as carlingas serão perfis IPE. As carlingas serão fixadas às longarinas com o auxílio de cantoneiras através de ligações aparafusadas.

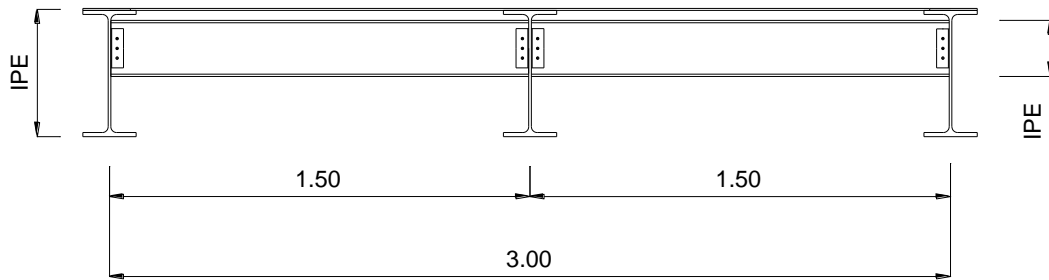


Figura 5.2 – Secção transversal do tabuleiro.

O tabuleiro da ponte será contraventado ao longo de toda a extensão por perfis tubulares circulares. Será feito um contraventamento cruzado, como revela a Figura 5.3.

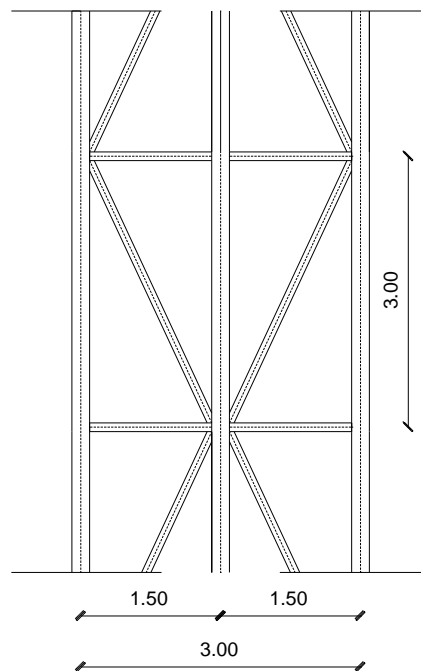


Figura 5.3 – Contraventamento do tabuleiro da ponte.

Relativamente ao arco, com um vão de 41 m, apresenta uma diretriz diagonal, apresentando-se enviesado relativamente à direção do tabuleiro. Os seus pontos de arranque encontram-se a 3 m das longarinas exteriores, como demonstra a Figura 5.4. O arco, de betão armado, tem uma altura de 17.2 m e assume uma secção transversal constante ao longo de todo o seu desenvolvimento.

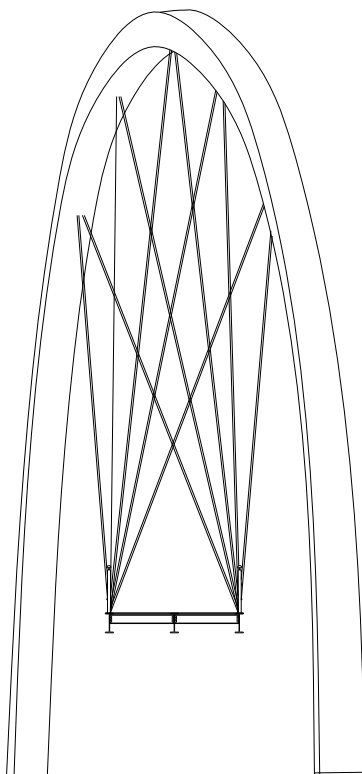


Figura 5.4 – Corte transversal.

Os tirantes terão uma área de influência de 6 m, fixados de 2 em 2 carlingas ao longo do arco, como se representa na Figura 5.5.

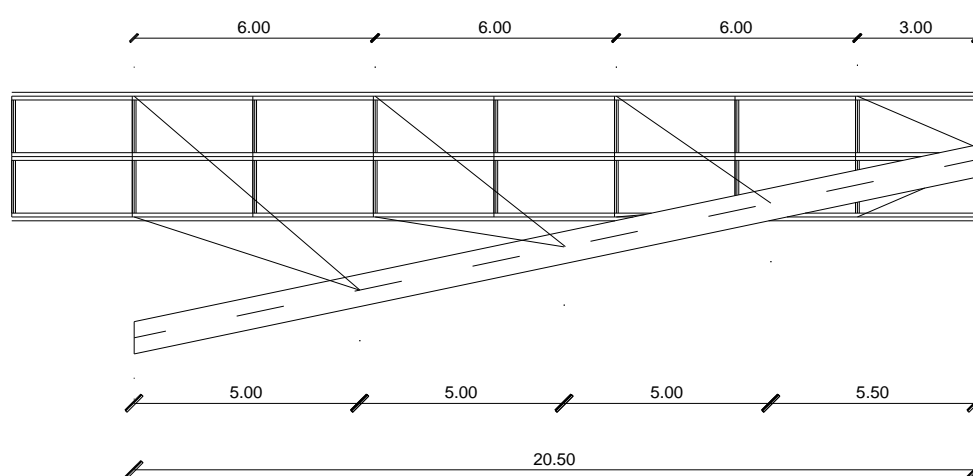


Figura 5.5 – Posição dos tirantes vista em planta.

Relativamente aos guarda corpos serão metálicos, com 1.10 m de altura. Os seus perfis, neste caso, completamente verticais serão espaçados de 1.50 m e compostos por dois perfis horizontais, como se representa na Figura 5.6.

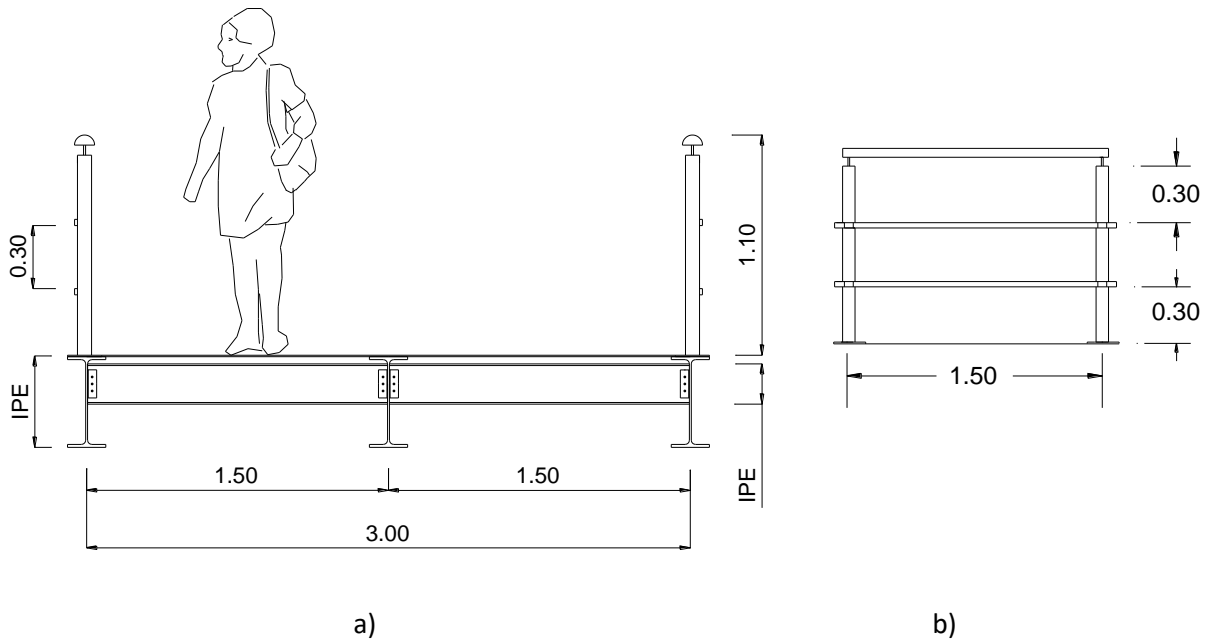


Figura 5.6 – Guarda corpo; a) secção transversal do tabuleiro com os guarda corpos; b) alçado do guarda corpo.

À semelhança da ponte anterior, foi adotado um betão de classe C30/37, aço em armadura ordinária S500 NR SD e aço de construção S355. Definiu-se um tempo de vida útil de projeto de 50 anos (classe estrutural S4), mas agora numa classe de exposição XS3 (zonas sujeitas aos efeitos das marés, da rebentação e da neblina marítima), pelo que resulta na necessidade de 45 mm de recobrimento mínimo e 55 mm de recobrimento nominal.

5.2 MODELAÇÃO NUMÉRICA

5.2.1 Modelo global da ponte

Ao contrário das estruturas de betão armado em que inicialmente se define uma secção em betão e, posteriormente, com a aplicação das combinações se determina a área de armadura necessária para resistir aos esforços, as estruturas metálicas precisam ser pré-dimensionadas, atendendo às combinações fundamentais, para a primeira modelação.

Este pré-dimensionamento teve como base as reações resultantes das cargas verticais aplicadas na estrutura para a combinação de estado limite último.

Pré-dimensionamento das longarinas

Desta combinação inicial resultaram os seguintes esforços:

$$V_{Ed} = 434 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = 268.73 \text{ kN.m.}$$

Como nesta primeira análise não foram aplicadas as cargas equivalentes ao vento não há esforços axiais atuantes. As longarinas serão pré-dimensionadas para resistir ao esforço transversal e ao momento fletor atuante.

- Pré-dimensionamento ao esforço transversal

O valor de cálculo atuante do esforço transversal deve cumprir a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (5.1)$$

Em que:

V_{Ed} – valor do esforço transversal atuante;

$V_{c,Rd}$ – valor de cálculo resistente para o esforço transversal.

O valor de cálculo da capacidade resistente depende do tipo de classe dos perfis utilizados. As classificações das secções dos elementos traduzem a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma peça são influenciados. (31)

Quando se está perante perfis de secção compacta as zonas comprimidas da peça podem plastificar linearmente, o que não ocorre em secções esbeltas devido aos fenómenos provocados pela encurvadura.

O EC3-1-1 classifica as secções em quatro distintas classes (31):

Classe 1 – são as secções em que se podem formar rótulas plásticas com uma capacidade superior à mínima exigida para a utilização de métodos plásticos;

Classe 2 – é possível atingir o momento plástico, mas com capacidade de rotação limitada;

Classe 3 – a tensão na fibra extrema mais comprimida do elemento de aço pode atingir o valor da tensão de cedência;

Classe 4 – a encurvadura local impede que seja atingida a tensão de cedência nas zonas mais comprimidas da secção.

Quando não é conhecida a classe da secção dos perfis escolhidos para o dimensionamento estrutural, é necessário fazer previamente a sua classificação, pois todo o dimensionamento futuro depende do tipo de classe.

Para a ponte da Foz serão escolhidos perfis comerciais já devidamente classificados e com a classe 1.

Assim sendo, considerando que se trata de um dimensionamento plástico, classe 1, o valor de resistência $V_{c,Rd}$ é calculado com o valor da resistência plástica $V_{pl,Rd}$ descrita na seguinte equação.

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M0} \quad (5.2)$$

Em que:

A_v – área de corte fornecida pelas tabelas comerciais dos perfis;

f_y – valor nominal da tensão de cedência. Os valores são apresentados na Tabela 5.1 para as diferentes classes de aço e espessura dos perfis;

γ_{M0} – coeficiente parcial de segurança com valor unitário.

Tabela 5.1 - valores nominais da tensão de cedência f_y (N/mm²). (32)

Classe do aço	Espessura nominal	
	$t \leq 40$ mm	40 mm $< t \leq 80$ mm
S 235	235	215
S 275	275	255
S 355	355	355
S 450	440	410

Com base na relação entre o esforço atuante e o esforço resistente necessário é possível determinar a área de corte para resistir às solicitações e posteriormente consultar as tabelas e escolher o perfil que cumpra este requisito.

Assumindo que:

$$V_{Ed} = 434 \text{ kN};$$

$$f_y = 355 \text{ MPa (para aço S355)};$$

$$\gamma_{M0} = 1.0.$$

Obtêm-se uma área de corte, $A_v = 21.17 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$. Com base nesta informação e recorrendo às tabelas comerciais para os perfis IPE opta-se pelo perfil IPE 220.

- Pré-dimensionamento para o momento fletor

A verificação da segurança à flexão é dada por:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (5.3)$$

Em que:

M_{Ed} – momento de cálculo atuante;

$M_{c,Rd}$ – valor do momento de cálculo resistente.

Para secções de classe 1 e/ou 2 o valor do momento de cálculo resistente é dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.4)$$

Sendo conhecido o valor dos esforços atuantes é possível determinar o módulo de flexão plástico, W_{pl} , necessário para resistir às cargas verticais.

Para os seguintes valores:

$$M_{Ed} = 268.73 \text{ kN.m.}$$

$$f_y = 355 \text{ MPa consultado na Tabela 5.1;}$$

$$\gamma_{M0} = 1.00.$$

Obtêm-se uma área de corte, $A_v = 21.17 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$. Com base nesta informação e recorrendo às tabelas comerciais para os perfis IPE poder-se-ia optar pelo perfil IPE 220.

O pré-dimensionamento foi condicionante para os valores dos momentos atuantes, sendo esta a solução do perfil que prevalece. Como apenas estão a ser considerados os valores das cargas verticais, opta-se por seleccionar o perfil IPE 400 ($W_{pl} = 1307 \text{ cm}^3$) para salvaguardar o acréscimo das cargas provenientes das combinações e outros eventuais efeitos de instabilidade local.

As carlingas servirão, para aumentar a rigidez da estrutura, contribuindo também para o travamento lateral das longarinas, para resistir ao efeito provocado pelo vento lateral.

Nesta fase inicial e em termos de modelação no programa de elementos finitos, considerou-se que as carlingas são perfis IPE 200 e os contraventamentos secções tubulares circulares com 0.20 m de diâmetro e 2 mm de espessura.

Na Figura 5.7 representa-se a planta do tabuleiro da ponte, modelada no programa estrutural, apresentando as longarinas com os perfis IPE 400, as carlingas com os perfis IPE 200 e os contraventamentos com a secção tubular circular.



Figura 5.7 – Planta do tabuleiro.

Na Figura 5.8 é apresentada a secção transversal do tabuleiro onde é perceptível a posição das longarinas e a secção do contraventamento.

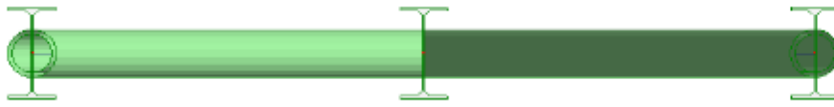


Figura 5.8 – Secção transversal do tabuleiro.

A Figura 5.9 ilustra o enquadramento dos diversos elementos estruturais que fazem parte da solução estrutural escolhida para o tabuleiro da ponte da Foz.

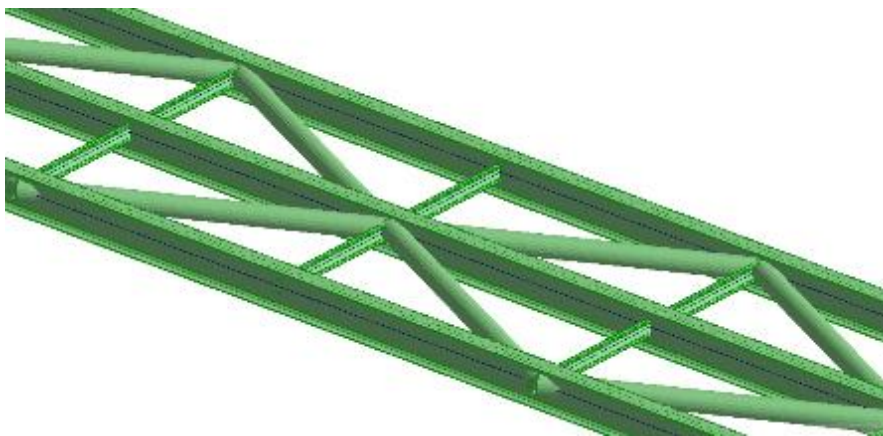


Figura 5.9 – Pormenor da iteração dos diversos elementos constituintes do tabuleiro.

Na Figura 5.10 apresenta-se a secção do perfil escolhido para as longarinas assim como as suas características mecânicas fornecidas pelo programa de cálculo.

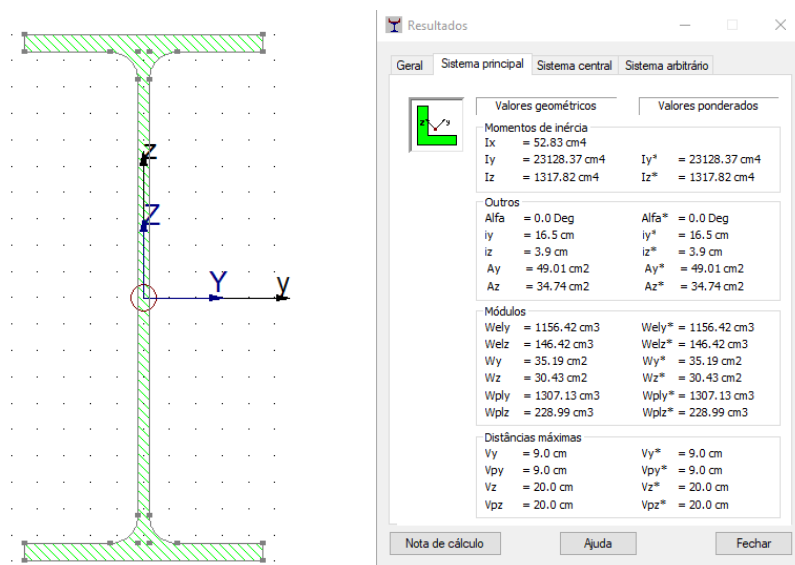


Figura 5.10 – Características do perfil IPE 400; a) corte transversal do perfil; b) características mecânicas da peça.

Relativamente ao arco, definiu-se uma secção quadrangular de 0.80 m de lado. Tal como a primeira ponte, o arco da ponte da Foz, passou pelo levantamento de todas as cotas de 0.50 em 0.50 m para a correta modelação, representado na Figura 5.11 e apresentado no Anexo 4. Após o seu levantamento altimétrico ajustou-se os pontos obtidos de modo a formar uma parábola perfeita, garantindo que se tira o máximo partido do betão.

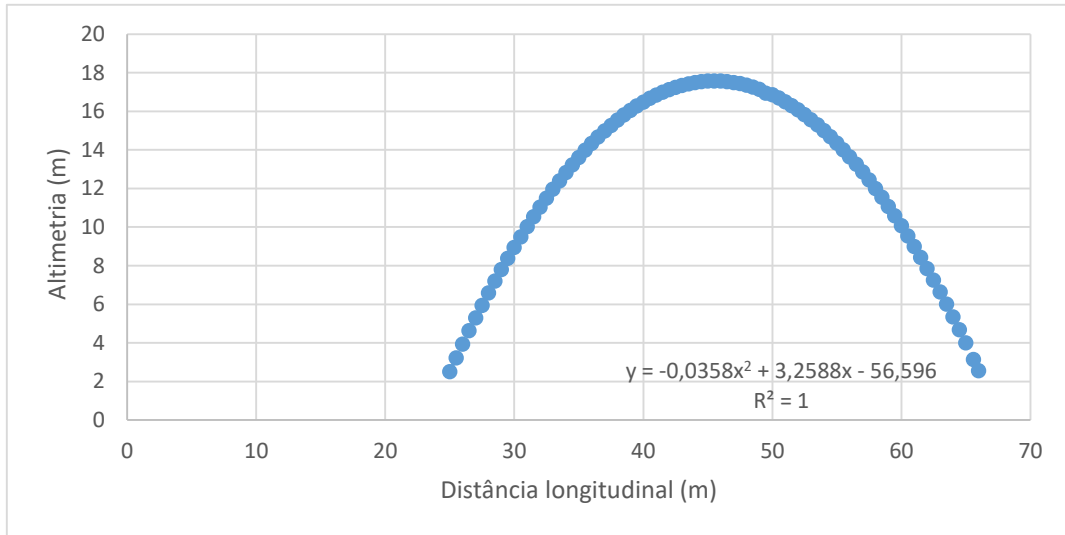


Figura 5.11 – Parábola que representa o arco da ponte da Foz.

Também a diretriz do arco sofreu um ajuste dos pontos através de regressão linear apresentada na Figura 5.12.

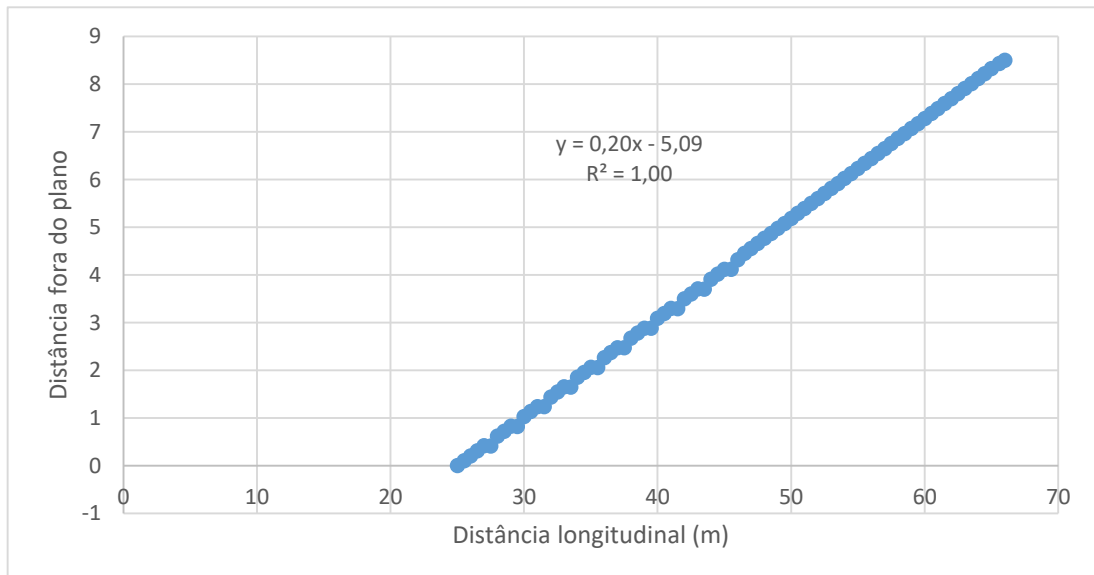


Figura 5.12 – Diretriz do arco.

Representa-se da Figura 5.13 à Figura 5.16 algumas das vistas resultantes da modelação da ponte da Foz no programa *Robot*.

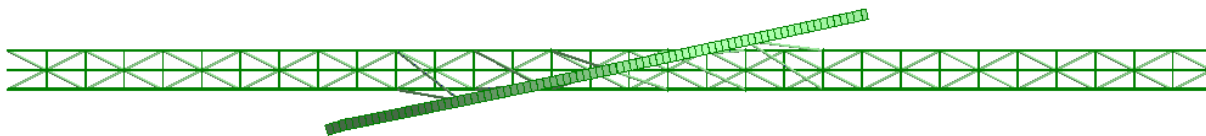


Figura 5.13 – Planta da ponte.

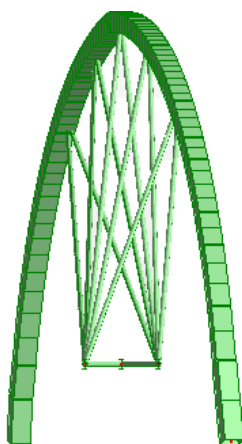


Figura 5.14 – Secção transversal.

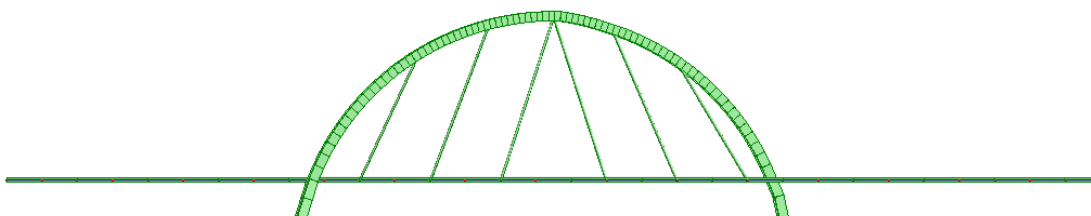


Figura 5.15 – Alçado da ponte.

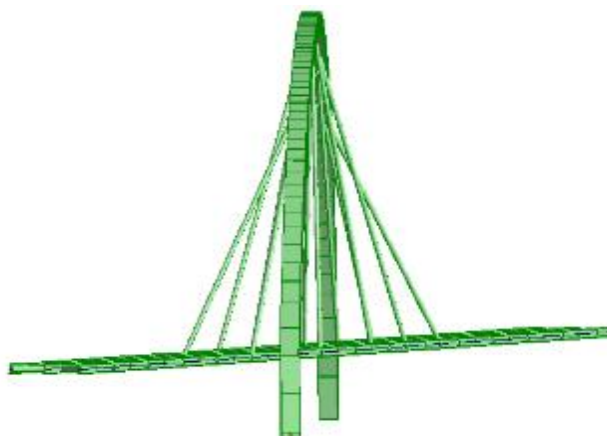


Figura 5.16 – Representação do efeito dos tirantes.

5.2.2 Condições de apoio

Tal como na ponte do Açude, será pensada uma solução de apoio nos encontros da ponte e do arranque do arco, que se assemelham ao típico encastramento, representado na Figura 5.17. Será assim pensada numa solução em betão armado para o maciço de encabeçamento das estacas e em fundações indiretas por intermédio de estacas moldadas *in situ*.

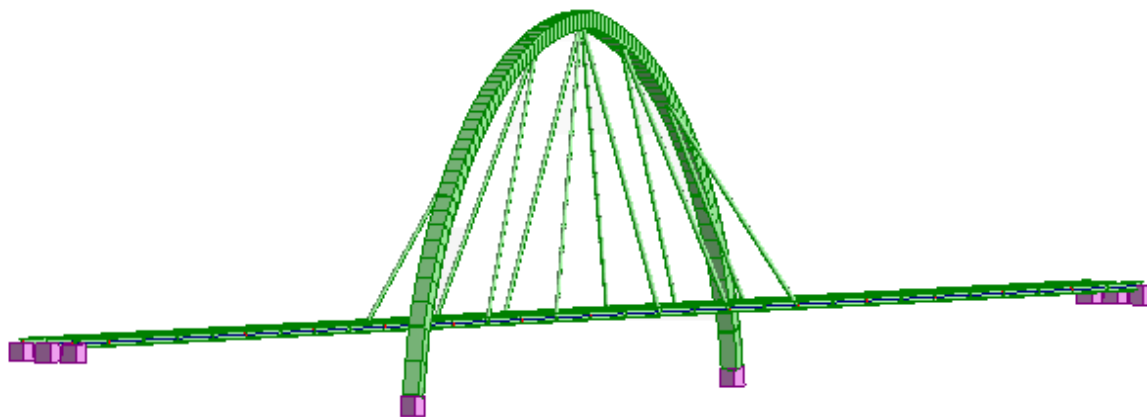


Figura 5.17 – Condições de apoio no programa de cálculo estrutural.

5.3 ANÁLISE ESTÁTICA DAS ESTRUTURAS

5.3.1 Ações

Para a análise estática serão consideradas as seguintes ações: permanentes, a sobrecarga de utilização, a ação do vento, a ação das variações de temperatura e a ação da neve. Apesar de ser recomendado considerar uma ação accidental, nos casos em estudo não se justifica, não havendo possibilidade de acidentes devido a não haver tráfego fluvial no local.

1. Ações permanentes

O programa de cálculo assume automaticamente o peso próprio da estrutura. Para o efeito, foi tido em consideração os pesos volúnicos do betão e do aço e a secção transversal dos respetivos elementos de barra.

Utilizando o compósito Teka para revestimento do tabuleiro, com $\gamma = 6.0 \text{ kN/m}^3$

- Revestimentos = $6 \times 0.05 \text{ m de espessura} = 0.30 \text{ kN/m}^2$
Revestimentos = $0.30 \times 3 \text{ m de largura do tabuleiro} = 0.90 \cong 1 \text{ kN/m}$
- Peso das guardas = $1.10 \text{ m de altura} \times 2 \text{ guarda corpos} \times 0.95 \text{ kN/m}^2 = 2.10 \text{ kN/m}$

2. Sobrecarga de Utilização

A carga uniformemente distribuída é representada na expressão (5.5), sendo o L o comprimento do vão, ou seja, 93 m, resultando em 3 kN/m².

$$2.5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} = 2.0 + \frac{120}{93 + 30} = 2.97 \text{ kN/m}^2 \leq 5.0 \text{ kN/m}^2 \quad (5.5)$$

Referente ao valor da carga concentrada, de 10 kN e devido às dimensões da estrutura, esta carga concentrada, não foi considerada relevante para o cálculo global, sendo o seu efeito insignificante, quando comparado ao valor da carga uniformemente distribuída.

3. Ação da neve

Zonamento do território

- Zona – o zonamento do território é semelhante à ponte do Açude, encontra-se na zona geográfica correspondente à **zona Z2** e identificada na Figura 2.22.
- $C_z = 0.2$ (valor correspondente para a zona Z2).
- Por se tratar da zona Z2 não é necessário calcular o valor de acidente.

Valor da carga da neve ao nível do solo

$$S_k = C_z (1 + (H / 500)^2) = 0.20 \text{ kN/m}^2 \quad (5.6)$$

Sendo que:

$$H = 3.5 \text{ m}$$

$$C_z = 0.20$$

Cálculo do valor da ação da neve

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k = 0.13 \text{ kN/m}^2 \quad (5.7)$$

Sendo que:

$$\mu_i = 0.80;$$

$C_e = 0.80$ – zona exposta ao vento, de acordo com a Tabela 2.7;

$$C_t = 1.00;$$

$$S_k = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

4. Ação do vento

Valor de referência da velocidade do vento

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,0} = 30 \text{ m/s} \quad (5.8)$$

Sendo que:

$$C_{dir} = 1.00;$$

$$C_{season} = 1.00;$$

$v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$ por se encontrar na zona B, a menos de 5 km da costa.

Coeficiente de terreno

$$k_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,11}} \right)^{0.07} = 0.0926 \quad (5.9)$$

Em que:

$Z_0 = 0.005$ – Categoria do terreno tipo I segundo a Tabela 2.10.

$Z_{0,11} = 0.05 \text{ m}$.

Rugosidade do terreno

$$C_r = k_r \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) = 0.598 \quad (5.10)$$

Sendo que:

$Z = 3.2 \text{ m}$ – corresponde à cota máxima da ponte;

Velocidade média do vento

$$V_m(Z) = C_r(Z) \times C_0(Z) \times v_b = 16.37 \text{ m/s} \quad (5.11)$$

Para:

$$C_0(Z) = 1.00.$$

Coeficiente de exposição

Recorrendo ao gráfico da Figura 5.18, considerando categoria de terreno do tipo I e a altura de $Z = 3.20$ m, obtêm-se: $C_e(z) = 1.90$.

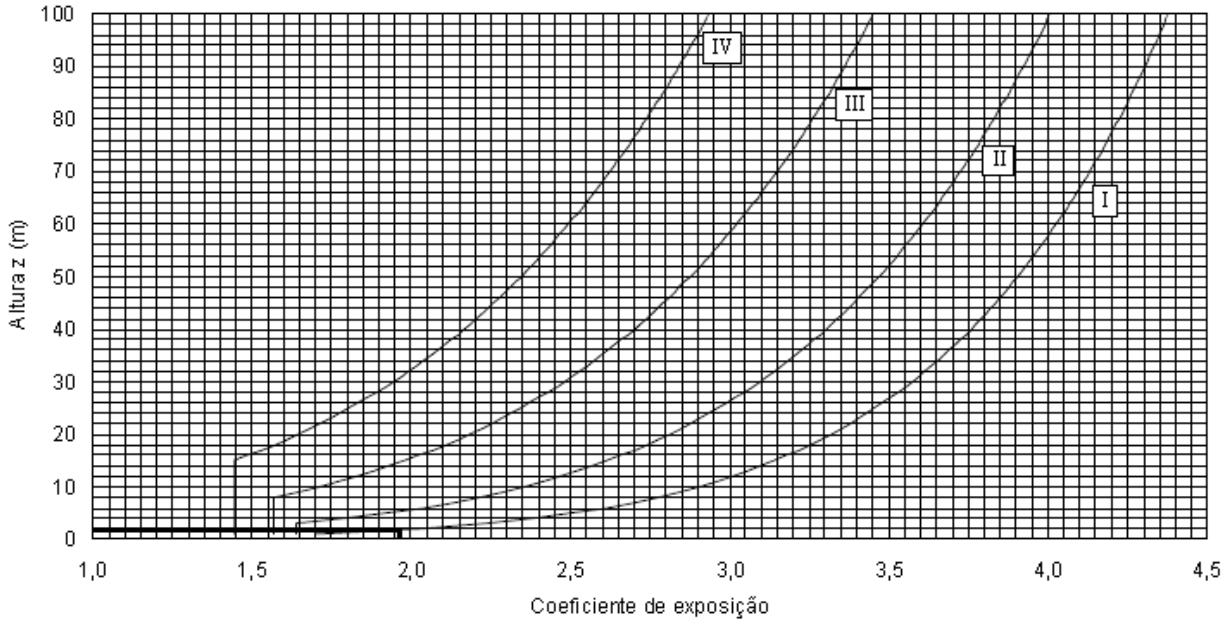


Figura 5.18 – Coeficiente de exposição. (22)

Pressão dinâmica de referência

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 = 0.416 \text{ kPa} \tag{5.12}$$

Pressão dinâmica de pico

$$q_b(Z) = c_e(Z) \times q_b = 0.796 \text{ kPa} \tag{5.13}$$

Força do vento na direção X recorrendo ao método simplificado

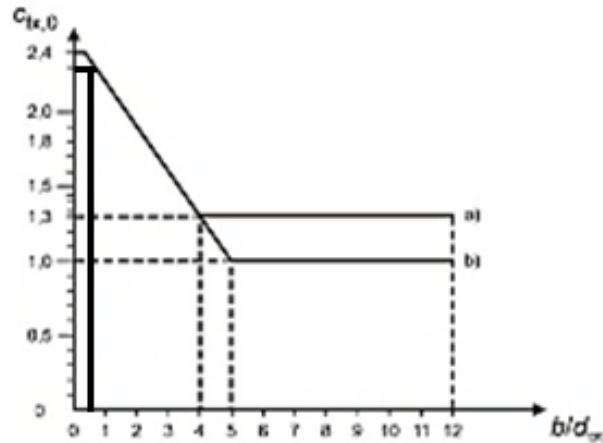
$$F_{w,x} = q_b \times c \times A_{ref,x} = 1084.01 \text{ kN} \tag{5.14}$$

Recorrendo à Tabela 2.11 verifica-se que o valor de d_{tot} é dado por:

$$d_{tot} = d + 0.60 = 1 + 0.60 = 1.60 \text{ m} \text{ – para a situação de guarda corpo vazado nos dois lados;}$$

Sendo $b = 3$ m, a base do tabuleiro;

A relação b/d_{tot} é verificada na Figura 5.19, obtendo-se: $C_{f,x} = 2.3$.

Figura 5.19 – Relação b/d_{tot} . (22)

$$A_{ref,x} = d_{tot} \times L = 213.90 \text{ m}^2 \quad (5.15)$$

A força resultante da ação do vento deve ser dividida pelo comprimento total da ponte, $L = 93 \text{ m}$, resultando numa força linear horizontal de 11.66 kN/m .

Para a componente vertical da ação do vento, na direção Z, o Anexo Nacional do EC1-4 define o valor do coeficiente da força $c_{f,z}$ é de ± 0.90 .

A ação do vento tem em conta a largura do tabuleiro.

$$A_{ref} = 3 \times 93 = 279 \text{ m}^2 \quad (5.16)$$

$$F_{w,z} = 0.958 \times (\pm 0.90) \times 293 \times 2.30 = 581.04 \text{ kN/m} \quad (5.17)$$

Posto isto, o valor da ação vertical do vento é de $\pm 6.25 \text{ kN/m}$.

Para a direção horizontal, y, na direção longitudinal do tabuleiro, o Anexo Nacional do EC1 define que se deve assumir 25% das forças assumidas na direção X para tabuleiros de vigas de alma cheia, e 50% para tabuleiros de vigas treliçadas. Assim sendo, $F_{w,y} = \pm 2.92 \text{ kN/m}$.

A solicitação do vento nos cabos da ponte não é especificada no EC1, porém o RSA faz essa abordagem para determinar a pressão do vento e as forças a atuar nos cabos.

O valor da pressão dinâmicas do vento é dado pela seguinte expressão:

$$w = 0.613 \times v^2 = 551.7 \text{ m/s} \quad (5.18)$$

Considerando v como a velocidade de referência, 30 m/s ;

O cálculo da força atuante por unidade de comprimento do elemento é dado por:

$$F = \delta f \times d \times w \quad (5.19)$$

O coeficiente de força para os fios e cabos, δf , é definido pela Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Coeficiente de força para fios e cabos.

	$d\sqrt{w}$	Características da superfície	δf
Fios	-		1.2
Cabos	< 0.015	Cordões finos	1.2
		Cordões grossos	1.3
	≥ 0.015	Cordões finos	0.9
		Cordões grossos	1.1

5. Ação térmica

Tal como acontece na ponte do Açude, a temperatura mínima e máxima do ar à sombra no local do projeto no concelho de Esposende, é de 0 °C e 40 °C respetivamente.

Em seguida, efetua-se o cálculo das temperaturas uniformes mínimas e máximas da ponte admitindo um tabuleiro Tipo 1, com recurso à Tabela 2.12.

$$T_{e,min} = 0 - 3 = - 3 \text{ °C} \tag{5.20}$$

$$T_{e,máx} = 40 + 16 = 56 \text{ °C} \tag{5.21}$$

O valor da variação de temperatura uniforme está ainda dependente da temperatura do ambiente durante o faseamento construtivo. Para pontes pedonais em arco, o EC1 estipula o valor de 15 °C. Os valores a considerar para as variações uniformes de temperatura são apresentados nas seguintes expressões:

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = - 3 - 15 = - 18 \text{ °C} \tag{5.22}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 56 - 15 = + 41 \text{ °C} \tag{5.23}$$

Segundo o Anexo Nacional do EC1-5, a variação uniforme de temperatura deve-se considerar 10 °C para cabos de pontes suspensos de cor clara e 20 °C para os elementos de cor escura.

5.3.2 Combinações

Após a quantificação das ações estáticas significativas para o dimensionamento da estrutura, procede-se às combinações de ações consideradas de interesse.

Na Tabela 5.3 apresenta-se o número da ação, a sua respetiva abreviatura, o tipo de ação e os seus valores reduzidos utilizados nas combinações.

Tabela 5.3 – Representação das ações introduzidas no Robot e o seu respetivo valor reduzido.

Ações						
Nº da ação no robot	Abreviatura	Ação	Tipo de ação	Valores reduzidos		
				ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	PP	Peso próprio	Permanente	1	1	1
2	RCP	Revestimentos	Permanente	1	1	1
3	Q	Sobrecarga	Variável	0.7	0.7	0.6
4	GC	Guarda corpos	Permanente	1	1	1
5	VZ1	Vento direção Z - descendente	Variável	0.6	0.2	0
6	VZ2	Vento direção Z - ascendente	Variável	0.6	0.2	0
7	VX1	Vento direção X - positivo	Variável	0.6	0.2	0
8	VX2	Vento direção X - negativo	Variável	0.6	0.2	0
9	VY1	Vento direção Y - positivo	Variável	0.6	0.2	0
10	VY2	Vento direção Y - negativo	Variável	0.6	0.2	0
11	TU1	Temperatura Uniforme Positiva	Variável	0.6	0.5	0
12	TU2	Temperatura Uniforme - Negativa	Variável	0.6	0.5	0
13	TD1	Temperatura Diferencial	Variável	0.6	0.5	0
14	SNOW	Neve	Variável	0.5	0.2	0

5.3.3 Resultados

Serão apresentados numa primeira fase a ação de cada carga isolada para verificar o seu efeito na estrutura, para o tabuleiro e o conjunto do arco com os tirantes.

Posteriormente procede-se à análise da envolvente das combinações de ações.

5.3.3.1 Efeito das ações na estrutura

1. Ação permanente

Nesta combinação consideram-se todas as ações que atuam na estrutura, em permanência, desde o início do seu funcionamento, nomeadamente, o peso próprio da estrutura, as restantes cargas permanentes e a ação dos guarda corpos.

Análise das longarinas

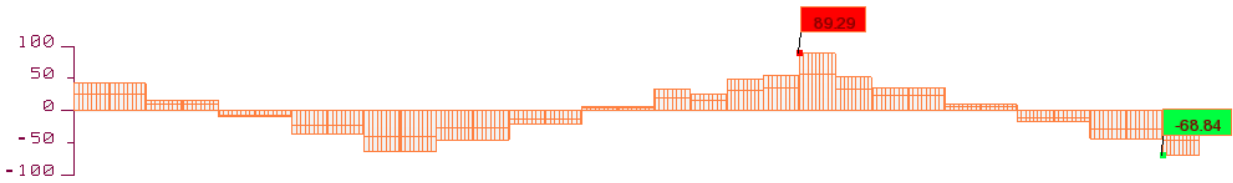


Figura 5.20 - Diagrama de esforços axiais para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN)

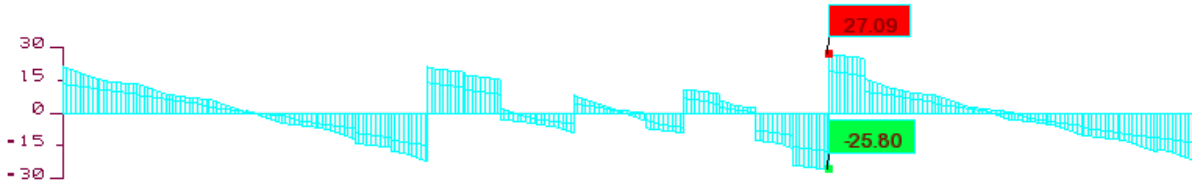


Figura 5.21 - Diagrama de esforços transversos para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN)

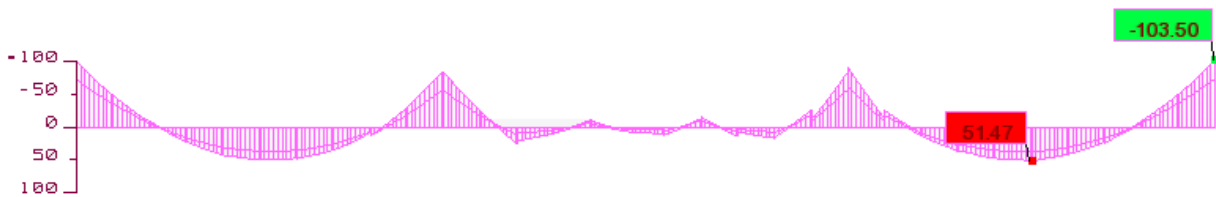


Figura 5.22 - Diagrama de momentos fletores (pp + rcp + guardas). (kN.m)

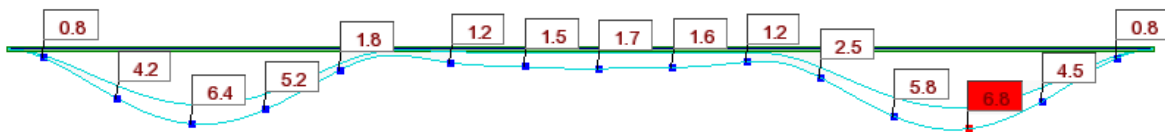


Figura 5.23 - Deformada para as ações permanentes (pp + rcp + guardas). (cm)

A Tabela 5.4 apresenta o resumo do efeito das ações permanentes nas longarinas.

Tabela 5.4 – Envolvente de esforços nas longarinas para as ações permanentes

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	43,59	21,36	- 101,91
II	24.00	- 62,54	- 13,77	13,84
III	45.00	7,11	2,40	6,47
IV	69.00	36,03	10,05	12,78
V	93.00	- 68,84	- 21,45	- 103,50

Análise do arco



Figura 5.24 - Diagrama de esforço axial no arco para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN)



Figura 5.25 - Diagrama de esforço transverso no arco para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN)



Figura 5.26 - Diagrama de momentos fletores no arco para a ação permanente (pp + rcp + guardas).

(kN.m)

Na Tabela 5.5 apresenta-se um resumo do efeito das ações permanentes no arco nas três secções mais solicitadas.

Tabela 5.5 – Esforços no arco para as ações permanentes.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	720.74	- 187.30	781.92
II	20.5	377.64	35.97	281.88
III	41.00	744.36	271.80	872.54

Análise dos tirantes

O conceito principal do funcionamento de um tirante é que este funciona apenas à tração. O esforço instalado é o esforço axial.



Figura 5.27 - Diagrama de esforço axial no tirante mais esforçado para a ação permanente (pp + rcp + guardas). (kN)

2. Ação da sobrecarga

Análise das longarinas

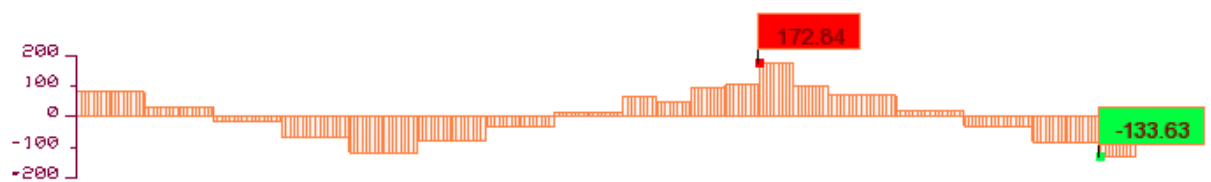


Figura 5.28 - Diagrama de esforço axial para a ação da sobrecarga. (kN)

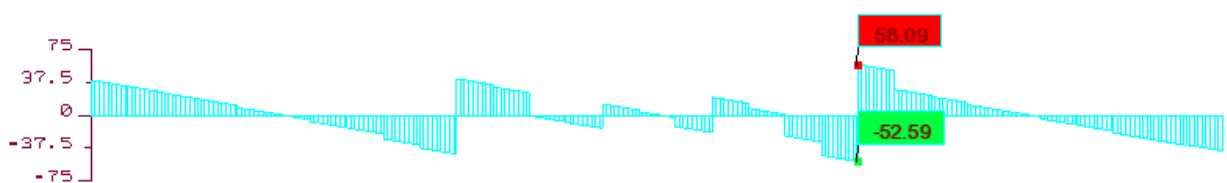


Figura 5.29 - Diagrama de esforços transversos para a ação da sobrecarga. (kN)



Figura 5.30 - Diagrama de momentos fletores para a ação da sobrecarga. (kN.m)

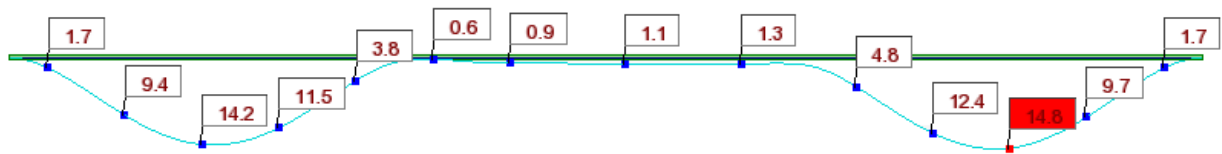


Figura 5.31 - Deformada para a ação da sobrecarga. (cm)

A Tabela 5.6 apresenta o resumo do efeito da ação da sobrecarga nas longarinas.

Tabela 5.6 – Envolvente de esforços nas longarinas para a ação da sobrecarga.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	80,02	40,23	- 218,22
II	24.00	- 118,24	- 26,85	33,79
III	45.00	13,68	4,27	8,52
IV	69.00	69,18	21,48	27,18
V	93.00	- 133,63	- 40,37	- 222,81

Análise do arco



Figura 5.32 - Diagrama de esforço axial no arco para a ação da sobrecarga. (kN)

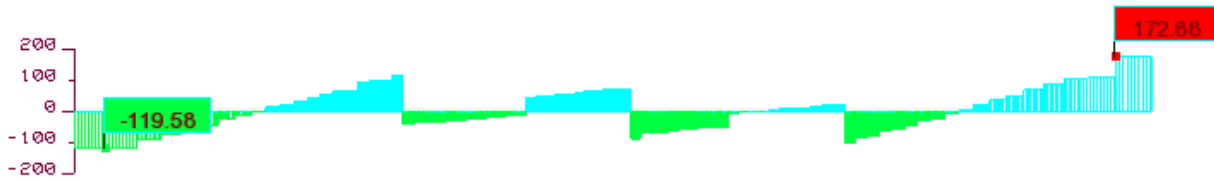


Figura 5.33 - Diagrama de esforços transversos no arco para a ação da sobrecarga. (kN)



Figura 5.34 - Diagrama de momentos fletores no arco para a ação da sobrecarga. (kN.m)

Apresenta-se na Tabela 5.7 o resumo com os valores dos esforços axiais, transversos e momentos fletores no arco para a ação da sobrecarga.

Tabela 5.7 – Esforços no arco para a ação da sobrecarga.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	316.24	- 119.58	450.90
II	20.5	377.64	35.97	281.88
III	41.00	754.72	138.03	346.92

Análise do tirante



Figura 5.35 – Esforço de tração no tirante para o efeito da sobrecarga.

3. Envolvente da ação do vento

Longarinas do tabuleiro

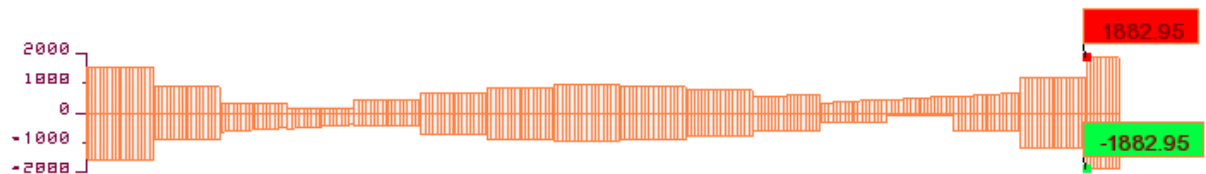


Figura 5.36 - Diagrama da envolvente do esforço axial para a envolvente da ação do vento. (kN)

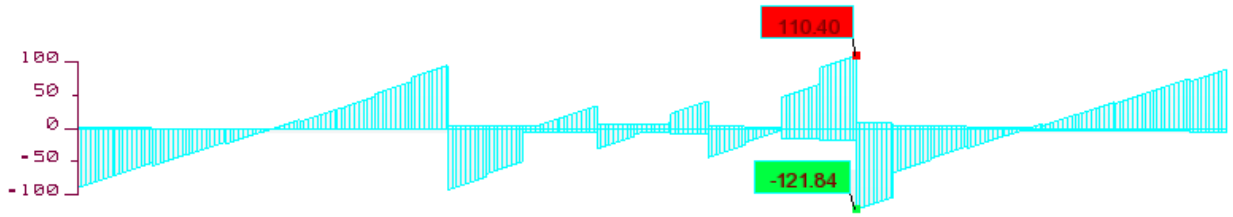


Figura 5.37 - Diagrama da envolvente do esforço transversal para a envolvente da ação do vento. (kN)



Figura 5.38 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a envolvente da ação do vento. (kN.m)



Figura 5.39 - Deformada para a envolvente da ação do vento. (cm)

A Tabela 5.8 apresenta o resumo do efeito da ação do vento nas longarinas.

Tabela 5.8 – Envolvente de esforços nas longarinas para a ação do vento

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	- 1565,50	- 89,26	462,32
II	24.00	444,24	52,13	- 67,14
III	45.00	933,49	- 9,68	- 19,05
IV	69.00	396,39	- 47,38	- 56,86
V	93.00	- 1882,95	89,59	471,18

Análise do arco



Figura 5.40 - Diagrama de esforço axial no arco para a envolvente da ação do vento. (kN)

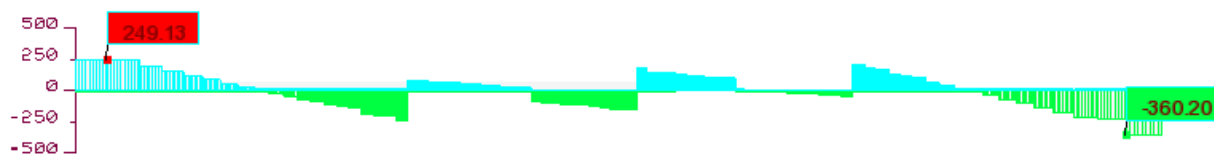


Figura 5.41 - Diagrama de esforços transversos no arco para a envolvente da ação do vento. (kN)

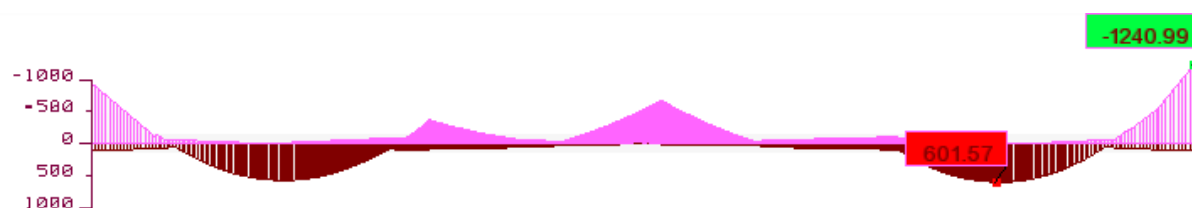


Figura 5.42 - Diagrama de momentos fletores no arco para a envolvente da ação do vento. (kN.m)

Na Tabela 5.9 segue um resumo com os valores dos esforços axiais, transversos e momentos fletores para o arco para a envolvente da ação do vento.

Tabela 5.9 – Envolvente de esforços no arco para a ação do vento

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	- 658.88	249.13	- 939.25
II	20.5	- 293.2	- 117.42	- 319.66
III	41.00	- 693.47	- 360.20	- 1240.99

Análise do tirante



Figura 5.43 – Esforço axial para a envolvente da ação do vento. (kN)

4. Envolvente da ação da temperatura

Longarinas do tabuleiro



Figura 5.44 - Diagrama da envolvente do esforço axial para a envolvente da ação da temperatura. (kN)

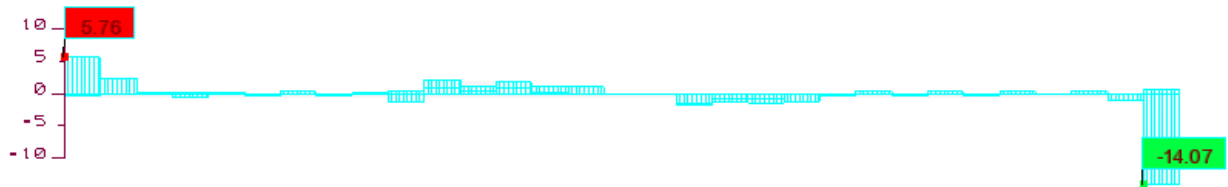


Figura 5.45 - Diagrama da envolvente do esforço transversal para a envolvente da ação da temperatura. (kN)



Figura 5.46 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a envolvente da ação da temperatura. (kN.m)

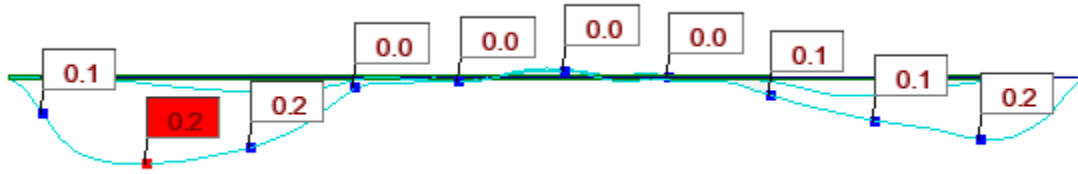


Figura 5.47 - Deformada para a envolvente da ação da temperatura. (cm)

A Tabela 5.10 apresenta o resumo do efeito da variação de temperatura nas longarinas.

Tabela 5.10 – Envolvente de esforços nas longarinas para a ação da temperatura.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	2,37	5,76	65,80
II	24.00	-2,19	0,17	83,30
III	45.00	-0,84	-0,03	81,67
IV	69.00	1,66	-0,28	81,77
V	93.00	-3,19	-14,07	99,21

Análise do arco



Figura 5.48 - Diagrama de esforço axial no arco para a envolvente da ação da temperatura. (kN)

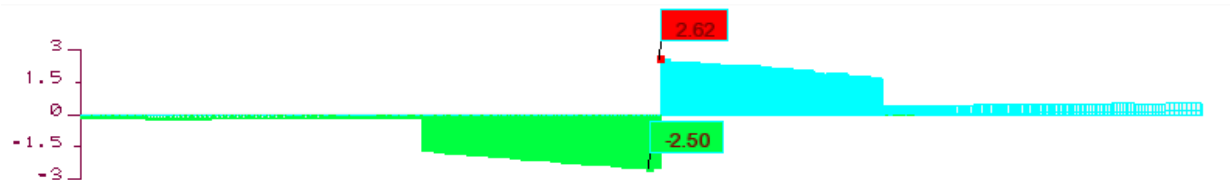


Figura 5.49 - Diagrama de esforços transversos no arco para a envolvente da ação da temperatura. (kN)

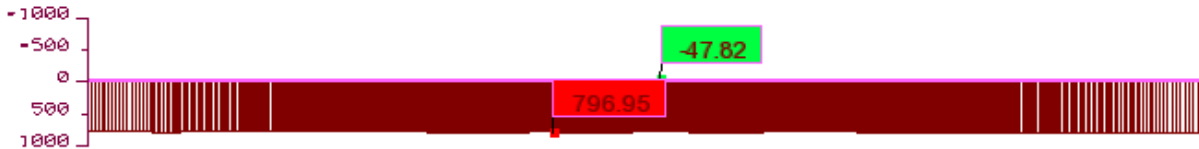


Figura 5.50 - Diagrama de momentos fletores no arco para a envolvente da ação da temperatura. (kN.m)

A Tabela 5.11 resume os valores dos esforços axiais, transversos e momentos fletores para o arco para a envolvente da ação da temperatura.

Tabela 5.11 – Envolvente de esforços no arco para a ação da temperatura.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	0.05	- 0.16	785.70
II	20.5	- 1.51	- 2.36	789.82
III	41.00	0.25	0.56	789.55

Análise do tirante

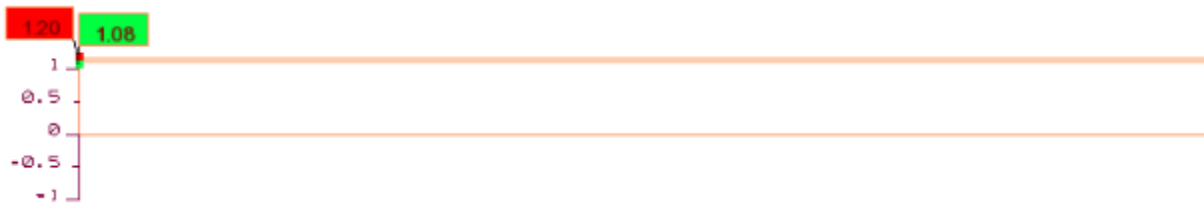


Figura 5.51 - Esforço axial para a envolvente da ação temperatura. (kN)

5.3.3.2 Efeito das combinações de ações na estrutura

1. Envolvente da combinação das ações frequentes

Para a combinação das ações frequentes foram utilizados os valores da Tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Fatores de combinação de ações frequentes.

Ação	Fator de combinação
Peso próprio	1.0
Restantes cargas permanentes	1.0
Sobrecarga	$\psi_1 = 0.70$; $\psi_2 = 0.60$
Temperatura uniforme	$\psi_1 = 0.50$; $\psi_2 = 0.00$
Temperatura diferencial	$\psi_1 = 0.50$; $\psi_2 = 0.00$
Vento	$\psi_1 = 0.20$; $\psi_2 = 0.00$
Neve	$\psi_1 = 0.20$; $\psi_2 = 0.00$

Longarinas do tabuleiro

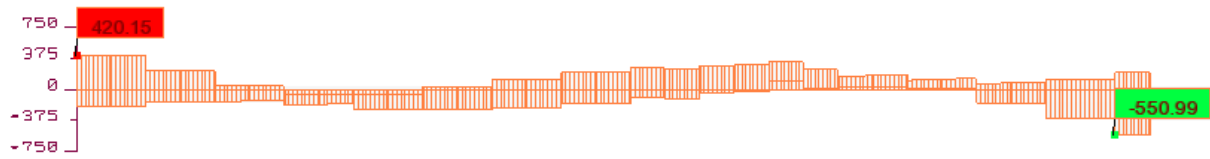


Figura 5.52 - Diagrama da envolvente do esforço axial para a envolvente da combinação frequente (kN)

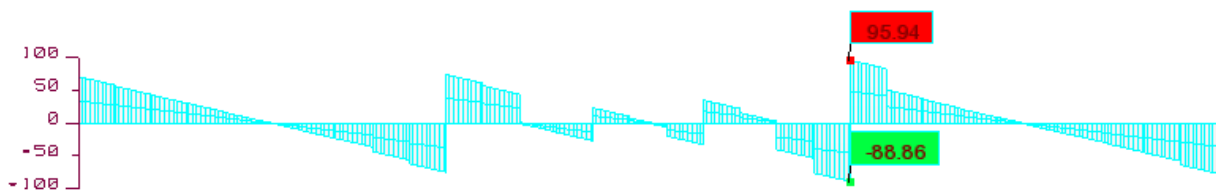


Figura 5.53 - Diagrama da envolvente do esforço transversal para a envolvente da combinação frequente. (kN)



Figura 5.54 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a envolvente da combinação frequente. (kN.m)

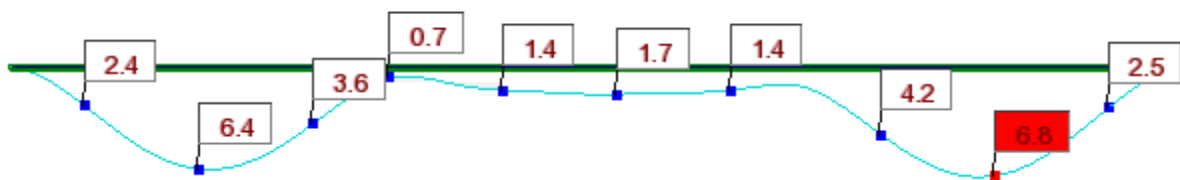


Figura 5.55 - Deformada para a envolvente da combinação frequente. (cm)

A Tabela 5.13 apresenta o resumo do efeito das ações frequentes nas longarinas.

Tabela 5.13 – Envolvente de esforços nas longarinas para a combinação frequente.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	420,15	71,01	- 361,56
II	24.00	- 244,50	- 43,02	93,20
III	45.00	204,45	7,49	62,93
IV	69.00	170,06	35,75	83,37
V	93.00	- 550,99	- 76,71	- 371,18

Análise do arco

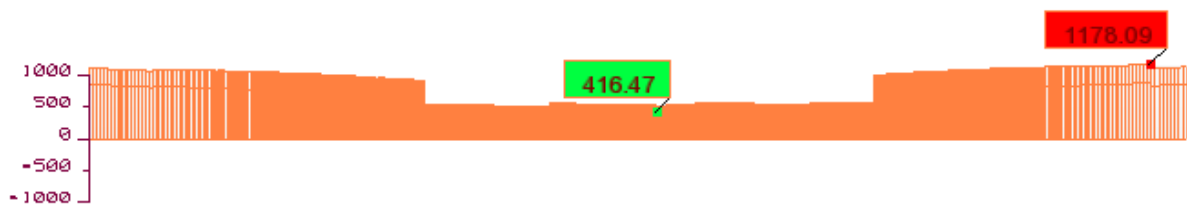


Figura 5.56 - Diagrama de esforços axiais no arco para a envolvente da combinação frequente. (kN)



Figura 5.57 - Diagrama de esforços transversos no arco para a envolvente da combinação frequente.
(kN)



Figura 5.58 - Diagrama de momentos fletores no arco para a envolvente da combinação frequente. (kN)

Na Tabela 5.14, resume-se os valores dos esforços axiais, transversos e momentos fletores para o arco para a envolvente da combinação das ações frequentes.

Tabela 5.14 – Envolvente de esforços no arco para a combinação frequente.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	1118.38	-328.22	1705.75
II	20.5	542.88	101.26	875.13
III	41.00	1178.09	263.83	1051.66

Análise do tirante



Figura 5.59 – Esforço axial nos tirantes para a envolvente da combinação frequente.

Análise da carlinga a meio vão

Também as carlingas serão devidamente analisadas. Será tida em consideração a carlinga mais esforçada, a do meio vão.

Apesar das sollicitações na estrutura não é de esperar grandes esforços atuantes pois todas as cargas apoiam diretamente nas longarinas.

Os esforços axiais nas carlingas são aproximadamente nulos, devido a esse motivo, não serão analisadas para o esforço axial.



Figura 5.60 – Diagrama de esforço transverso atuante para a envolvente da combinação de ações característica. (kN)

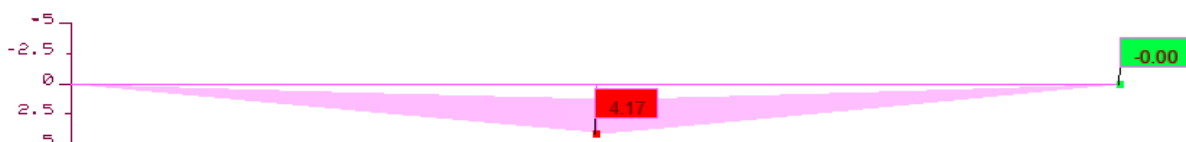


Figura 5.61 - Diagrama de momentos fletores para a envolvente da combinação de ações característica. (kN.m)

2. Envolvente da combinação das ações características

Para a combinação das ações características foram utilizados os valores da Tabela 5.15.

Tabela 5.15 – Fatores de combinação para a combinação de ações características.

Ação	Fator de combinação
Peso próprio	1.0
Restantes cargas permanentes	1.0
Sobrecarga	1.0; $\psi_1 = 0.70$
Temperatura uniforme	1.0; $\psi_1 = 0.50$
Temperatura diferencial	1.0; $\psi_1 = 0.50$
Vento	1.0; $\psi_1 = 0.20$
Neve	1.0; $\psi_1 = 0.20$

Longarinas do tabuleiro

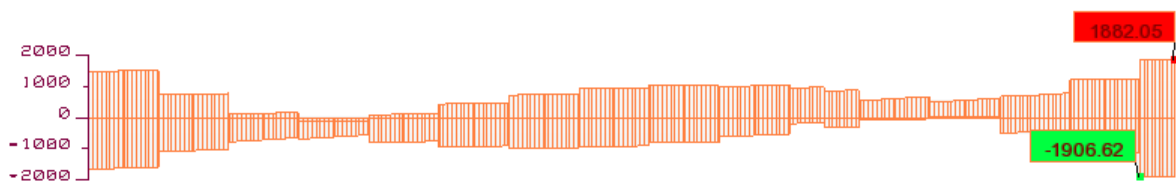


Figura 5.62 - Diagrama da envolvente do esforço axial para a envolvente da combinação característica.

(kN)

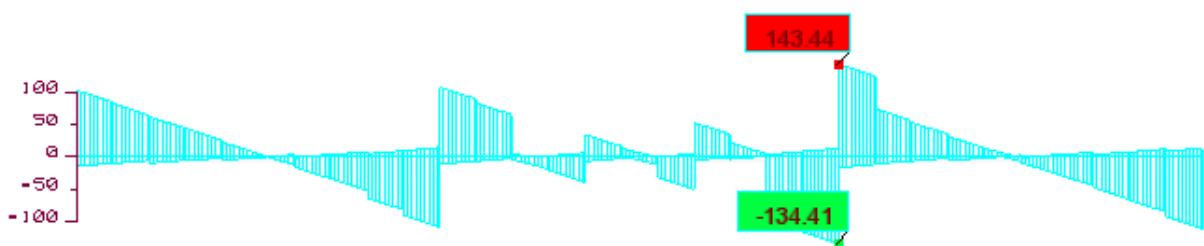


Figura 5.63 - Diagrama da envolvente dos esforços transversos para a envolvente da combinação característica. (kN)

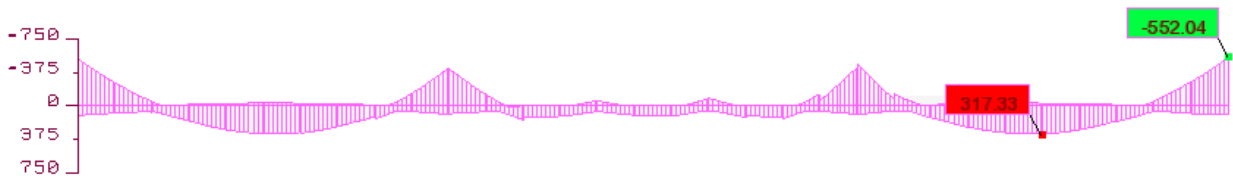


Figura 5.64 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para a envolvente da combinação característica. (kN.m)

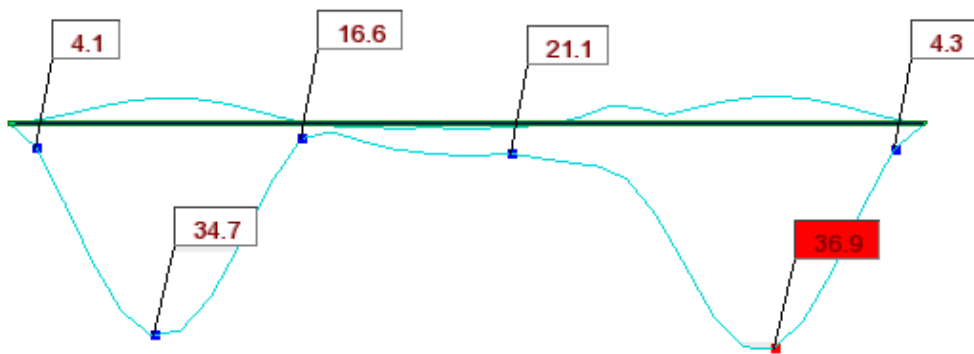


Figura 5.65 - Deformada máxima para a envolvente da combinação característica. (cm)

A Tabela 5.16 apresenta o resumo do efeito das ações características nas longarinas.

Tabela 5.16 – Envolvente de esforços da combinação característica.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	-1643,09	110,32	-557,88
II	24.00	-793,99	-66,84	161,86
III	45.00	948,99	13,48	104,14
IV	69.00	618,10	56,48	146,85
V	93.00	-1885,63	-121,92	-585,48

Análise do arco

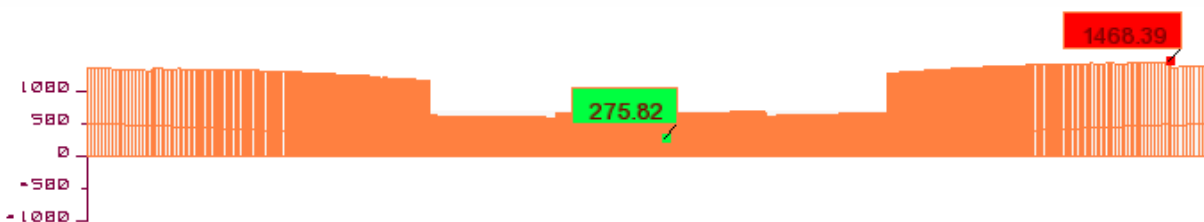


Figura 5.66 - Diagrama de esforços axiais no arco para a envolvente das ações características. (kN)

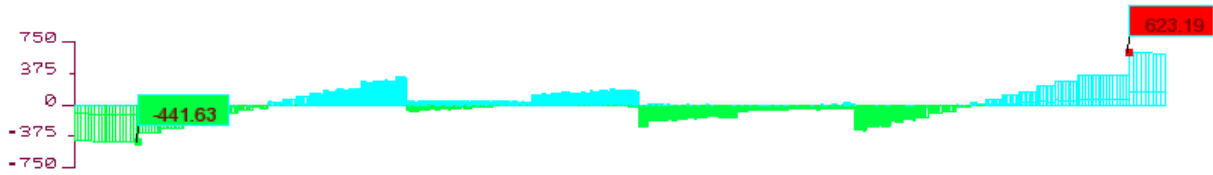


Figura 5.67 - Diagrama de esforços transversos no arco para a envolvente da combinação característica.
(kN)



Figura 5.68 - Diagrama de esforços transversos no arco para a envolvente da combinação característica.
(kN)

Na Tabela 5.17 resume-se com os valores dos esforços axiais, transversos e momentos fletores para o arco para a ação envolvente das ações características.

Tabela 5.17 – Envolvente de esforços no arco para a combinação característica.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	1375.67	- 424.82	2208.61
II	20.5	658.57	144.13	1286.85
III	41.00	1407.29	616.59	2559.53

Análise do tirante



Figura 5.69 - Diagrama de esforço axial no tirante para a envolvente da combinação característica. (kN)

Análise da carlinga a meio vão



Figura 5.70 - Diagrama de esforço transversor na carlinga para a envolvente da combinação característica. (kN)

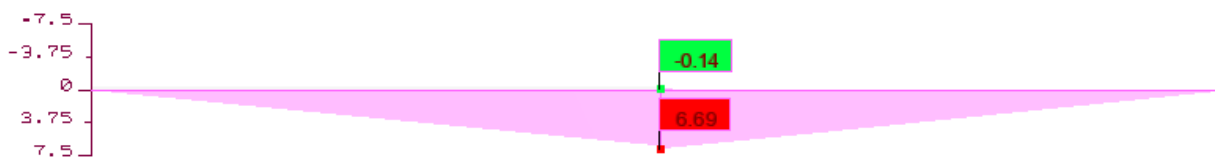


Figura 5.71 - Diagrama de momentos fletores na carlinga para a envolvente da combinação característica. (kN.m)

3. Envolvente da combinação das ações fundamental

Para a combinação fundamental, relevante para verificação dos estados limites últimos, nos casos em que a ação variável de base não é a ação sísmica, foram considerados os seguintes fatores de combinação na Tabela 5.18.

Tabela 5.18 – Fator de combinação para a combinação fundamental.

Ação	Fator de combinação	
	Favorável	Desfavorável
Peso próprio	1.0	1.35
Restantes cargas permanentes	1.0	1.50
Sobrecarga	0.0	1.50; $\psi_0 = 0.70$
Temperatura uniforme	0.0	1.50; $\psi_0 = 0.60$
Temperatura diferencial	0.0	1.50; $\psi_0 = 0.60$
Vento	0.0	1.50; $\psi_0 = 0.60$
Neve	0.0	1.50; $\psi_0 = 0.50$

Longarinas do tabuleiro

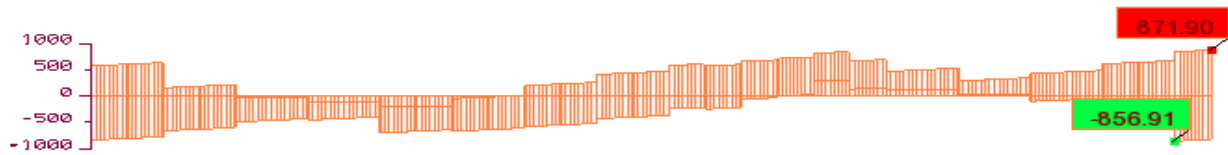


Figura 5.72 - Diagrama de esforço axial nas longarinas para a envolvente da combinação fundamental.

(kN)

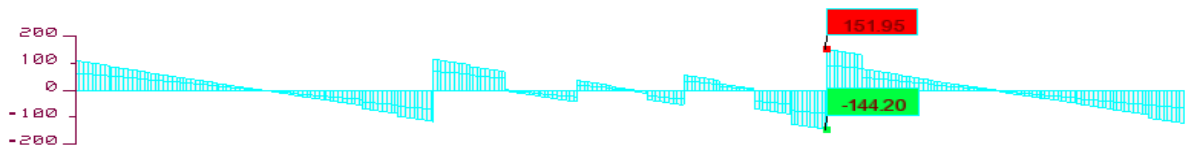


Figura 5.73 - Diagrama de esforço transverso nas longarinas para a envolvente da combinação

fundamental. (kN)



Figura 5.74 - Diagrama de momentos fletores nas longarinas para a envolvente da combinação

fundamental. (kN.m)

A Tabela 5.19 apresenta o resumo do efeito da combinação fundamental nas longarinas.

Tabela 5.19 – Envolvente de esforços nas longarinas para a combinação fundamental.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	- 836.75	110.32	- 557.88
II	24.00	- 701.35	- 66.84	161.86
III	45.00	440.65	13.36	104.14
IV	69.00	497.00	56.48	146.85
V	93.00	871.90	- 121.92	- 585.48

Análise do arco

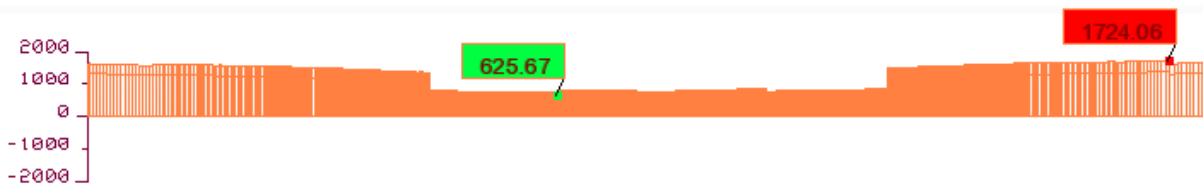


Figura 5.75 – Diagrama de esforços axiais para a envolvente da combinação fundamental (kN)



Figura 5.76 - Diagrama de esforços transversos para a envolvente da combinação fundamental. (kN)



Figura 5.77 - Diagrama de momentos fletores para a envolvente da combinação fundamental. (kN.m)

Apresenta-se na Tabela 5.20 o resumo com os esforços em três distintas zonas, as zonas de arranque de arco e o meio vão.

Tabela 5.20 – Envolvente de esforços no arco para a combinação fundamental.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	1630.11	- 487.56	2671.62
II	20.5	788.08	153.48	1396.20
III	41.00	1660.88	708.36	3102.88

Análise do tirante



Figura 5.78 – Esforços de tração para o tirante. (kN).

Análise da carlinga a meio vão

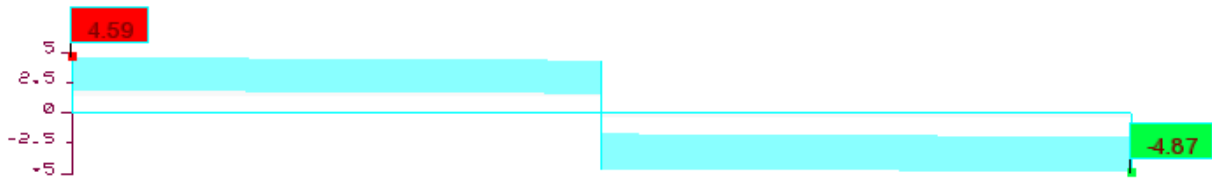


Figura 5.79 – Esforços transversos para a envolvente da combinação fundamental. (kN)

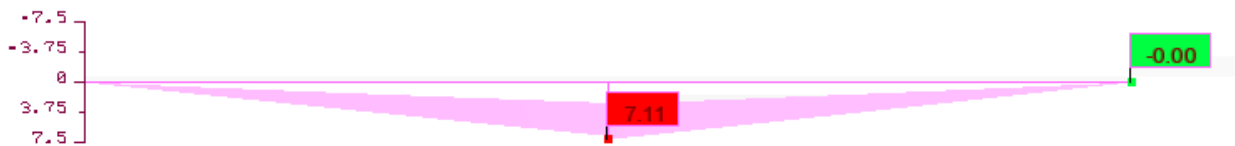


Figura 5.80 – Diagrama de momentos fletores para a envolvente da combinação fundamental. (kN.m)

5.4 ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA

Tal como no Capítulo 4, apresentam-se os resultados de uma análise modal. Na Tabela 5.21 são apresentados as frequências e os períodos de vibração. As pontes metálicas apresentam um menor valor de amortecimento quando comparadas às estruturas de betão, coeficiente esse que é 3 e 5%, respetivamente.

Tabela 5.21 – Frequência e períodos de vibração.

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Tipo de deformação
1	0.65	1.54	vertical
2	0.85	1.17	torção
3	1.08	0.92	vertical
4	1.14	0.87	vertical
5	1.95	0.51	torção
6	1.99	0.50	torção
7	2.06	0.48	torção
8	2.11	0.47	torção
9	2.27	0.44	torção
10	2.60	0.38	torção

Analisando a Tabela 5.21 verifica-se que as frequências naturais a partir do modo 5 da estrutura encontram-se dentro dos limites regulamentares. A deformação da estrutura para o modo 5 é apresentada na Figura 5.81.

Conclui-se desta forma que será necessário um estudo futuro da análise dinâmica desta estrutura e possivelmente estudar uma solução para um dispositivo para o controlo das vibrações naturais.

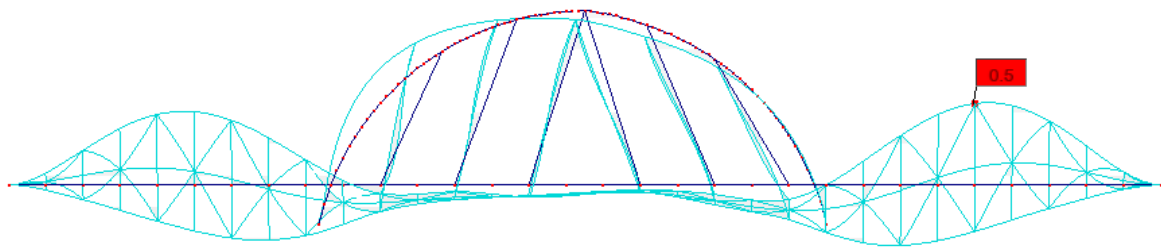


Figura 5.81 – Deformada global da estrutura para o modo de vibração número 5.

Análise sísmica

A Figura 5.82 remete para os espectros de resposta obtidos tendo em consideração a localização de implantação, o tipo do terreno de fundação, a classe de importância do edifício, o coeficiente de amortecimento de 3 % e o coeficiente de comportamento.

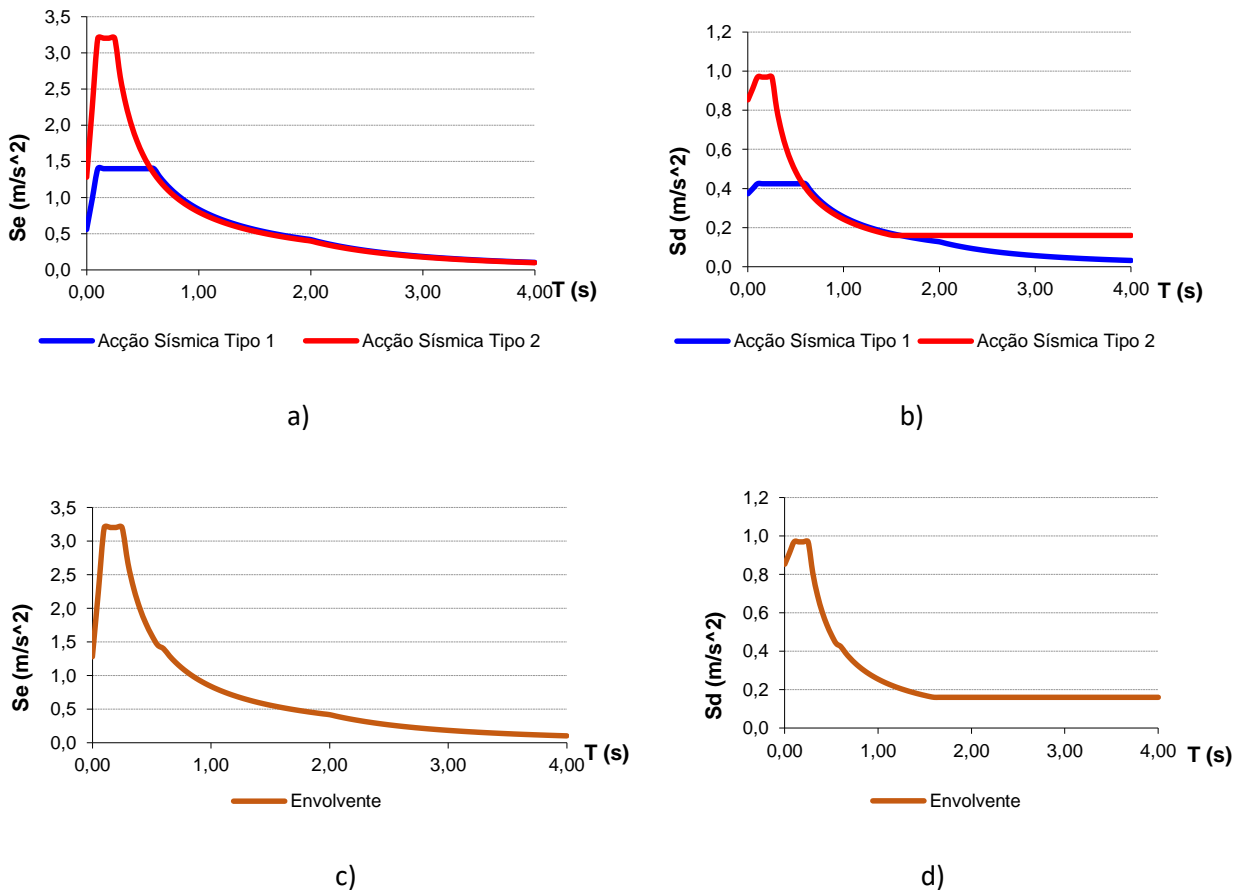


Figura 5.82 - Espectros de resposta; a) Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_e(T)$; b) Espectro de Cálculo $S_d(T)$, Resposta Horizontal; c) Envoltório do Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_e(T)$; d) Envoltório do Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_d(T)$.

Com base na força estática equivalente, pode obter-se os esforços que a ação sísmica provoca na estrutura. Tal como está descrito EC8, quando exercidas combinações de componentes horizontais da ação sísmica, os esforços que a estrutura sofrerá poderão ser calculados através de duas combinações.

Para o caso em que a ação variável de base é a ação sísmica, foram sido utilizados os seguintes fatores de combinação na Tabela 5.22.

Tabela 5.22 – Fatores de combinação para ação sísmica.

Ação	Fator de combinação	
	Favorável	Desfavorável
Peso próprio	1.00	1.00
Restantes cargas permanentes	1.00	1.00
Sobrecarga	0.00	0.00
Ação sísmica	0.00	1.20

A combinação de resposta utilizada inicialmente foi a CQC. Após a determinação das combinações foi determinada a deformação da envolvente sísmica da estrutura em estudo.

Análise das longarinas

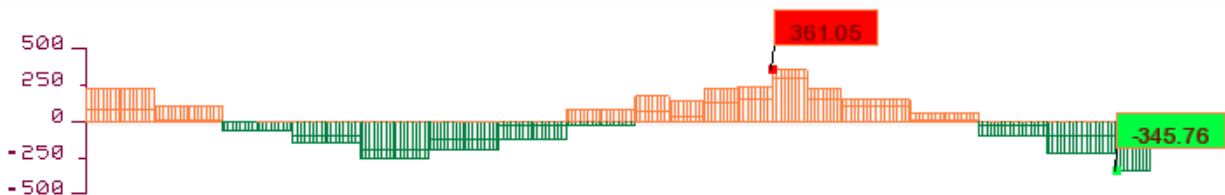


Figura 5.83 - Diagrama da envolvente do esforço axial (kN).

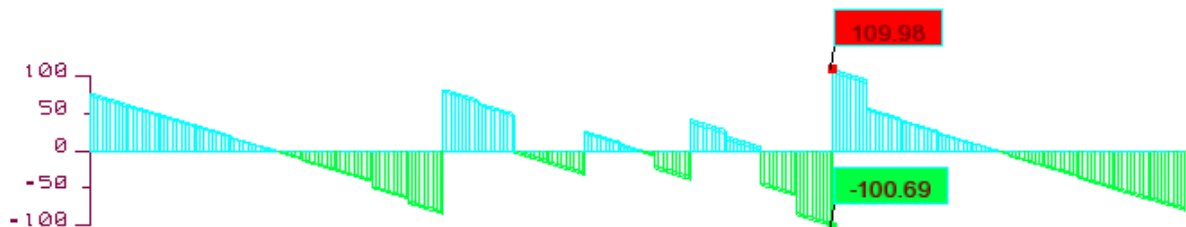


Figura 5.84 - Diagrama da envolvente do esforço transverso (kN).

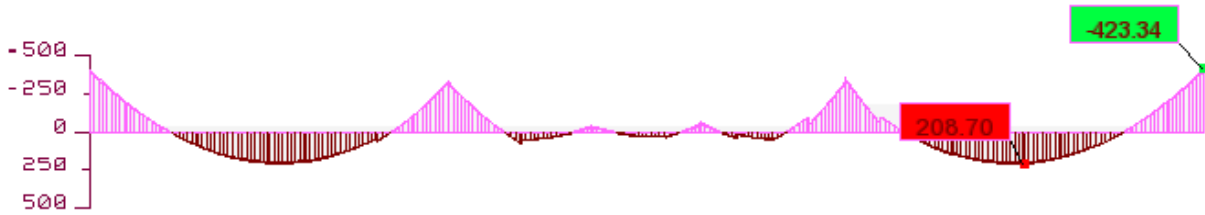


Figura 5.85 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores. (kN.m)

A Tabela 5.23 apresenta o resumo da envolvente de esforços da combinação sísmica nas longarinas.

Tabela 5.23 – Envolvente de esforços nas longarinas para a combinação sísmica.

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	231.44	63.16	- 200.17
II	24.00	- 254.67	- 49.59	61.27
III	45.00	80.67	9.58	21.71
IV	69.00	156.70	41.03	50.5
V	93.00	- 345.76	- 65.26	-207.58

Análise do arco

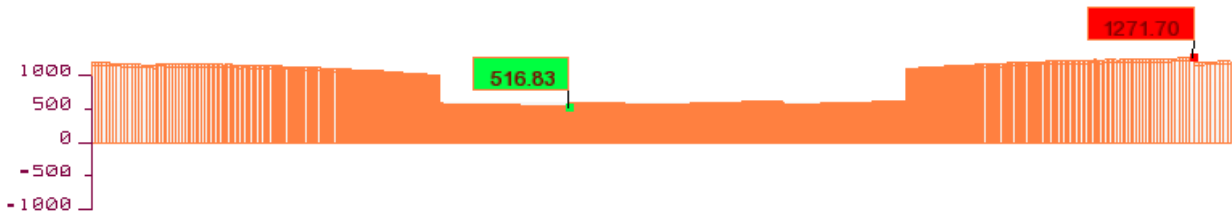


Figura 5.86 - Diagrama da envolvente do esforço axial para o arco. (kN)



Figura 5.87 - Diagrama da envolvente do esforço transversal para o arco. (kN)



Figura 5.88 - Diagrama da envolvente dos momentos fletores para o arco. (kN)

A Tabela 5.24 resume a envolvente de esforços da combinação sísmica no arco.

Tabela 5.24 – Envolvente de esforços no arco para a combinação sísmica

Secção	L (m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
I	0.00	1201.56	- 369.27	1511.89
II	20.5	583.95	122.02	530.69
III	41.00	1222.16	528.29	1795.35

Análise do tirante

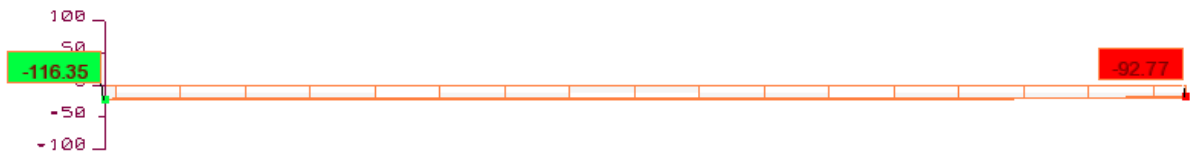


Figura 5.89 – Esforço de tração no tirante. (kN)

Análise da carlinga a meio vão

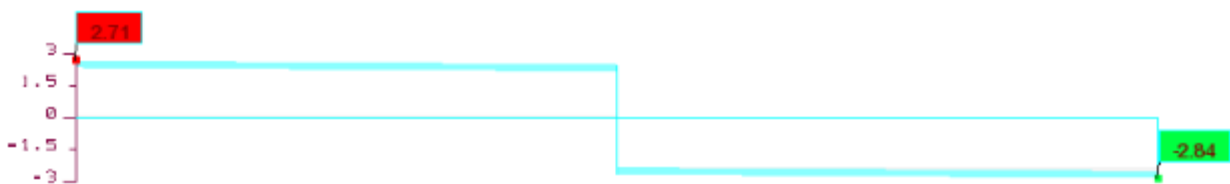


Figura 5.90 – Diagrama de esforço transverso para a envolvente da combinação sísmica. (kN)

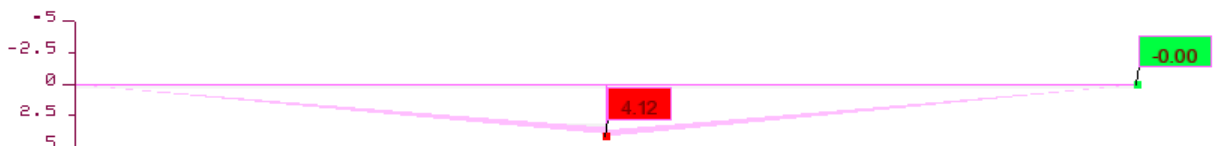


Figura 5.91 - Diagrama de momentos fletores para a envolvente da combinação sísmica. (kN)

5.5 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os elementos metálicos serão dimensionados com base no EC3-1-1, o Eurocódigo que se remete ao dimensionamento e verificações regulamentares de elementos metálicos.

5.5.1 Dimensionamento dos elementos metálicos

Dimensionamento das longarinas

- Verificação da segurança ao esforço transverso

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.00 \quad (5.24)$$

$$V_{pl,Rd} = (A_v \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})) / \gamma_{M0} = 875.18 \text{ kN} \quad (5.25)$$

Sendo que:

$$V_{Ed} = 871.90 \text{ kN}$$

$$A_v = 42.7 \times 10^2 \text{ mm}^2;$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.$$

Assim sendo, a relação entre o esforço atuante e o resistente é de 0.98.

- Risco de encurvadura

$$\frac{hw}{tw} = 38.49 \leq 72 \times \epsilon = 88.89 - \text{Não há risco de encurvadura} \quad (5.26)$$

Em que:

$$hw = 331.0;$$

$$tw = 8.6;$$

$$\epsilon (S355) = 0.81$$

- Verificação da segurança à flexão simples

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 307.15 \text{ kN} \quad (5.27)$$

$$M_{Ed} = 354.91 \text{ kN.m.}$$

$$W_{pl} = 1307 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$f_y = 355$ MPa consultado na Tabela 5.1;

$\gamma_{M0} = 1$.

A relação entre os momentos atuantes e o resistente é 1.16 – Não verifica!

Nova solução de perfil para as longarinas: IPE 500

- Verificação da segurança à flexão simples

- $W_{pl} = 2194 \times 10^3 \text{ mm}^3$

$$M_{c,Rd} = 778.87 \text{ kN.m}$$

A relação entre os momentos atuantes e o resistente é 0.45.

- Verificação da segurança ao esforço transversal para o novo perfil

- $A_v = 59.9 \times 10^2 \text{ mm}^2$;

$$V_{pl,Rd} = 1227.71 \text{ kN.}$$

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} = 0.71 \text{ Verifica!}$$

- Verificação da encurvadura lateral

A encurvadura lateral é a deformação lateral da parte da secção comprimida de um elemento sujeito à flexão. A parte comprimida comporta-se como um elemento linear, mas continuamente restringido pela parte tracionada. (31)

A resistência de um elemento à encurvadura lateral depende principalmente do momento crítico. O momento crítico é o momento máximo a que uma peça pode estar sujeita sem se deformar lateralmente.

O momento crítico é calculado da seguinte forma (31):

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 E I_z}{(k_z L)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_T}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (5.28)$$

Em que:

C_1, C_2, C_3 – coeficientes dependentes da forma do diagrama de momento fletores atuantes;

k_z, k_w – fatores que dependem da condição de apoio: 0.5 para deformações impedidas; 1.0 para deformações livres; 0.7 para deformações livres num apoio e impedidas no outro;

z_g – coordenadas do ponto de aplicação da carga no perfil;

CAPÍTULO 5

z_j – traduz o grau de assimetria do perfil utilizado. Assume o valor nulo para vigas duplamente simétricas;

I_z – momento de inércia em relação ao eixo z ;

I_T – constante de torção;

I_w – constante de empenamento;

L – comprimento da viga entre condições de apoio;

E, G – módulo de elasticidade longitudinal e transversal, valores fornecidos pelo EC3.

Assumindo os seguintes valores para o cálculo do momento crítico:

$E = 210 \text{ GPa}$;

$G = 81 \text{ GPa}$;

$I_z = 1676 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$I_T = 66.90 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$I_w = 791 \times 10^9 \text{ mm}^6$

K_z e $k_w = 1$;

$C_1 = 2.35$;

$C_3 = 1.0$

$C_2 \times z_g = 0$

$L = 3 \text{ m}$ (distância entre travamento das carlingas)

Aplicando a equação do momento crítico descrita em (5.28), obtêm-se $M_{cr} = 22445 \text{ kN.m} > M_{Ed}$, logo não há o risco de encurvadura lateral entre contraventamentos.

Dimensionamento da carlinga mais esforçada

As carlingas apresentam esforços reduzidos pois toda a aplicação das cargas é feita diretamente nas longarinas.

Para a modelação no programa de cálculo estrutural foi utilizado perfis IPE 200 para as carlingas.

- Verificação da segurança ao esforço transverso

$$V_{pl,Rd} = (A_v \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})) / \gamma_{M0} = 283.94 \text{ kN} \quad (5.29)$$

Sendo que:

$$V_{Ed} = 6 \text{ kN};$$

$$A_v = 14.0 \times 10^2 \text{ mm}^2;$$

$$f_y = 355 \text{ MPa};$$

$$\gamma_{M0} = 1.0.$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0.02 \leq 1.00 \quad (5.30)$$

Verifica-se que as carlingas estão sobredimensionadas. Devido à grande dimensão das longarinas, IPE 500, é importante que sejam devidamente travadas com a ajuda das carlingas. Por este motivo, não será alterada a solução adotada para as carlingas.

Dimensionamento do tirante

Como referido anteriormente, o tirante para ter o correto comportamento para o qual foi concebido, funciona exclusivamente à tração.

Após a análise de todas as combinações, o esforço máximo axial obtido para o estado limite último foi:

$$N_{Ed} = 158.45 \text{ kN}$$

Para o seu dimensionamento é necessário verificar a seguinte condição (32):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (5.31)$$

Sendo que o $N_{t,Rd}$ para secções de classe 1 e 2 assume o valor de $N_{pl,Rd}$, descrito em (5.32).

$$N_{pl,Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.32)$$

Em que:

A – área da secção transversal necessária;

Com estes dados e assumindo a condição inicial, obtêm-se $A = 4.46 \text{ cm}^2$.

Solução para os tirantes: cabos de aço diâmetro de 4 cm.

5.5.2 Dimensionamento dos elementos em betão armado

Dimensionamento do arco

Os valores dos esforços máximos do arco encontram-se nos seus encontros. Os esforços atuantes para a combinação do estado limite último são:

$$N_{Ed} = 1724.06 \text{ kN};$$

$$V_{Ed} = 201.59 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = 1416.85 \text{ kN.m.}$$

Com o auxílio do programa Xd-Cosec obteve-se a área de armadura longitudinal e transversal necessária, conforme apresentado na Figura 5.92.

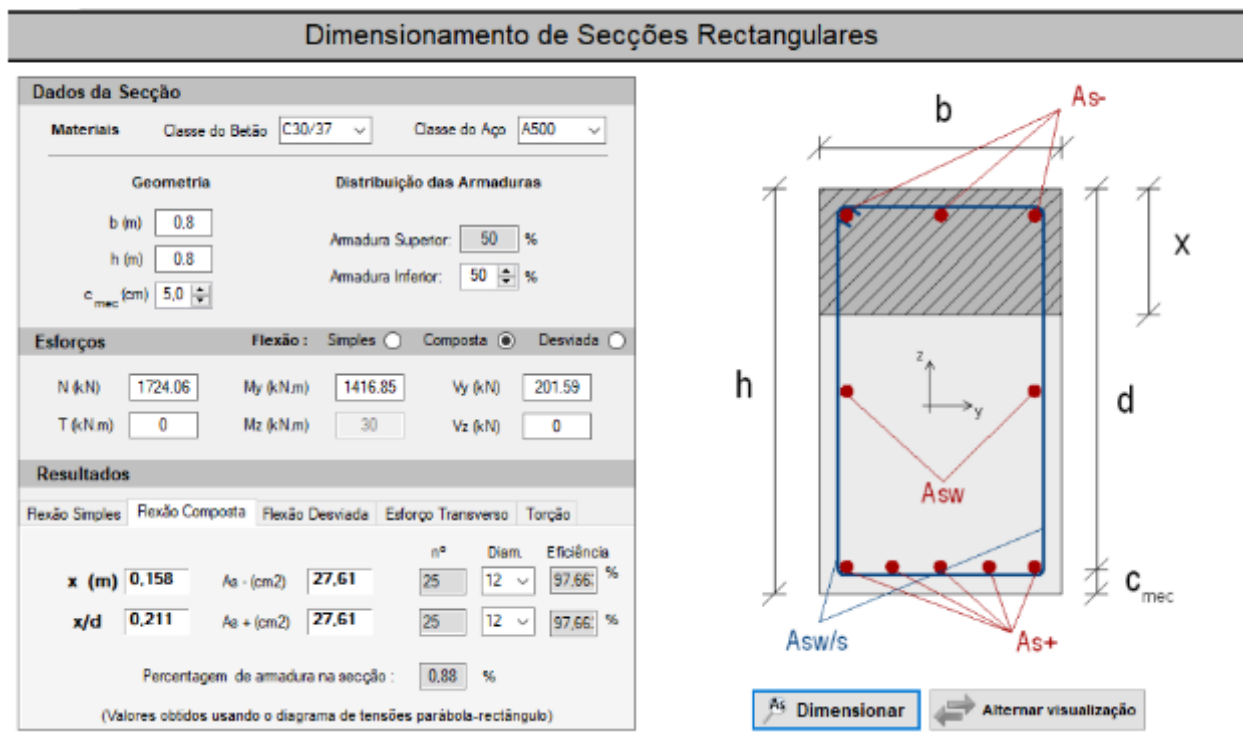


Figura 5.92 – Área da armadura longitudinal para o arco.

Solução da armadura longitudinal: 20Ø 25 ($A_s = 98.17 \text{ cm}^2$).

Solução da armadura transversal: Ø 8 // 0.15 m ($A_s = 3.35 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Dimensionamento do maciço de encabeçamento das estacas dos encontros

Os encontros da ponte assumirão uma solução estrutural semelhante à solução adotada para a ponte do Açude.

Assumindo que do maciço do encontro será o maciço de encabeçamento para duas estacas moldadas in situ, pode-se considerar o esquema da Figura 5.93.

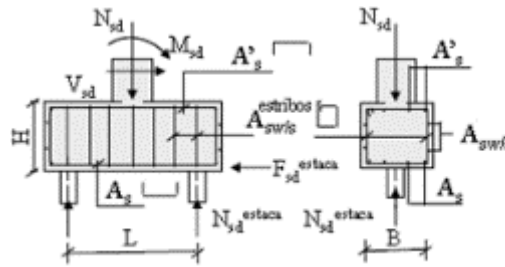


Figura 5.93 – Esforços atuantes no maciço de encabeçamento das estacas. (30)

Admitindo:

$$H = 1.50\text{m};$$

$$L \geq 2 H \leftrightarrow L = 3.00 \text{ m.}$$

Os esforços atuantes resultaram do programa do modelo estrutural para o estado limite último:

$$N_{sd} = 871.90 \text{ kN};$$

$$V_{sd} = 121.92 \text{ kN};$$

$$M_{sd} = 585.48 \text{ kN.m.}$$

Os encontros do tabuleiro desta ponte apresentam valores muito inferiores quando comparados com a primeira ponte devido ao auxílio do arco na absorção dos esforços.

O valor atuante em cada estaca é dado por:

$$N_{Ed}^{estaca} = \frac{871.90}{2} = 435.95 \text{ kN} \quad (5.33)$$

$$V_{Ed}^{estaca} = \frac{121.92}{2} = 60.96 \text{ kN} \quad (5.34)$$

$$M_{Ed}^{estaca} = \frac{585.48}{2} = 292.74 \text{ kN} \quad (5.35)$$

A área de armadura longitudinal necessária para o maciço do encabeçamento resistir aos esforços atuantes é referida na equação (5.36).

$$A_s = \frac{N_{Ed}^{estaca} \times L}{f_{ysd} \times 0.9 \times H} = 22.27 \text{ cm}^2 \quad (5.36)$$

A área de armadura longitudinal por metro é dada por:

$$A_s/m = \frac{22.27}{3} = 7.42 \text{ cm}^2/m \quad (5.37)$$

Dimensionamento das estacas de fundação dos encontros

Pré-dimensionamento do diâmetro das estacas

O controlo dos assentamentos através de: $N_{sd} / A_{estaca} < 5,0 \text{ MPa}$;

A esbelteza $L / \phi < 25$.

Sabendo que é necessário garantir o controlo dos assentamentos de cada estaca através da imposição das tensões máximas do betão, obtêm-se que:

$$A_{estaca} \geq \frac{N_{sd}}{5000} \rightarrow A_{estaca} \geq 0.4588 \text{ m}^2 \quad (5.38)$$

Ou seja, o raio da estaca é aproximadamente 0.38 m.

Outra imposição a verificar é a esbelteza da estaca:

$$\phi \geq \frac{L}{25} \rightarrow \phi \geq 0.80 \text{ m}. \quad (5.39)$$

Com este pré-dimensionamento inicial da largura da estaca verifica-se que o diâmetro mínimo que cumpre os dois pré-requisitos é 0.80 m.

Com base nos esforços atuantes e no diâmetro da estaca foi efetuado o cálculo da armadura longitudinal da estaca com recurso ao programa Xd-Cosec, apresentado na Figura 5.94.

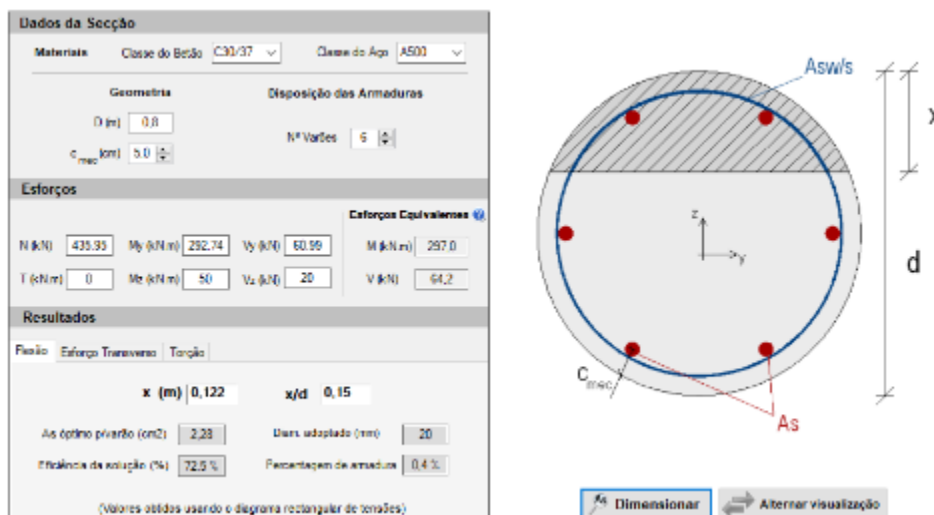


Figura 5.94 – Dimensionamento da armadura longitudinal no programa Xd-Cosec.

Solução da armadura longitudinal: 10 Ø 12 ($A_s = 11.31 \text{ cm}^2$).

Também com recurso ao programa Xd-Cosec foi possível calcular a área de armadura transversal capaz de suportar os esforços atuantes, representada na Figura 5.95.

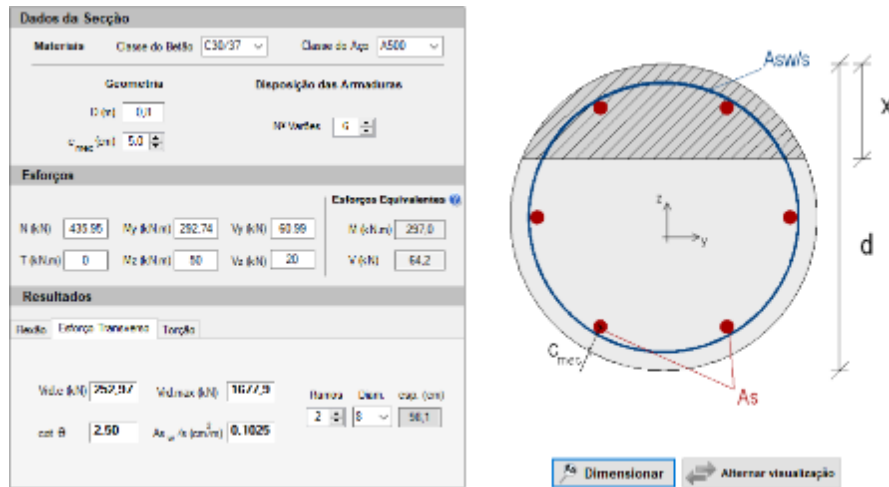


Figura 5.95 – Área de armadura transversal.

Solução da armadura longitudinal: 10 \emptyset 12 ($A_s = 11.31 \text{ cm}^2$).

Dimensionamento do maciço de encabeçamento do arranque do arco

Admitindo:

$$H = 1.50\text{m};$$

$$L \geq 2 H \leftrightarrow L = 3.00 \text{ m.}$$

Os esforços atuantes resultaram do programa do modelo estrutural para o estado limite último:

$$N_{sd} = 771.02 \text{ kN};$$

$$V_{sd} = 1150.05 \text{ kN};$$

$$M_{sd} = 1635.75 \text{ kN.m.}$$

O valor atuante em cada estaca é dado por:

$$N_{Ed}^{estaca} = \frac{771.02}{2} = 385.51 \text{ kN} \quad (5.40)$$

$$V_{Ed}^{estaca} = \frac{1150.05}{2} = 575.03 \text{ kN} \quad (5.41)$$

$$M_{Ed}^{estaca} = \frac{1635.75}{2} = 817.88 \text{ kN} \quad (5.42)$$

A área de armadura longitudinal necessária para o maciço do encabeçamento resistir aos esforços atuantes é referida na equação (5.43).

$$A_s = \frac{N_{Ed}^{estaca} \times L}{f_{y,sd} \times 0.9 \times H} = 19.69 \text{ cm}^2 \quad (5.43)$$

A área de armadura longitudinal por metro é dada por:

$$A_s/m = \frac{19.69}{3} = 6.56 \text{ cm}^2/m \quad (5.44)$$

Solução da armadura longitudinal: $\emptyset 12 // 0.15 \text{ m}$ ($A_s = 7.54 \text{ cm}^2/m$).

Dimensionamento das estacas de fundação dos encontros

Com base nos esforços atuantes e no diâmetro da estaca foi efetuado o cálculo da armadura longitudinal da estaca com recurso ao programa Xd-Cosec.

Solução da armadura longitudinal: 10 $\emptyset 20$ ($A_s = 31.42 \text{ cm}^2$)

Também com recurso ao programa Xd-Cosec foi possível calcular a área de armadura transversal capaz de suportar os esforços atuantes.

Solução da armadura transversal: $\emptyset 8 // 0.125$ ($A_s = 4.02 \text{ cm}^2$).

CAPÍTULO 6

ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

Com base no estudo desenvolvido neste projeto e no seu dimensionamento estrutural é possível determinar o custo diretos referente à quantidade de materiais utilizada. O valor unitário por m³ de betão armado considerado trata-se de uma média comparativa entre diferentes fornecedores. É de salientar que esta estimativa orçamental apenas se refere ao valor dos elementos estruturais.

Para determinar o volume de betão necessário para o tabuleiro, devido ao seu formato variável, recorreu-se às funcionalidades do programa Robot. Na Tabela 6.1 são apresentados as quantidades de elementos e o seu preço parcial.

Tabela 6.1 – Estimativa orçamental para os elementos estruturais da ponte do Açude.

Ponte do Açude				
Trabalho	Item	Quantidade	Volume betão armado (m ³)	Preço parcial (€)
Fundações	Maciço	2	6.75	5.346,00
	Estacas	4	11.00	17.424,00
Tabuleiro	Arco estrutural	1	63.33	25.078,68

Preço global dos elementos estruturais da ponte do Açude: 47.848,68€.

A ponte da Foz apresenta uma maior diversidade de materias quando comparada à ponte do Açude. Devido à grande variedade de elementos constituintes do tabuleiro, longarinas, carlingas, contranvenamentos e tirantes, também para a estimativa orçamental desta ponte, recorreu-se ao programa Robot para obter o peso de aço presente na estrutura.

CAPÍTULO 6

Na Tabela 6.2 apresenta-se o valor parcial da estrutura metálica, do arco em betão armado e das fundações referentes à ponte da Foz.

Tabela 6.2 - Estimativa orçamental para os elementos estruturais da ponte da Foz.

Ponte da Foz					
Trabalho	Item	Quantidade	Volume betão armado (m ³)	Peso (kg)	Preço parcial (€)
Fundações	Maciço	4	6.75	-	10.692,00
	Estacas	8	11.00	-	34.848,00
Tabuleiro	Elementos metálicos	-	-	54615	436.920,00
Arco	Arco estrutural em betão armado	1	38	-	15.048,00

Preço global dos elementos estruturais da ponte da Foz: 497.508,00 €.

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

No término do presente projeto, é importante realçar as principais conclusões deste trabalho.

O presente relatório procura não ser apenas focado no projeto de duas pontes pedonais, mas também ser uma compilação de informação técnica e normativa relevante para a conceção e para o dimensionamento de pontes pedonais.

Do ponto de vista do projeto, destaca-se a conceção e dimensionamento de duas pontes distintas, integradas num circuito pedonal nas margens do rio Neiva:

- A ponte do Açude, com um vão de 50 m foi materializada sob a forma de um arco de betão armado, com rasante parabólica e altura variável, encastrado em ambas as margens.
- A ponte da Foz, vencendo uma distância significativamente maior, foi projetada com recurso a um arco de betão implantado no leito do rio e um tabuleiro metálico suspenso a partir deste arco.

Na conceção destas estruturas foram consideradas as condicionantes hidráulicas, de funcionalidade, geológicas e geotécnicas, bem como o enquadramento paisagístico e ambientais das pontes. Face à informação disponível, procuraram-se soluções compatíveis.

A modelação realizada com recurso a um programa de elementos finitos possibilitou a análise do comportamento das estruturas. Nesta modelação, foram consideradas as ações regulamentares de natureza estática e dinâmica, a geometria e as propriedades mecânicas dos elementos que compõem as estruturas e as respetivas condições de apoio.

A análise das deformadas e das envolventes de esforços para as combinações de ações relevantes garantiu o dimensionamento dos elementos estruturais e a verificação dos critérios regulamentares de segurança.

A introdução de programas de cálculo, para modelação e para dimensionamento das armaduras, permitiu abordar corretamente o dimensionamento de estruturas com uma geometria relativamente complexa.

7.2 SUGESTÃO DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Como futuros desenvolvimentos, no sentido de melhorar este projeto, propõe-se as seguintes ações complementares:

- A caracterização do terreno de implantação com recurso a sondagens de modo a ser possível ser feita a correta verificação da inicial pressuposição de cálculo. Neste projeto apenas foi desenvolvido um pré-dimensionamento geométrico com a devida armadura, mas não foi elaborado a sua verificação devido à falta de informação que caracterize a geologia do local.
- O estudo, com recurso a túneis de vento, para avaliar o comportamento das duas pontes face ao efeito estático e dinâmico do vento.
- A modelação do efeito dinâmico dos peões e o estudo aprofundado e o dimensionamento dos aparelhos de controlo de vibração para pontes pedonais com recurso a ensaios que simulem o tráfego esperado.
- A análise criteriosa da encurvadura lateral de toda a ponte da Foz. Foi realizado apenas a análise da encurvadura lateral apenas entre contraventamentos, de 3 em 3 m. Deverá ser feito uma análise do comportamento global da ponte e dos seus elementos como um conjunto, tendo em conta a rigidez global da estrutura e a sua sensibilidade à instabilidade lateral.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Maia, Rodrigo. *Estudo hidráulico e fluvial do rio Neiva*. Porto : FEUP, 2010.
2. Google Maps. *Google* . [Online] <https://www.google.pt/maps>.
3. IT - Instituto Tecnológico de Transportes e Infraestruturas. [Online] <http://www.itti.org.br/portal/oitti/equipe-tecnica/297-historia-das-pontes.html>.
4. Wikipédia - Wycoller clam bridge. [Online] https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Wycoller_clam_bridge.jpg.
5. Ponte Fabrício. *Wikipédia*. [Online] https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Fabr%C3%ADcio.
6. Ponte medieval de pedra em Frias, Espanha. *Depositphotos*. [Online] <https://pt.depositphotos.com/88691214/stock-photo-medieval-stone-bridge-in-frias.html>.
7. Ponte Santa Trinita a Firenze. *Wikimedia Commons*. [Online] https://www.google.pt/search?q=Ponte+de+Santa+Trinit%C3%A1&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKewivprmy_DWAhVRahoKHT4JABoQ_AUICigB&biw=1366&bih=613#imgrc=zUjdfkLFPGRvIM:
8. Ponte de Rialto. *Wikipédia*. [Online] https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_de_Rialto.
9. *Hiveminer*. [Online] <https://hiveminer.com/Tags/1885%2Cindiana/Recent>.
10. Covered Bridge Design. *Flick River*. [Online] https://www.google.pt/search?q=Lattice+Truss,+Minnesota&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKewiEwsOM1fDWAhVJVhQKHRdcCiEQ_AUICigB&biw=1366&bih=613#imgrc=aGhkh8-f5TcnRM:
11. Coal Brook Dale Bridge - England . *Old cottage*. [Online] <http://oldcottage.net/wonders/coalbrookdale.html>.
12. *Niagara Falls Tourism*. [Online] <https://www.niagarafallstourism.com/blog/the-worlds-first-railway-suspension-bridge-was-built-in-niagara-falls/>.
13. Ponte pedonal sobre o Esteiro de S. Pedro. *Afaconsult*. [Online] <http://www.afaconsult.com/portfolio/125511/92/ponte-pedonal-sobre-o-esteiro-de-s-pedro>.

14. Ponte pedonal Circular (Aveiro). *Wikipédia*. [Online] [https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Pedonal_Circular_\(Aveiro\)](https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Pedonal_Circular_(Aveiro)).
15. Working Party 1.2.2, Footbridges. *Guidelines for the design of footbridges*. Suíça : s.n., 2005.
16. *Regulamento Geral das Edificações Urbanas*. Porto : Porto Editora, 2009.
17. *EN 1993 Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de Aço, Parte 1-1*. 2010.
18. Ribeiro, Edgar. *Projeto de uma ponte pedonal entre Porto e Gaia*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
19. *EN 1992 Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão*. 2010.
20. Cachim, Paulo. *A especificação do betão segundo a NP EN 206-1*. Universidade de Aveiro.
21. *EN 1991 Eurocódigo 1: Parte 1.3 - Ação da neve*. 2009.
22. *EN 1991 Eurocódigo 1: Parte 1.4: Ação do vento*. 2010.
23. *EN 1991 Eurocódigo 1, Parte 1.5: Ações térmicas*. 2009.
24. *EN 1998 Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos*. 2009.
25. Cartografia portuguesa. *Laboratório Nacional de Energia e Geologia*. [Online] <http://geoportal.lneg.pt/geoportal/mapas/index.html>.
26. Pereira, Carlos. *Levantamento topográfico nas margens do rio Neiva*. Esposende, 2017.
27. Figueiras, Joaquim e Barros, Helena. *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2*. Feup, 2010.
28. Félix, Carlos. *Esforço transverso*. Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2013.
29. Cardoso, Mafalda. *Conceção e Projeto de uma Ponte Pedonal Sobre a Via de Cintura Interna*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2013.
30. Simões, Rui A. D. *Manual de dimensionamento de estruturas metálicas*. 2007.
31. Ponte Britannia. *Wikipédia*. [Online] https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Britannia.
32. Royal Albert Bridge. *iStock*. [Online] <https://www.istockphoto.com/br/fotos/royal-albert-bridge?excludenudity=false&sort=mostpopular&mediatype=photography&phrase=royal%20albert%20bridge>.
33. Ligne Montluçon-Gannat. *Structurae*. [Online] <https://structurae.info/ouvrages/ligne-montlucon-gannat>.

34. História. *Vortex Mag*. [Online] <https://www.vortexmag.net/porto-a-insolita-inauguracao-da-ponte-d-maria-pia/>.
35. Images of Bridges. *Wikimedia Commons*. [Online] https://commons.wikimedia.org/wiki/Commons:Valued_images_by_topic/Places/Buildings/Bridges.
36. EN 1991 Eurocódigo 1: *Ações em estruturas*. 2009.
37. Croce, Pietro e Sanpoalesi, Luca. *Design of bridges - Guide to basis of bridge design related to Eurocodes supplemented by practical examples*. 2005.
38. Mendes, Pedro. *Dimensionamento de estruturas - quantificação de ações de acordo com o Eurocódigo 1*. 2011.
39. Sanches, João. *Controlo de vibrações em pontes pedonais sujeitas a ações de multidão*. 2012.
40. Coelho, Florentino. *Análise e Dimensionamento à Acção Sísmica*. 2010.
41. Maia, Rodrigo. *Estudo hidráulico e fluvial do rio Neiva*. 2010.
42. Martins, Ricardo. *Ponte pedonal para a nova ligação ao novo edifício da FEUP*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 2009.
43. Félix, Carlos, Paulo, Guedes e Trigo, Neves. *Disposições construtivas relativas a elementos estruturais*. 2014.

ANEXOS

Anexo I

SISTEMA DE PROTEÇÃO ANTI-CORROSÃO SIKA

SikaCor® EG-System Rapid

(anterior Icosit® EG-System Rapid)

Resina epoxi + poliuretano de cura rápida

Descrição do produto

SikaCor® Zinc R Rapid:

Primário à base de resina epoxi, rico em zinco, de cura rápida, bicomponente e altamente pigmentado.

SikaCor® EG-Phosphate Rapid:

Primário de cura rápida, bicomponente, à base de resina epoxi contendo fosfato de zinco como pigmento activo.

SikaCor® EG 1 Rapid:

Revestimento intermédio, bicomponente, à base de resina epoxi contendo óxido de ferro micáceo (MIO).

SikaCor® EG 5:

Acabamento bicomponente à base de poliuretano disponível nas cores do catálogo RAL e DB.

Adicionando 1% em peso de SikaCor® PUR Accelerator (ver Ficha de Produto respectiva) é obtida uma cura total e uma secagem ao toque mais rápida.

Utilizações

- Protecção anticorrosiva robusta em aço, aço galvanizado e alumínio, mantendo por um longo período de tempo a acção decorativa, sem degradação.
- Especialmente indicado para uso a baixas temperaturas e em interiores.
- Podem ser alcançadas 3 aplicações por dia.

Características/ Vantagens

O sistema de revestimento combina as boas propriedades anticorrosivas das resinas de epoxi do primário e da camada intermédia, com o poliuretano de acabamento:

- Recobrimento rápido.
- Até 3 camadas por dia.
- Duro mas não quebradiço.
- Resistente ao choque e ao impacto.
- Cura muito rápida.
- Aplicável a baixas temperaturas.
- Resistente à temperatura até +150 °C.

Certificados/ Boletins de Ensaio

SikaCor® EG-System Rapid está aprovado de acordo com a norma Alemã "TL/TP-KOR Stahlbauten", página 97.

Dados do produto

Aspecto / Cor

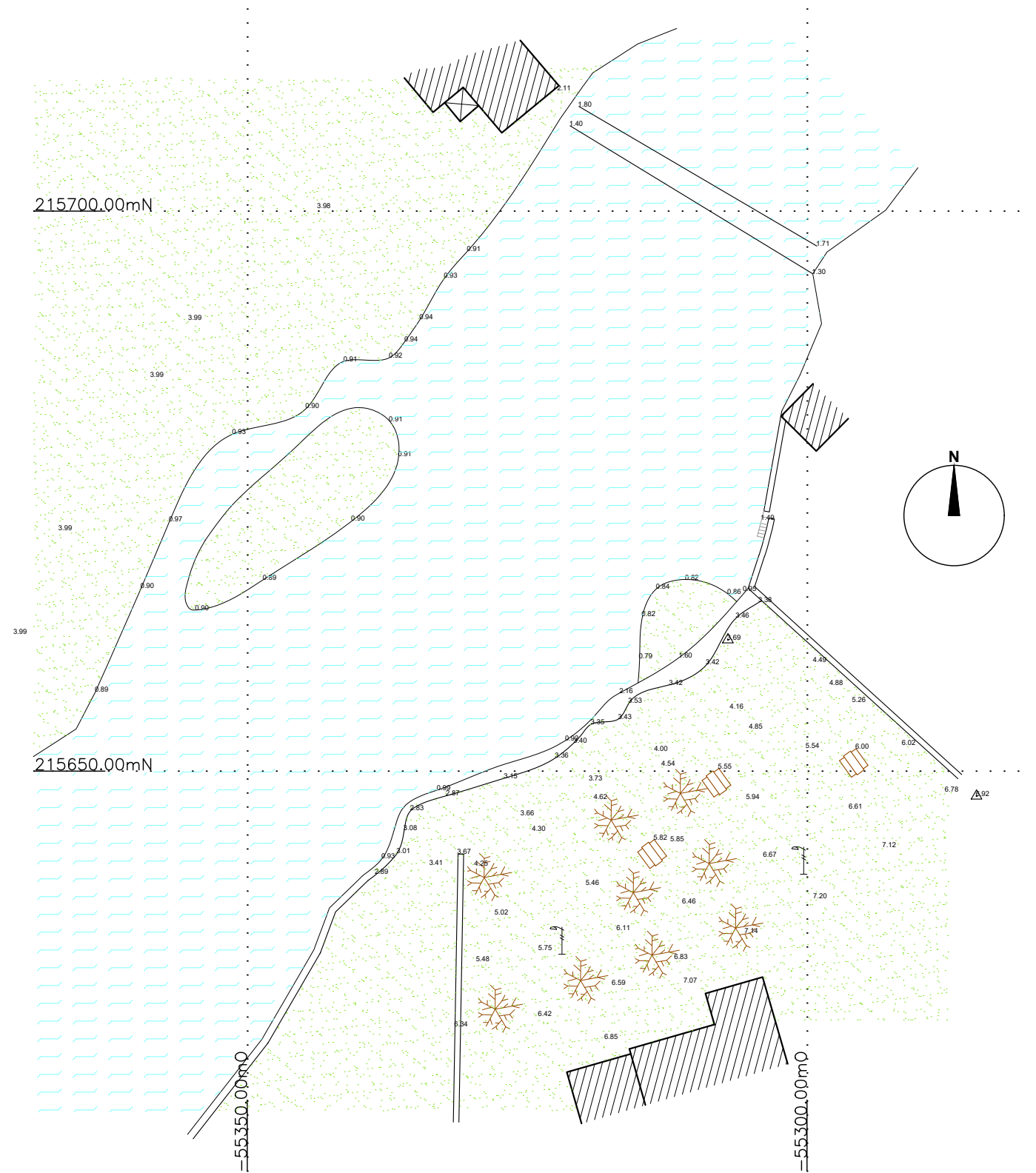
SikaCor® Zinc R Rapid:	Cinzento zinco.
SikaCor® EG-Phosphate Rapid:	Amarelo areia aprox. RAL 1002 e vermelho acastanhado aprox. RAL 8012.
SikaCor® EG 1 Rapid:	Cinzento aprox. DB 701, DB 702, DB 703, verde aprox. DB 601 e branco aprox. DB 701
SikaCor® EG 5:	Cores do catálogo RAL.

Nota: Poderá existir ligeira variação de cores de lote para lote, devido às matérias-primas utilizadas.



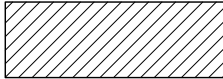

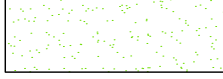
Anexo II

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO COM IMPLANTAÇÃO DAS PONTES

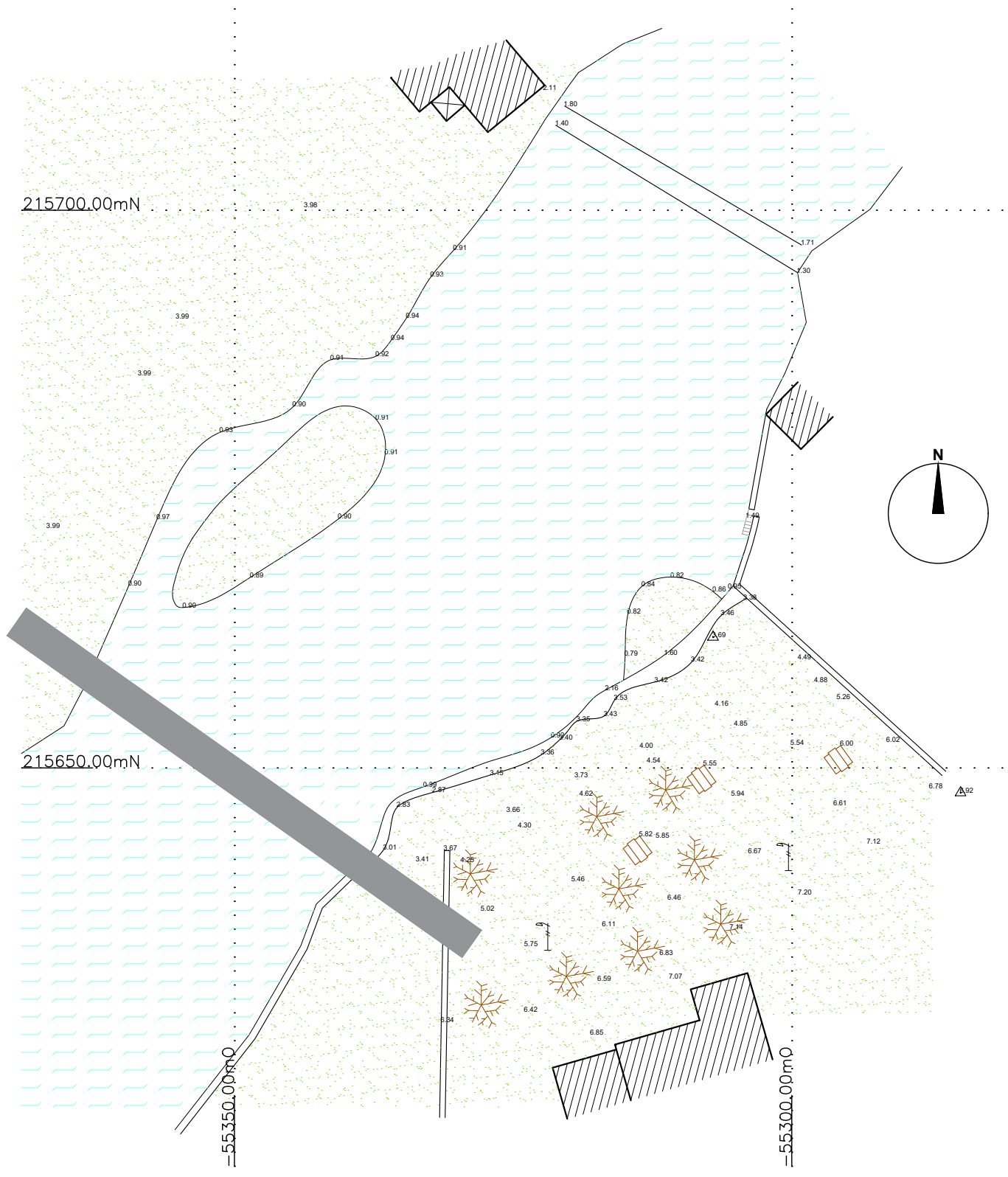


Levantamento Topográfico

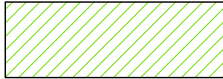

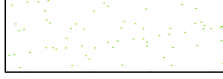

Legenda:

-  Construções existentes
-  Rio Neiva
-  Vegetação

AUTOR DO PROJETO: Marisa Carvalho	PROJETO: Ponte Pedonal no Rio Neiva
ESPECIALIDADE: Levantamento Topográfico	FASE DO PROJETO: Estudo
DESIGNAÇÃO: Levantamento Topográfico do Terreno	ESCALA: 1/500
DATA: Novembro 2017	Nº Desenho: TOP-001



Legenda:

-  Construções existentes
-  Rio Neiva
-  Vegetação
-  Ponte Pedonal

Implantação

AUTOR DO PROJETO: Marisa Carvalho	PROJETO: Ponte Pedonal no Rio Neiva
ESPECIALIDADE: Geometria	FASE DO PROJETO: Estudo
DESIGNAÇÃO: Implantação da Ponte	ESCALA: 1/500
DATA: Novembro 2017	Nº Desenho: GEO-001

216200.00mN

216150.00mN

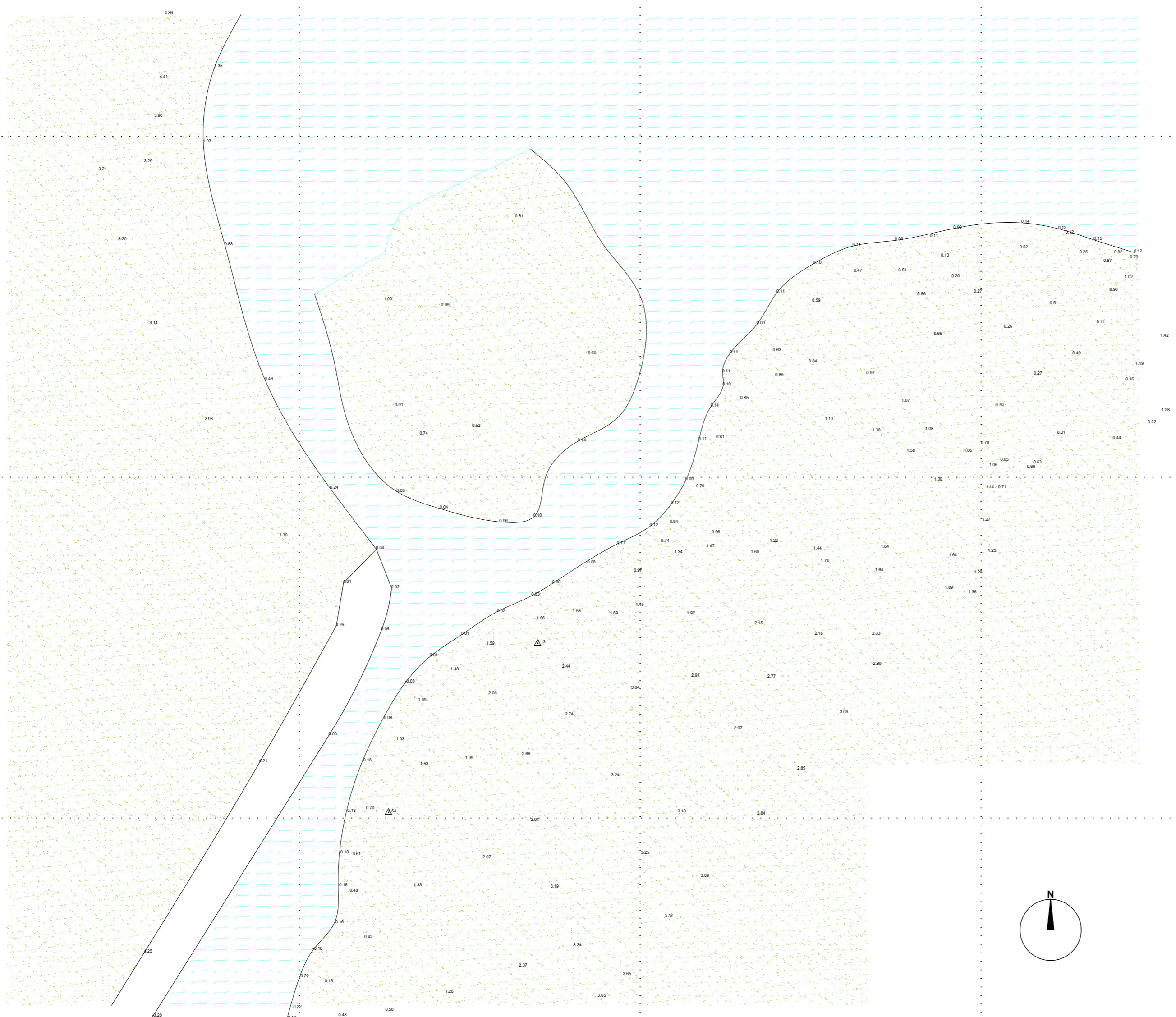
216100.00mN

=56450.00mO

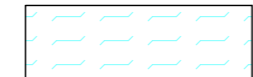
=56400.00mO

=56350.00mO

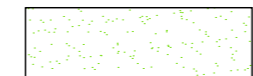
=56300.00mO



Legenda:



Rio Neiva



Vegetação

Levantamento Topográfico

AUTOR DO PROJETO: Marisa Carvalho	PROJETO: Ponte Pedonal da Foz
ESPECIALIDADE: Levantamento Topográfico	FASE DO PROJETO: Estudo
DESIGNAÇÃO: Levantamento Topográfico do Terreno	ESCALA: 1/500
DATA: Novembro 2017	Nº Desenho: TOP-001

216200.00mN

216150.00mN

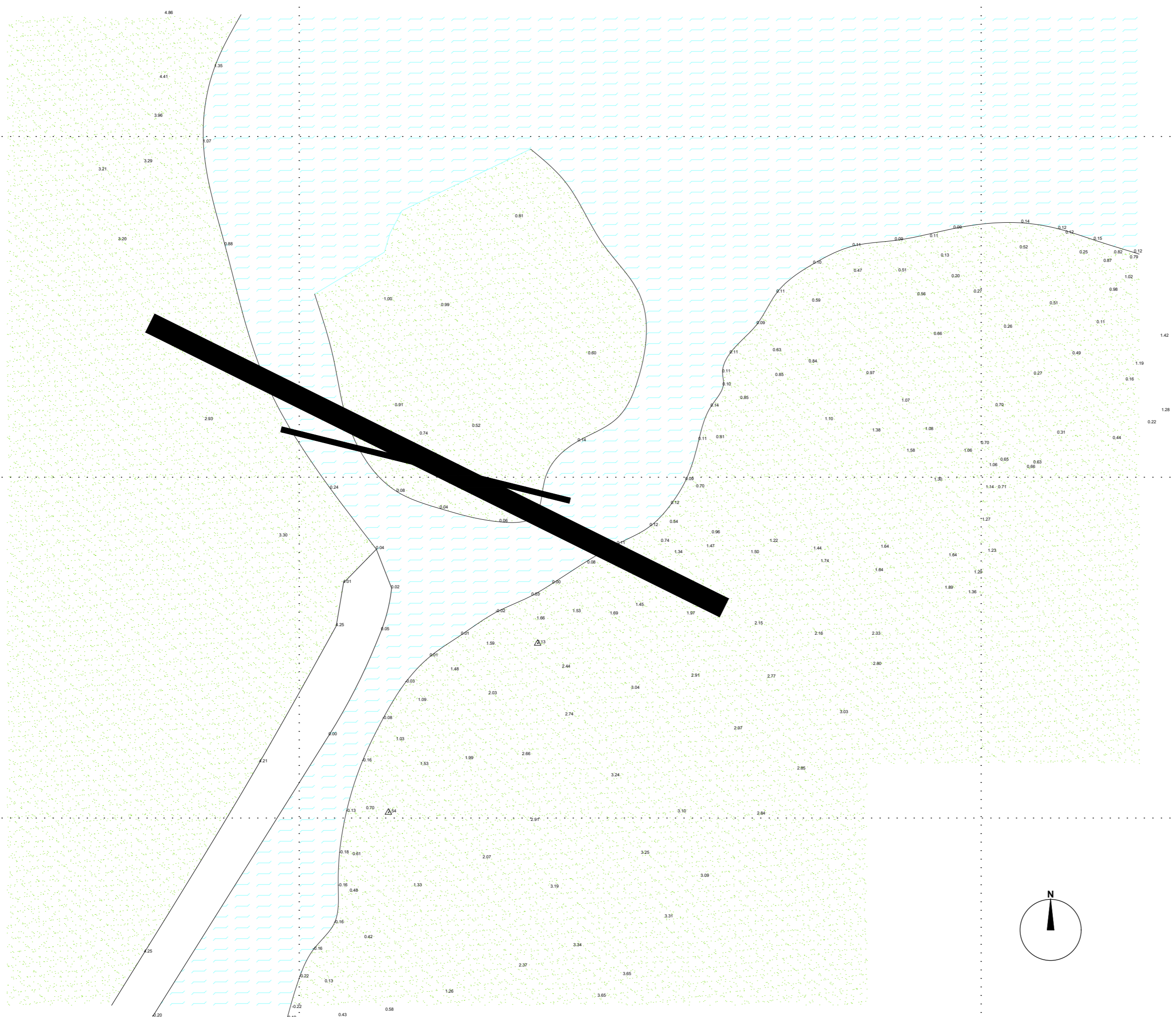
216100.00mN

=56450.00mO

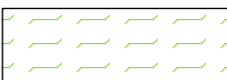
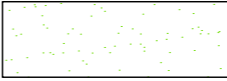
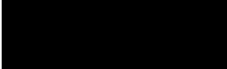
=56400.00mO

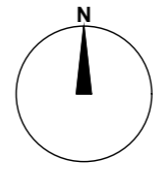
=56350.00mO

=56300.00mO



Legenda:

-  Rio Neiva
-  Vegetação
-  Ponte Pedonal



AUTOR DO PROJETO: Marisa Carvalho	PROJETO: Ponte Pedonal da Foz
ESPECIALIDADE: Geometria da estrutura	FASE DO PROJETO: Estudo
DESIGNAÇÃO: Implantação da Ponte	ESCALA: 1/500
DATA: Novembro 2017	Nº Desenho: ARQ-001

Anexo III

LEVANTAMENTO ALTIMÉTRICO DA PONTE DO AÇUDE

Levantamento altimétrico ponte do Açude				
Ponto	Distância longitudinal (m)	Altimetria do eixo do tabuleiro (m)	Altura tabuleiro (m)	Substituição na equação da parábola - novas cotas (m)
1	0	3,5	1	3,5139
2	0,5	3,62	0,98	3,6376
3	1	3,75	0,96	3,7591
4	1,5	3,87	0,94	3,8784
5	2	3,99	0,92	3,9954
6	2,5	4,11	0,9	4,1103
7	3	4,22	0,87	4,2230
8	3,5	4,33	0,86	4,3335
9	4	4,44	0,85	4,4418
10	4,5	4,55	0,83	4,5479
11	5	4,65	0,81	4,6518
12	5,5	4,76	0,8	4,7535
13	6	4,87	0,78	4,8530
14	6,5	4,95	0,77	4,9503
15	7	5,05	0,75	5,0454
16	7,5	5,14	0,74	5,1383
17	8	5,23	0,72	5,2290
18	8,5	5,32	0,71	5,3175
19	9	5,41	0,7	5,4038
20	9,5	5,5	0,69	5,4879
21	10	5,58	0,67	5,5698
22	10,5	5,66	0,66	5,6495
23	11	5,73	0,65	5,7270
24	11,5	5,8	0,64	5,8023
25	12	5,88	0,63	5,8754
26	12,5	5,95	0,62	5,9463
27	13	6,02	0,61	6,0150
28	13,5	6,09	0,6	6,0815
29	14	6,15	0,59	6,1458
30	14,5	6,21	0,58	6,2080
31	15	6,27	0,57	6,2679
32	15,5	6,33	0,56	6,3256
33	16	6,38	0,56	6,3811
34	16,5	6,44	0,55	6,4344
35	17	6,49	0,55	6,4855
36	17,5	6,53	0,54	6,5344
37	18	6,58	0,54	6,5812
38	18,5	6,63	0,53	6,6257
39	19	6,67	0,53	6,6680
40	19,5	6,71	0,52	6,7081

41	20	6,75	0,52	6,7460
42	20,5	6,78	0,51	6,7818
43	21	6,81	0,51	6,8153
44	21,5	6,85	0,51	6,8466
45	22	6,88	0,51	6,8757
46	22,5	6,9	0,51	6,9027
47	23	6,93	0,5	6,9274
48	23,5	6,95	0,5	6,9499
49	24	6,97	0,5	6,9702
50	24,5	6,99	0,5	6,9884
51	25	7	0,5	7,0043
52	25,5	7,02	0,5	7,0180
53	26	7,03	0,5	7,0296
54	26,5	7,04	0,5	7,0389
55	27	7,04	0,5	7,0460
56	27,5	7,05	0,5	7,0510
57	28	7,05	0,5	7,0537
58	28,5	7,06	0,51	7,0542
59	29	7,05	0,51	7,0526
62	29,5	7,03	0,52	7,0487
63	30	7,02	0,52	7,0426
64	30,5	7,02	0,52	7,0344
65	31	7,01	0,53	7,0239
66	31,5	7	0,53	7,0113
67	32	6,99	0,54	6,9964
68	32,5	6,99	0,54	6,9794
69	33	6,96	0,55	6,9601
70	33,5	6,94	0,56	6,9386
71	34	6,91	0,57	6,9150
72	34,5	6,89	0,58	6,8891
73	35	6,86	0,59	6,8611
74	35,5	6,83	0,6	6,8308
75	36	6,8	0,6	6,7984
76	36,5	6,76	0,61	6,7637
77	37	6,72	0,62	6,7269
78	37,5	6,69	0,63	6,6878
79	38	6,65	0,64	6,6466
80	38,5	6,6	0,65	6,6032
81	39	6,56	0,66	6,5575
82	39,5	6,51	0,67	6,5097
83	40	6,46	0,68	6,4596
84	40,5	6,41	0,69	6,4074
85	41	6,36	0,71	6,3529
86	41,5	6,3	0,72	6,2963
87	42	6,24	0,73	6,2375

88	42,5	6,18	0,74	6,1764
89	43	6,12	0,76	6,1132
90	43,5	6,05	0,77	6,0477
91	44	5,98	0,78	5,9801
92	44,5	5,92	0,8	5,9103
93	45	5,84	0,82	5,8382
94	45,5	5,77	0,83	5,7640
95	46	5,69	0,85	5,6876
96	46,5	5,61	0,87	5,6089
97	47	5,53	0,89	5,5281
98	47,5	5,45	0,9	5,4451
99	48	5,36	0,92	5,3599
100	48,5	5,27	0,94	5,2724
101	49	5,18	0,96	5,1828
102	49,5	5,09	0,98	5,0910
103	50	5	1	4,9969

Anexo IV

LEVANTAMENTO ALTIMÉTRICO DA PONTE DA FOZ

Ponte da Foz (valores do autocad)				Cotas com Ajuste da equação		Direção y com ajuste		
Ponto	x(m)	y(m)	z(m)	x(m)	z com ajuste (m)	x(m)	y(m)	y com ajuste
1	25	0	0	25	2,5005	25	0	-0,0074
2	25,5	0,105	1,6	25,5	3,2262	25,5	0,1047	0,0935
3	26	0,206	3,2	26	3,934	26	0,2057	0,1945
4	26,5	0,31	4,36	26,5	4,6239	26,5	0,3104	0,2956
5	27	0,415	5,39	27	5,2959	27	0,4151	0,3968
6	27,5	0,411	6,29	27,5	5,95	27,5	0,4114	0,4981
7	28	0,617	7,11	28	6,5862	28	0,6171	0,5995
8	28,5	0,722	7,84	28,5	7,2045	28,5	0,7218	0,701
9	29	0,827	8,52	29	7,8049	29	0,8265	0,8026
10	29,5	0,823	9,16	29,5	8,3874	29,5	0,8228	0,9043
11	30	1,029	9,74	30	8,952	30	1,0285	1,0061
12	30,5	1,133	10,29	30,5	9,4987	30,5	1,1332	1,108
13	31	1,238	10,8	31	10,0275	31	1,2379	1,21
14	31,5	1,234	11,28	31,5	10,5384	31,5	1,2342	1,3121
15	32	1,44	11,73	32	11,0314	32	1,4399	1,4143
16	32,5	1,545	12,16	32,5	11,5065	32,5	1,5446	1,5166
17	33	1,649	12,58	33	11,9637	33	1,6493	1,619
18	33,5	1,646	12,94	33,5	12,403	33,5	1,6456	1,7215
19	34	1,851	13,29	34	12,8244	34	1,8513	1,8241
20	34,5	1,956	13,63	34,5	13,2279	34,5	1,956	1,9268
21	35	2,061	13,94	35	13,6135	35	2,0607	2,0296
22	35,5	2,057	14,24	35,5	13,9812	35,5	2,057	2,1325
23	36	2,263	14,52	36	14,331	36	2,2627	2,2355
24	36,5	2,367	14,78	36,5	14,6629	36,5	2,3674	2,3386
25	37	2,472	15,03	37	14,9769	37	2,4721	2,4418
26	37,5	2,468	15,26	37,5	15,273	37,5	2,4684	2,5451
27	38	2,674	15,48	38	15,5512	38	2,6741	2,6485
28	38,5	2,779	15,68	38,5	15,8115	38,5	2,7788	2,752
29	39	2,884	15,87	39	16,0539	39	2,8835	2,8556
30	39,5	2,88	16,04	39,5	16,2784	39,5	2,8798	2,9593
31	40	3,086	16,2	40	16,485	40	3,0855	3,0631
32	40,5	3,19	16,35	40,5	16,6737	40,5	3,1902	3,167
33	41	3,295	16,49	41	16,8445	41	3,2949	3,271
34	41,5	3,291	16,61	41,5	16,9974	41,5	3,2912	3,3751
35	42	3,497	16,72	42	17,1324	42	3,4969	3,4793
36	42,5	3,602	16,82	42,5	17,2495	42,5	3,6016	3,5836
37	43	3,706	16,9	43	17,3487	43	3,7063	3,688
38	43,5	3,703	16,91	43,5	17,43	43,5	3,7026	3,7925
39	44	3,908	17,05	44	17,4934	44	3,9083	3,8971

40	44,5	4,013	17,1	44,5	17,5389	44,5	4,013	4,0018
41	45	4,118	17,14	45	17,5665	45	4,1177	4,1066
42	45,5	4,114	17,16	45,5	17,5762	45,5	4,114	4,2115
43	46	4,32	17,18	46	17,568	46	4,3197	4,3165
44	46,5	4,45	17,2	46,5	17,5419	46,5	4,45	4,4216
45	47	4,555	17,18	47	17,4979	47	4,5547	4,5268
46	47,5	4,659	17,1	47,5	17,436	47,5	4,6594	4,6321
47	48	4,764	16,99	48	17,3562	48	4,7641	4,7375
48	48,5	4,869	16,91	48,5	17,2585	48,5	4,8688	4,843
49	49	4,974	16,83	49	17,1429	49	4,9735	4,9486
50	49,5	5,078	16,63	49,5	16,948	49,5	5,0782	5,0543
51	50	5,183	16,5	50	16,858	50	5,1829	5,1601
52	50,5	5,288	16,35	50,5	16,6887	50,5	5,2876	5,266
53	51	5,392	16,21	51	16,5015	51	5,3923	5,372
54	51,5	5,497	16,05	51,5	16,2964	51,5	5,497	5,4781
55	52	5,602	15,88	52	16,0734	52	5,6017	5,5843
56	52,5	5,706	15,69	52,5	15,8325	52,5	5,7064	5,6906
57	53	5,811	15,49	53	15,5737	53	5,8111	5,797
58	53,5	5,916	15,28	53,5	15,297	53,5	5,9158	5,9035
59	54	6,021	15,06	54	15,0024	54	6,0205	6,0101
60	54,5	6,125	14,8	54,5	14,6899	54,5	6,1252	6,1168
61	55	6,23	14,53	55	14,3595	55	6,2299	6,2236
62	55,5	6,335	14,26	55,5	14,0112	55,5	6,3346	6,3305
63	56	6,439	13,96	56	13,645	56	6,4393	6,4375
64	56,5	6,544	13,65	56,5	13,2609	56,5	6,544	6,5446
65	57	6,649	13,31	57	12,8589	57	6,6487	6,6518
66	57,5	6,753	12,96	57,5	12,439	57,5	6,7534	6,7591
67	58	6,858	12,58	58	12,0012	58	6,8581	6,8665
68	58,5	6,963	12,19	58,5	11,5455	58,5	6,9628	6,974
69	59	7,068	11,76	59	11,0719	59	7,0675	7,0816
70	59,5	7,172	11,31	59,5	10,5804	59,5	7,1722	7,1893
71	60	7,277	10,84	60	10,071	60	7,2769	7,2971
72	60,5	7,382	10,32	60,5	9,5437	60,5	7,3816	7,405
73	61	7,486	9,78	61	8,9985	61	7,4863	7,513
74	61,5	7,591	9,19	61,5	8,4354	61,5	7,591	7,6211
75	62	7,696	8,57	62	7,8544	62	7,6957	7,7293
76	62,5	7,8	7,89	62,5	7,2555	62,5	7,8004	7,8376
77	63	7,905	7,15	63	6,6387	63	7,9051	7,946
78	63,5	8,01	6,35	63,5	6,004	63,5	8,0098	8,0545
79	64	8,115	5,45	64	5,3514	64	8,1145	8,1631
80	64,5	8,219	4,44	64,5	4,6809	64,5	8,2192	8,2718
81	65	8,324	3,29	65	3,9925	65	8,3239	8,3806
82	65,6	8,429	1,86	65,6	3,142792	65,6	8,4286	8,511292
83	66	9	0	66	2,562	66	8,5	8,5985

Anexo V

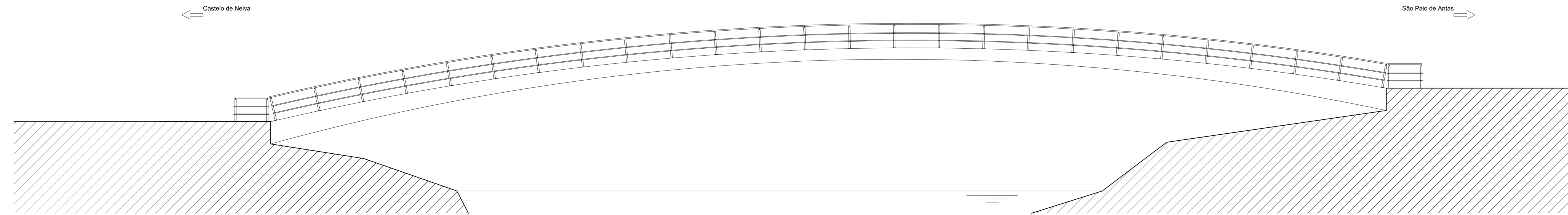
PEÇAS DESENHADAS



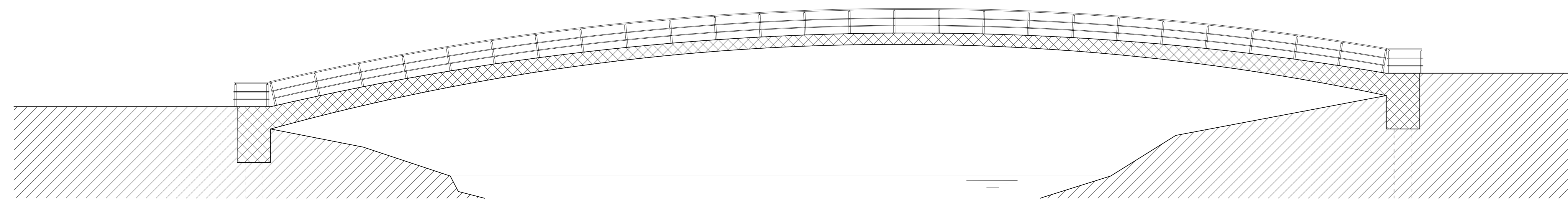
Planta Tabuleiro
Escala 1/100



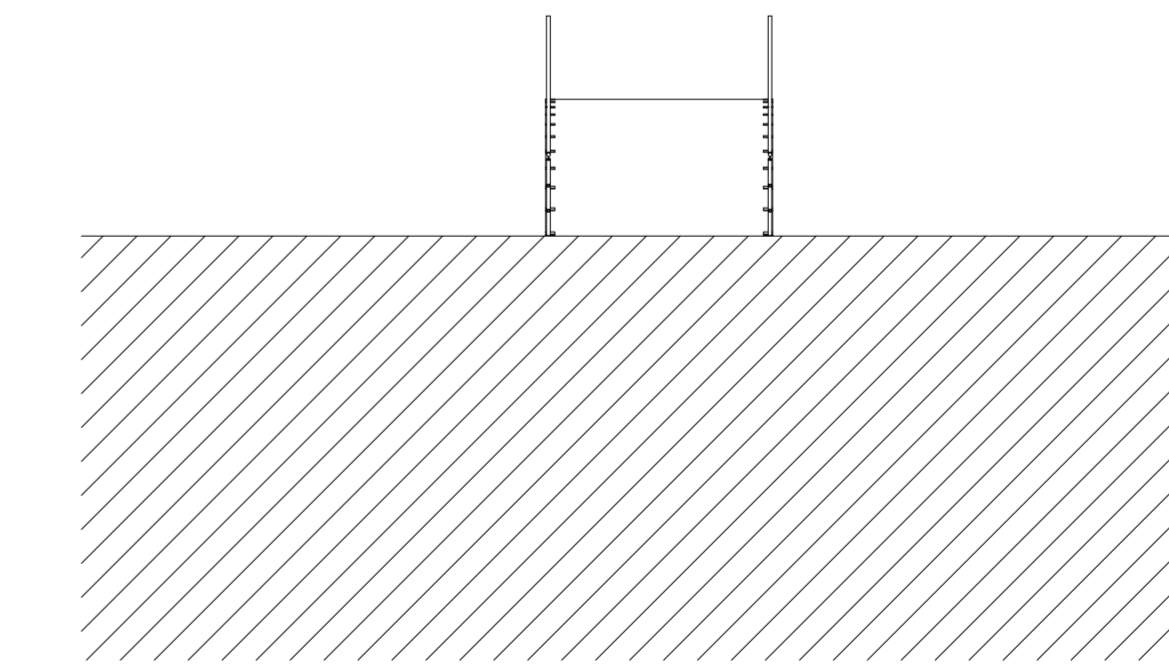
Planta Fundação
Escala 1/100



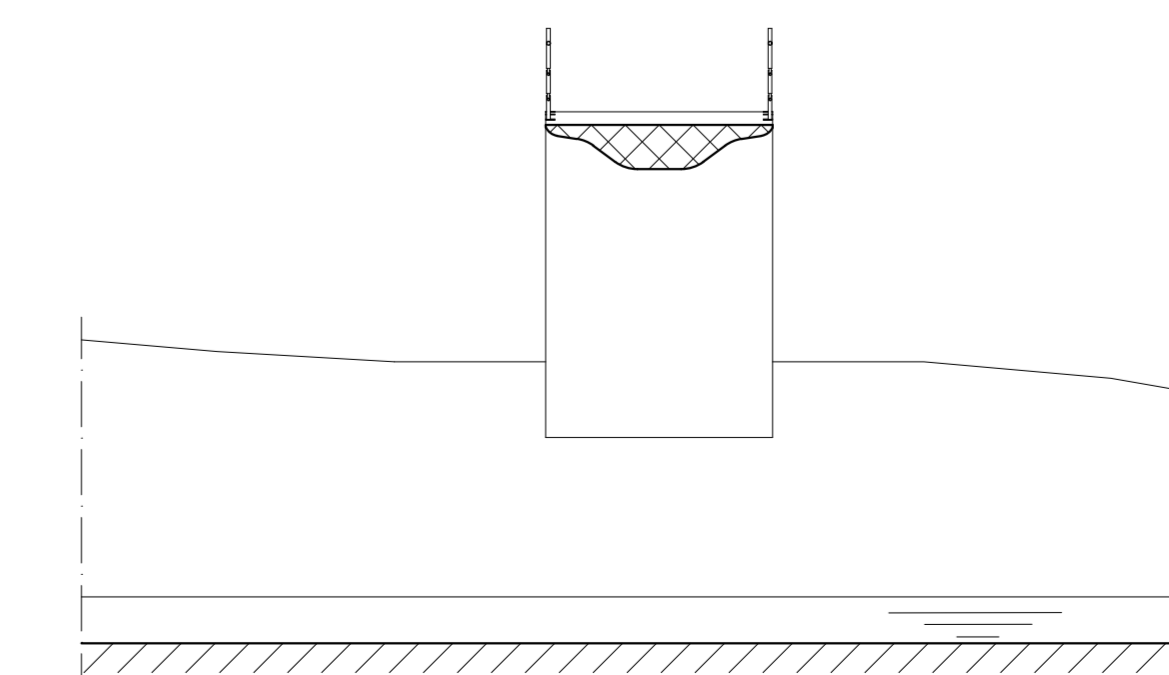
Alçado Lateral
Escala 1/100



Corte 1 - 1'
Escala 1/100



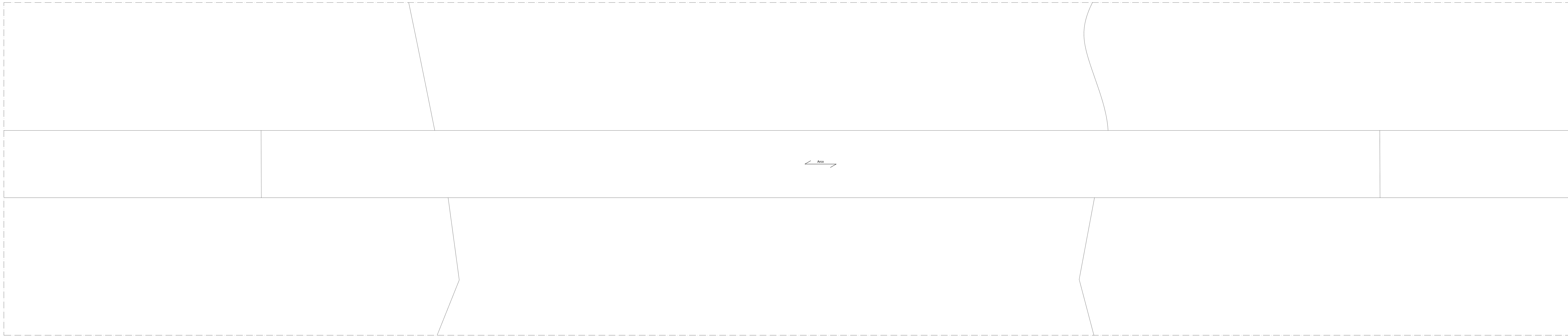
Alçado São Paio de Antas
Escala 1/100



Corte 2 - 2'
Escala 1/100

AUTOR DO PROJETO: Marisa Carvalho	PROJETO: Ponte Pedonal no Rio Neiva
ESPECIALIDADE: Geometria	FASE DO PROJETO: Estudo
DESIGNAÇÃO: Planta Tabuleiro e Fundação Alçados e Cortes	ESCALA: 1/100
DATA: Novembro 2017	Nº Desenho: GEO-002

11/08/2017



Planta estrutural do Tabuleiro
Escala 1:50



Planta de fundações
Escala 1:50

MATERIAIS ESTRUTURAIS

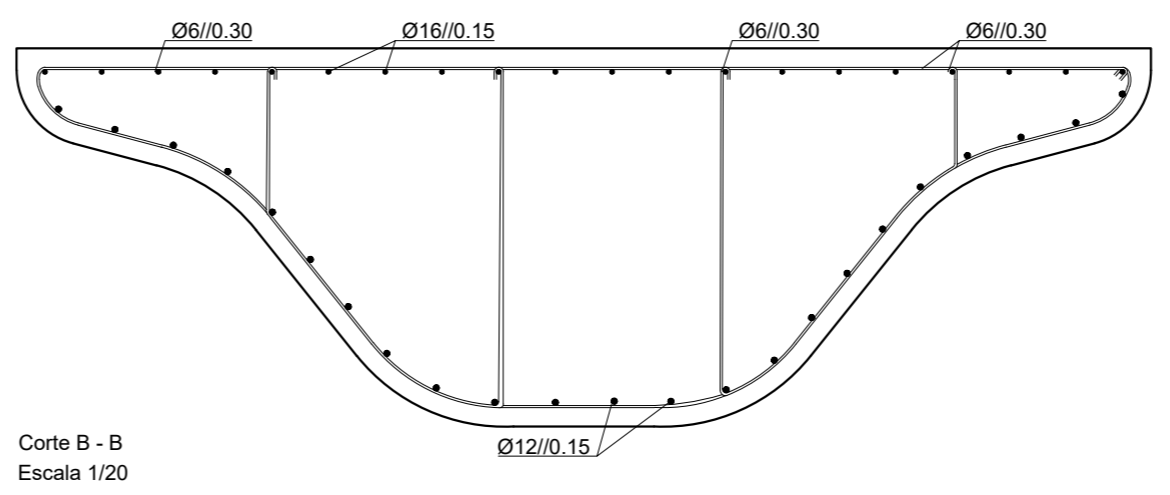
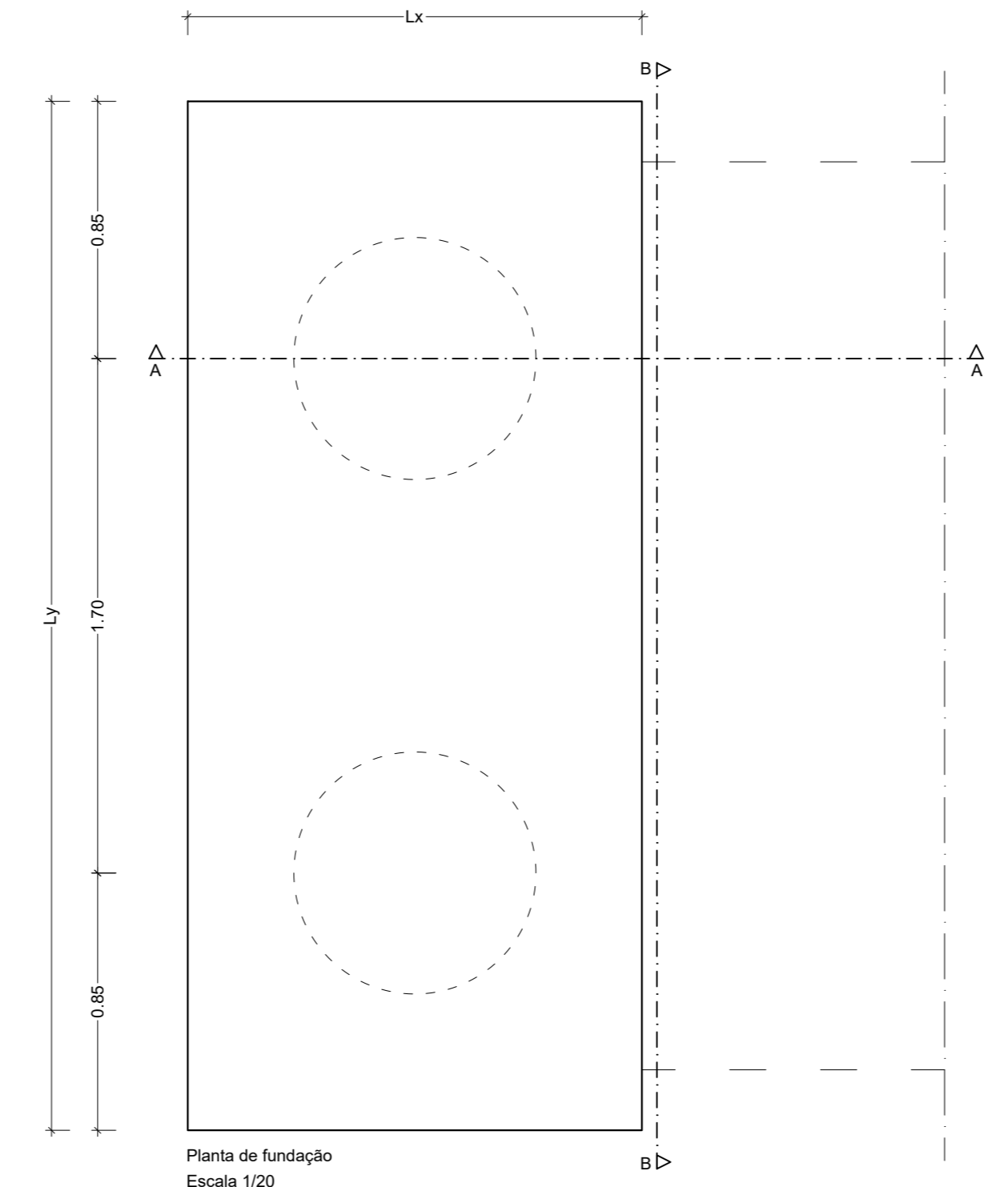
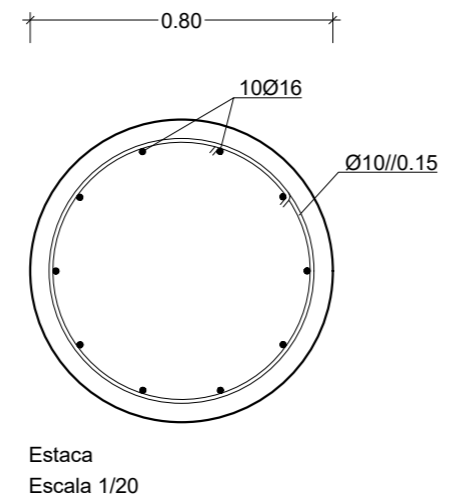
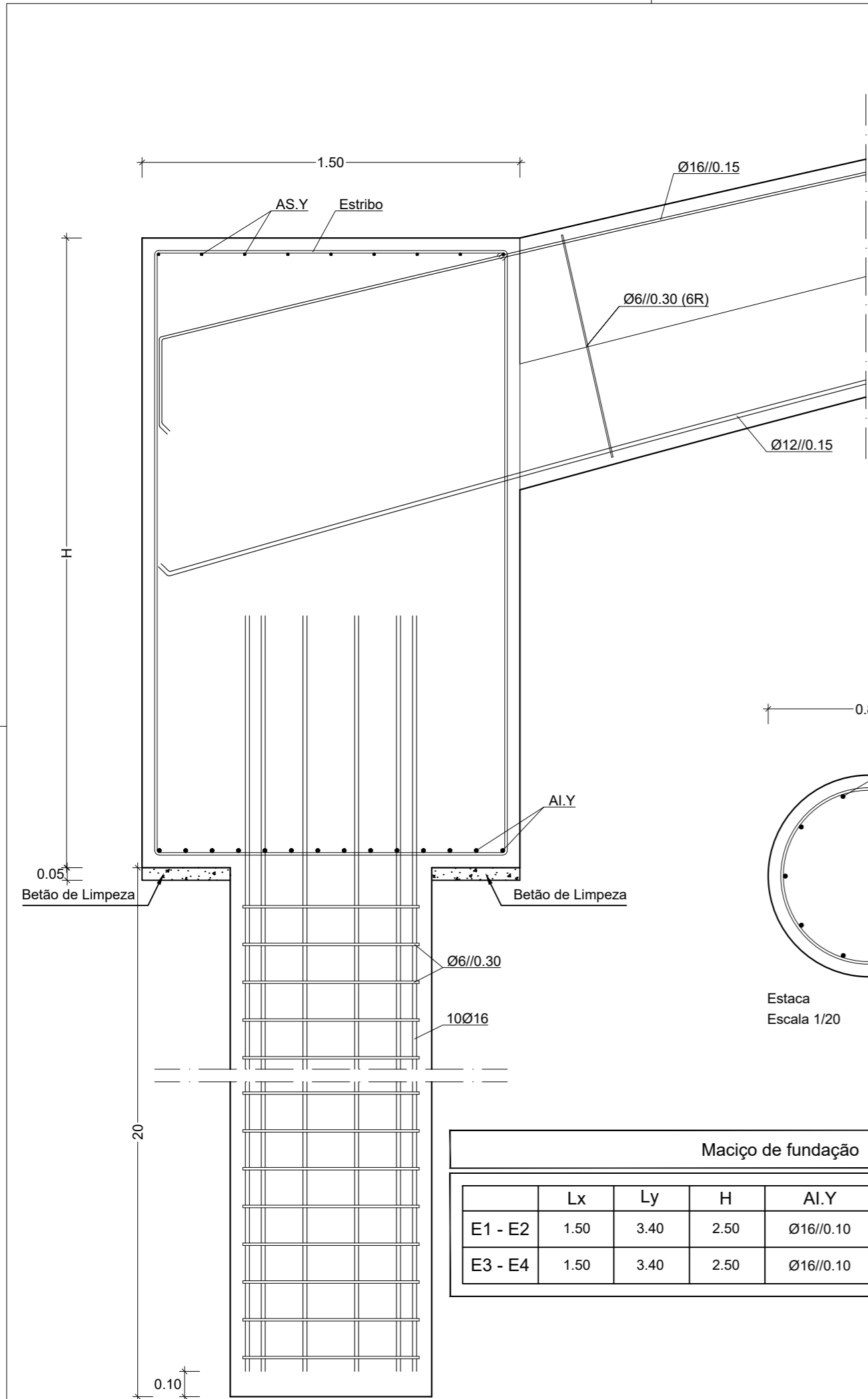
Betão (NF EN 206-1):
 Betão de estrutura: C16/20
 Betão no tabuleiro: C30/37
 Fundações e elementos em contacto com o terreno: C30/37, XC1/P1, S20, C1 0.4, S3, com Hf/0.6g
 Resíduos estruturais: C30/37, XC1/P1, S20, C1 0.4, S3

Aço:
 Aço em varão: A500 NR50

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Tabuleiro: 50 mm
 Elementos em contacto com terras: 50 mm
 Estacas: 50 mm

AUTOR DO PROJETO: Mariana Corvelho	PROJETO: Ponte Pedonal no Rio Neiva
ESPECIALIDADE: Estabelecimento Estrutural	FASE DO PROJETO: Estudo
DESIGNAÇÃO: Planta de fundações e fundição Apóio e Cortes	ESCALA: 1:50
DATA: Novembro 2017	Nº Desenho: EST.01



Maciço de fundação						
	Lx	Ly	H	Al.Y	AS.Y	Estribo
E1 - E2	1.50	3.40	2.50	Ø16//0.10	Ø10//0.175	Ø10//0.175
E3 - E4	1.50	3.40	2.50	Ø16//0.10	Ø10//0.175	Ø10//0.175

MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):
 Betão de limpeza - C16/20
 Betão no tabuleiro - C30/37
 Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
 Restantes elementos estruturais - C30/37; XC3(P); D20, Cl 0,4; S3

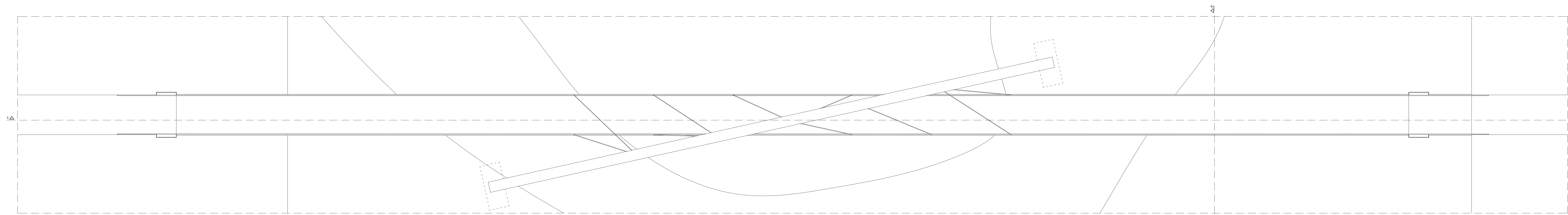
Aço:
 Aço em varão - A500 NRSD

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

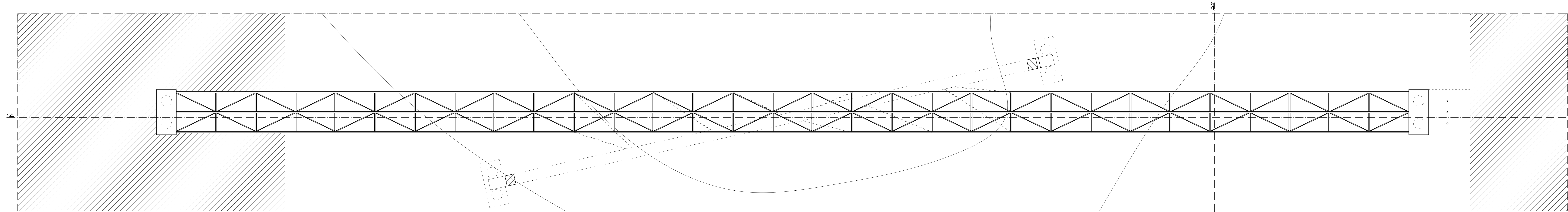
Tabuleiro - 50 mm
 Elementos em contacto com terras - 50 mm
 Estacas - 50 mm

AUTOR DO PROJETO: Marisa Carvalho	PROJETO: Ponte Pedonal no Rio Neiva
ESPECIALIDADE: Estabilidade Estrutura	FASE DO PROJETO: Estudo
DESIGNAÇÃO: Quadro de Fundações Planta sapata, estaca e cortes	ESCALA: 1/20
DATA: Novembro 2017	Nº Desenho: EST-002

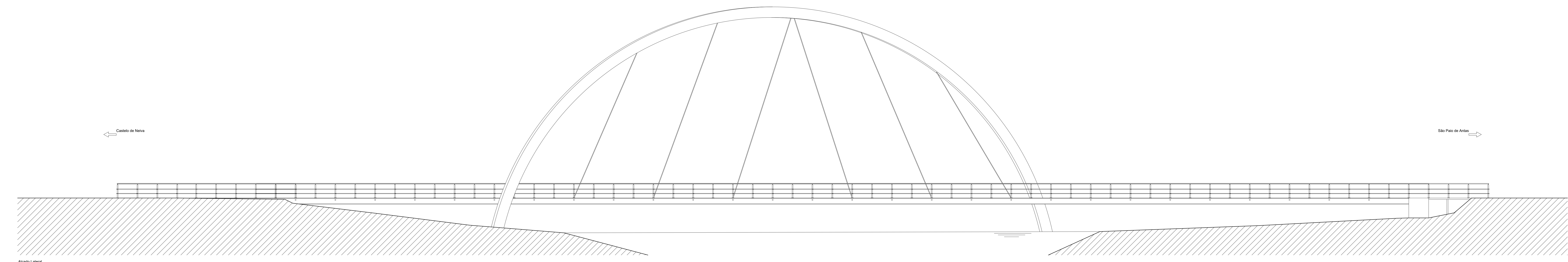
(594x297) mm



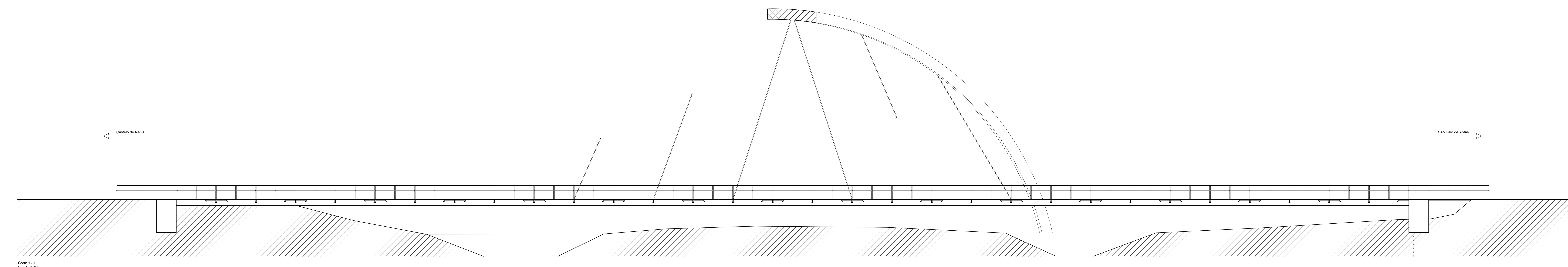
Planta Tabuleiro
Escala 1:100



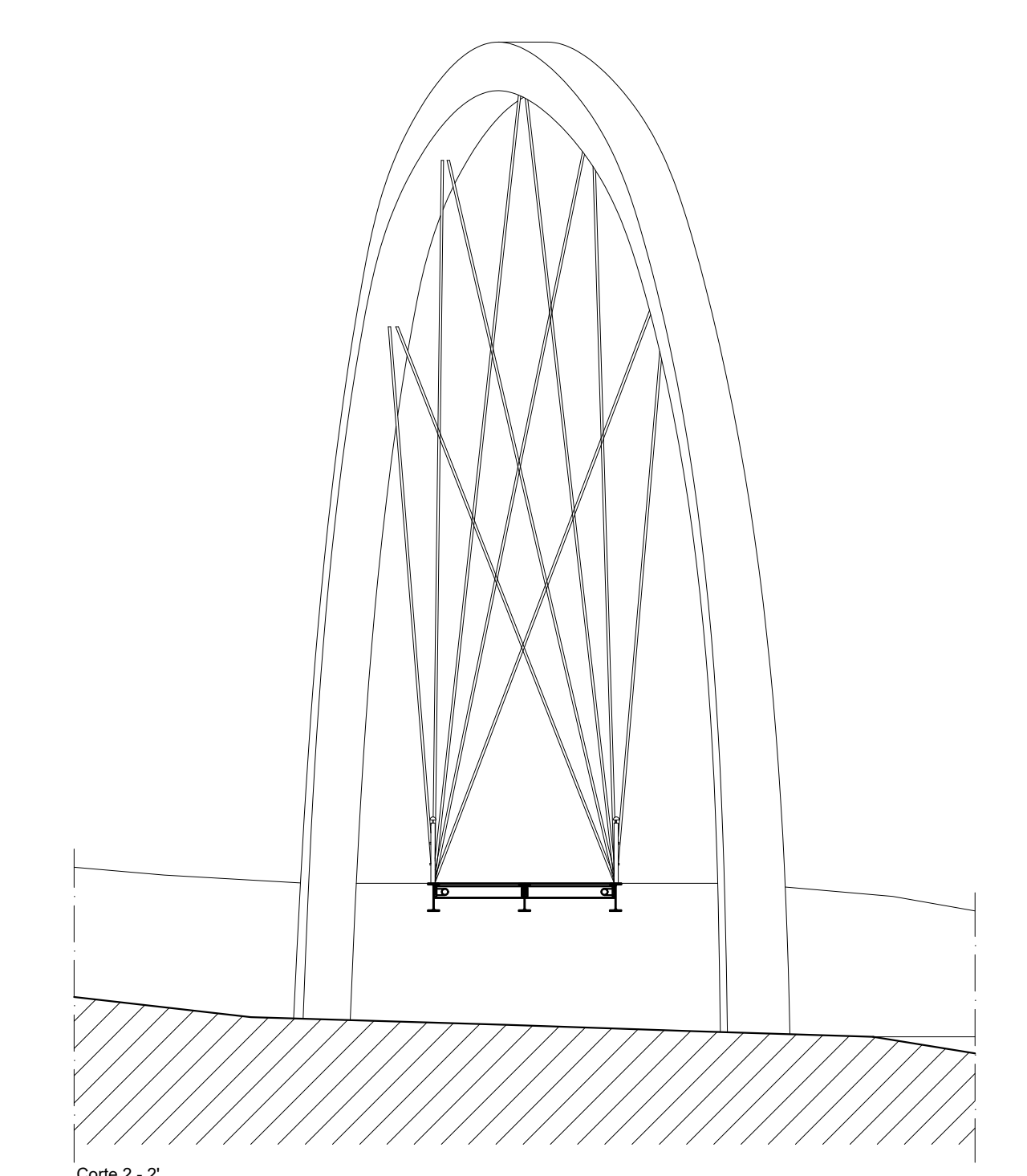
Planta Fundação
Escala 1:100



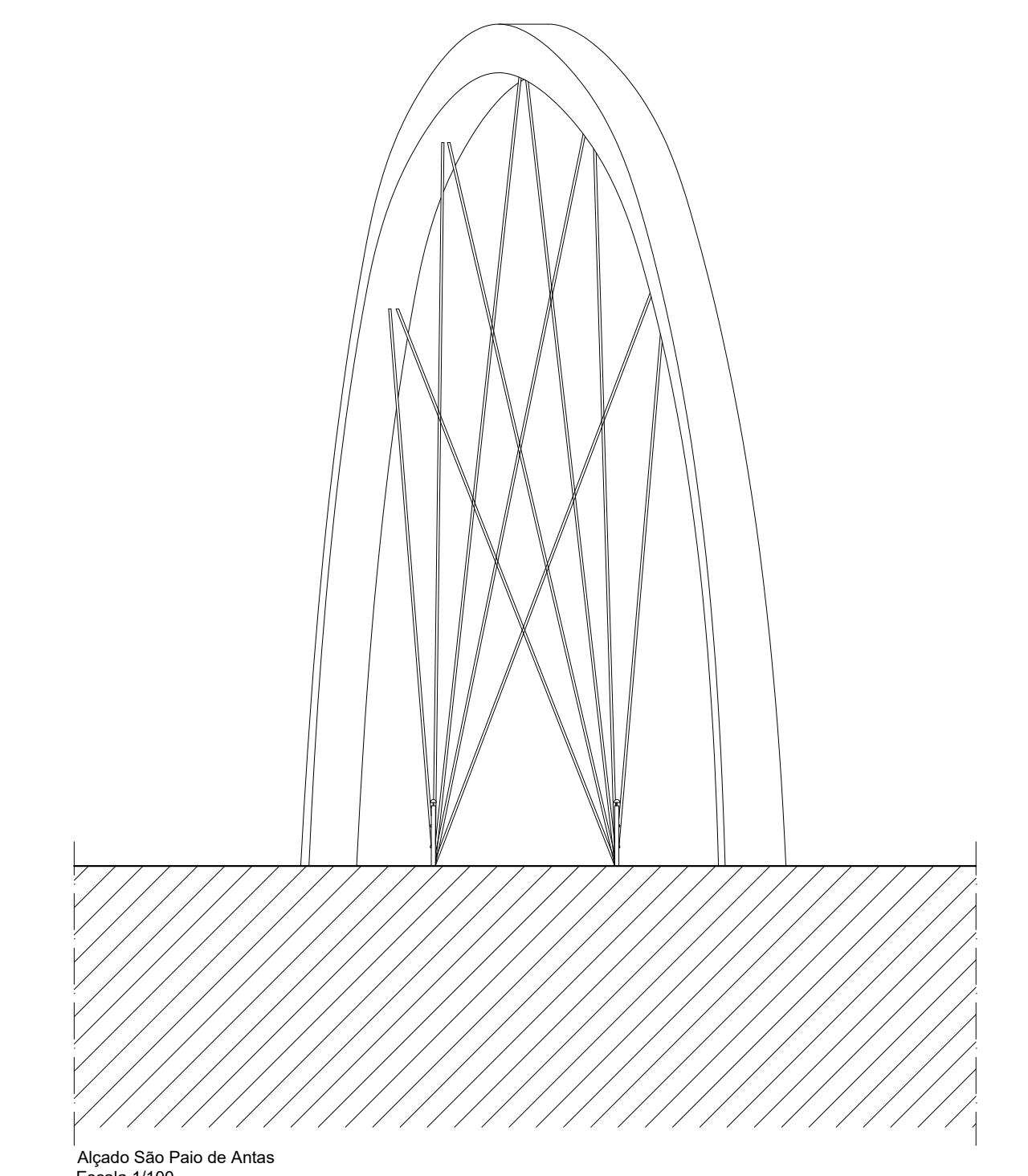
Alçado Lateral
Escala 1:100



Alçado São-Pain de Anéis
Escala 1:100

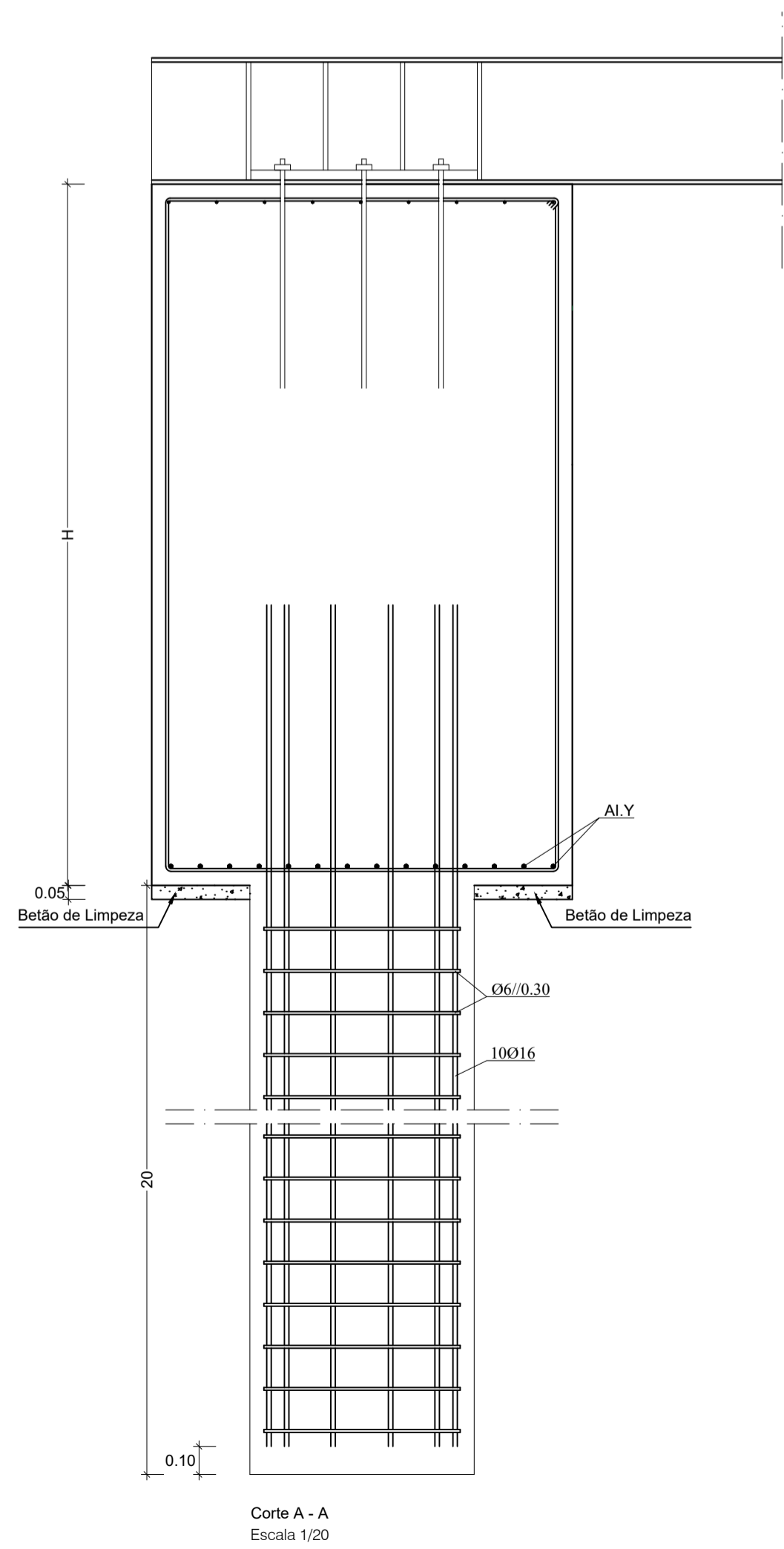
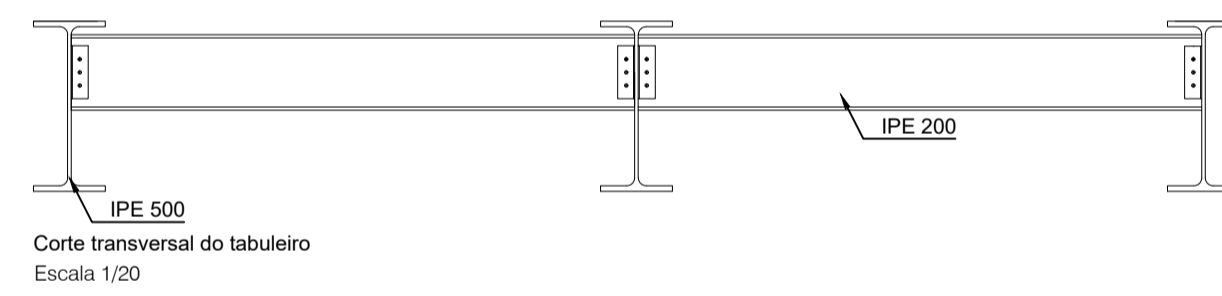
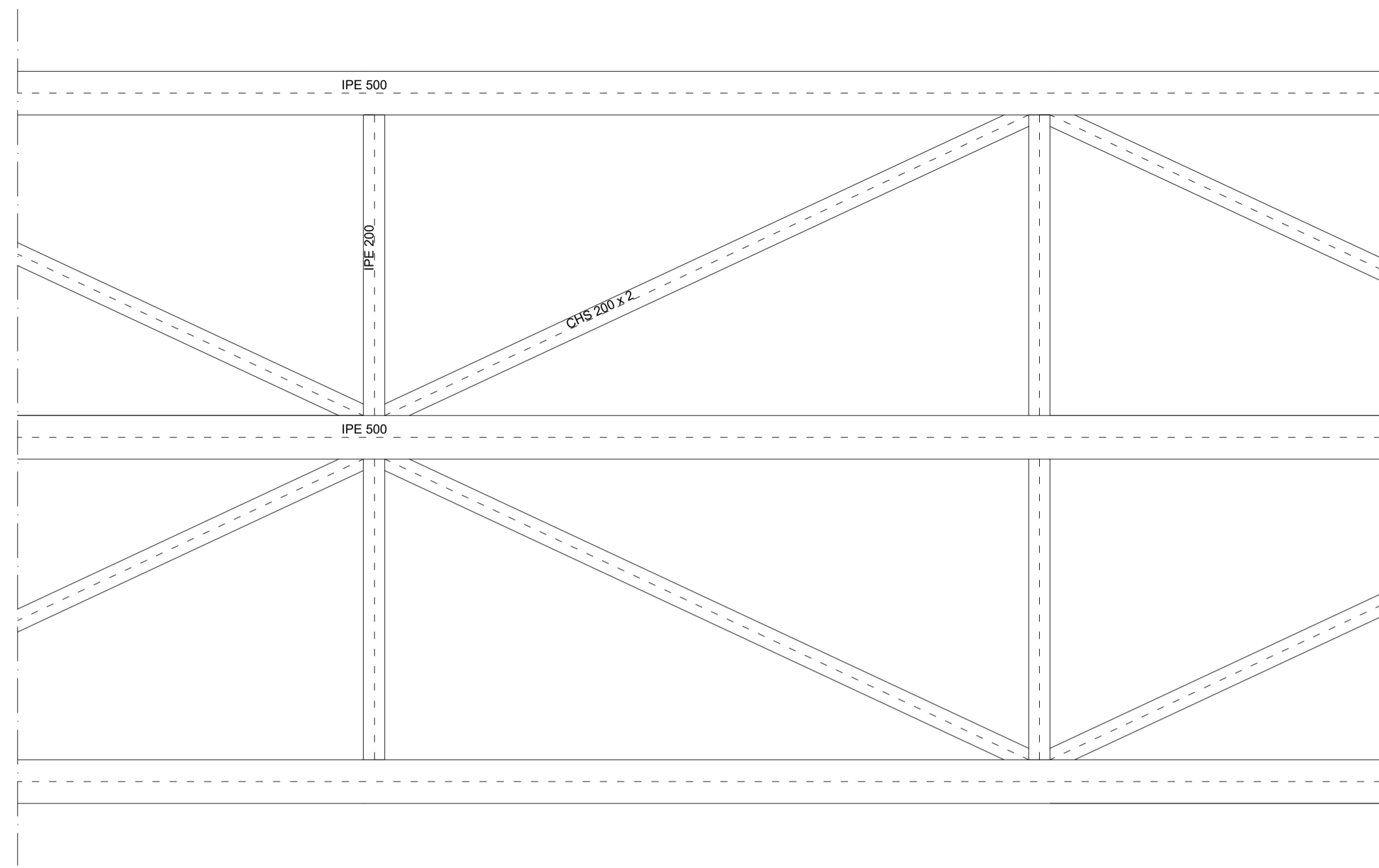
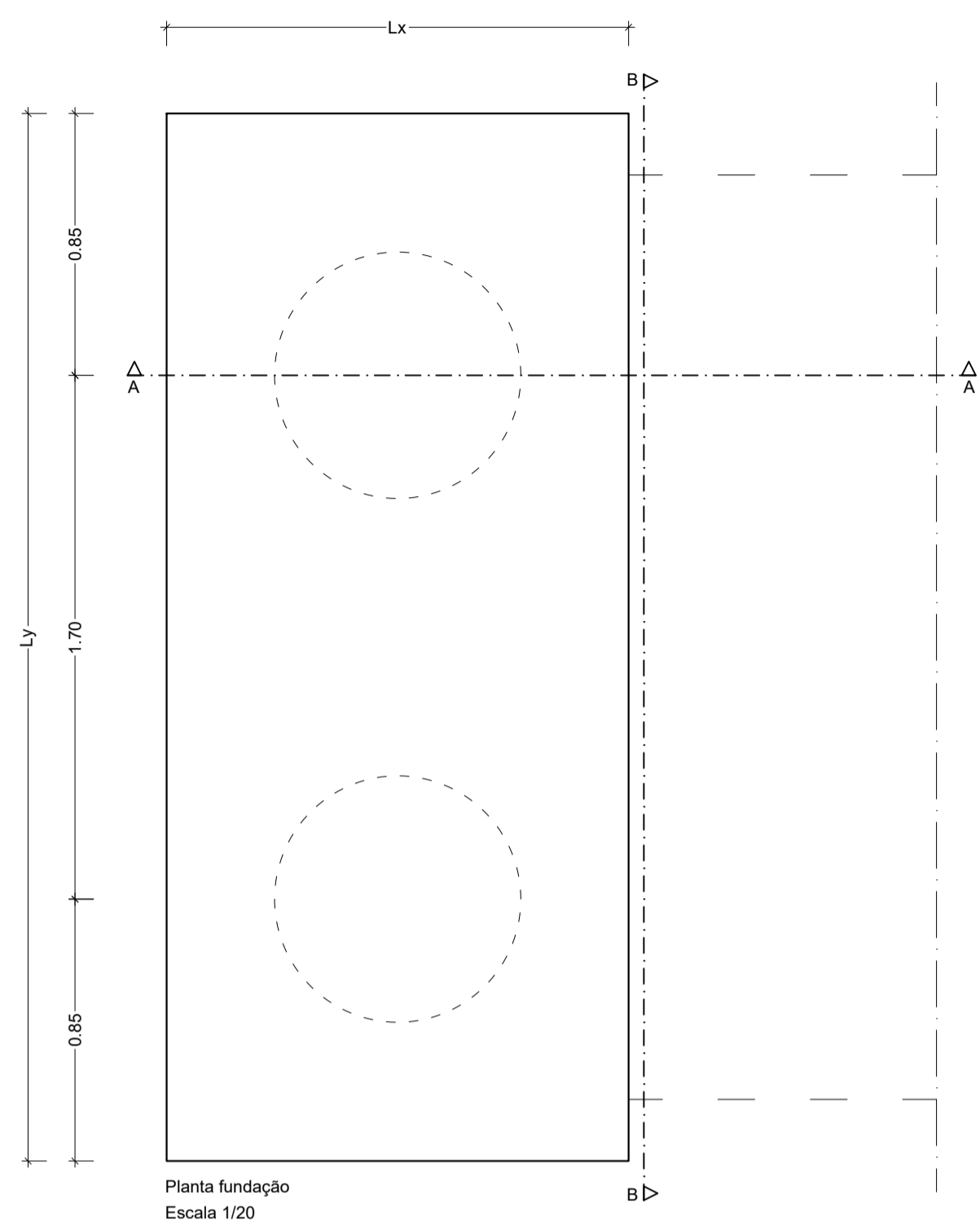


Alçado São-Pain de Anéis
Escala 1:100

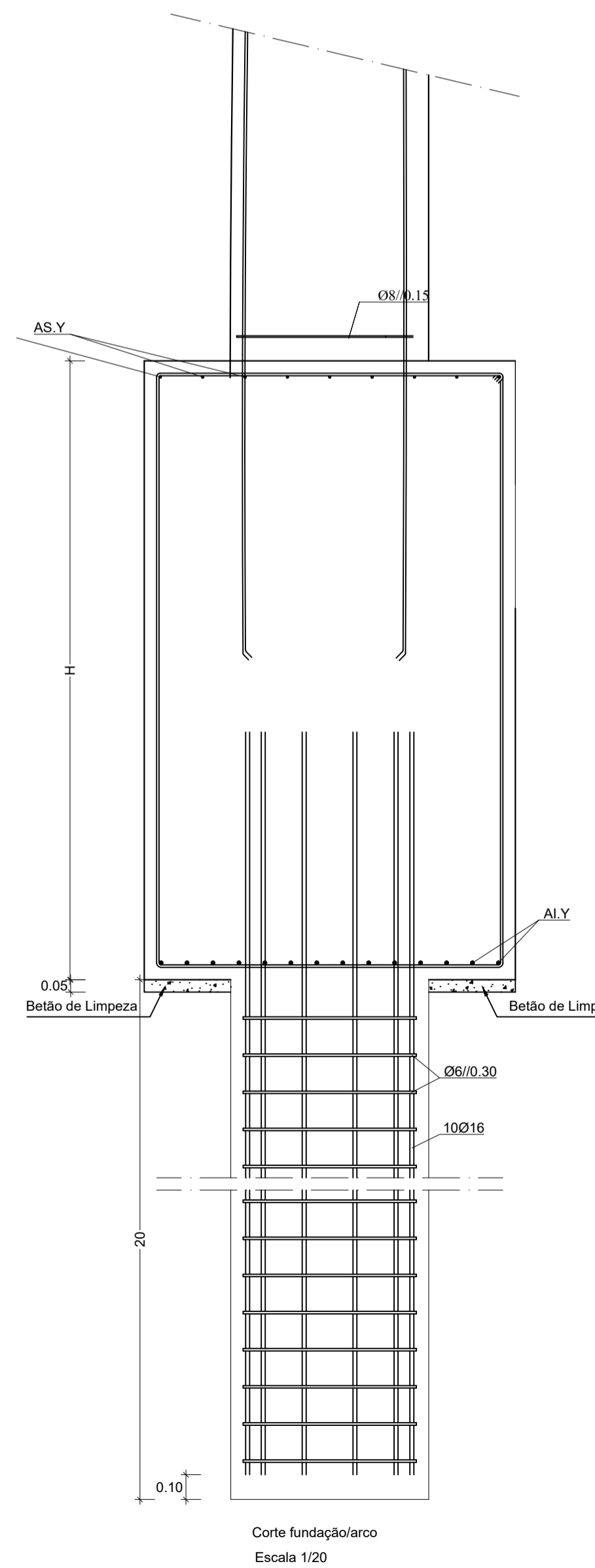
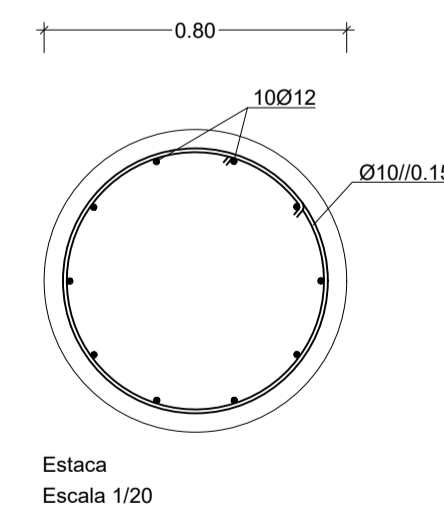


Alçado São-Pain de Anéis
Escala 1:100

AUTOR DO PROJETO: Marta Carvalho	PROJETO: Ponte Pedonal da Foz
ESPECIALIDADE: Geometria da estrutura	FASE DO PROJETO: Estudo
DESIGNAÇÃO: Planta Tabuleiro e Fundação	ESCALA: 1:100
DATA: Novembro 2017	Nº Desenho: ARQ.002



Mauço de fundação						
	Lx	Ly	H	Al.Y	AS.Y	Estribo
E1 - E2	1.50	3.40	2.50	Ø12/0.10	Ø8/0.125	Ø8/0.125
E3 - E4	1.50	3.40	2.50	Ø12/0.10	Ø8/0.125	Ø8/0.125
E5 - E6	1.50	3.40	2.50	Ø12/0.10	Ø8/0.125	Ø8/0.125
E7 - E8	1.50	3.40	2.50	Ø12/0.10	Ø8/0.125	Ø8/0.125



MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):
 Betão de limpeza - C16/20
 Betão no tabuleiro - C30/37
 Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
 Restantes elementos estruturais - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

Aço:
 Aço em varão - A500 NRSD

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Tabuleiro - 55 mm
 Elementos em contacto com terras - 55 mm
 Estacas - 55 mm

AUTOR DO PROJETO: Marisa Carvalho	PROJETO: Ponte Pedonal no Rio Neiva
ESPECIALIDADE: Estabilidade Estrutura	FASE DO PROJETO: Estudo
DESIGNAÇÃO: Mauço de fundação Planta fundação, estaca e cortes	ESCALA: 1/20
DATA: Novembro 2017	Nº Desenho: EST-001

MATERIAIS ESTRUTURAIS**Betão (NP EN 206-1):**

Betão de limpeza
Betão no tabuleiro
Fundações e elementos em contacto com o terreno

- C16/20
- C30/37
- C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3,
com hidrófugo
- C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

Restantes elementos estruturais

Aço:

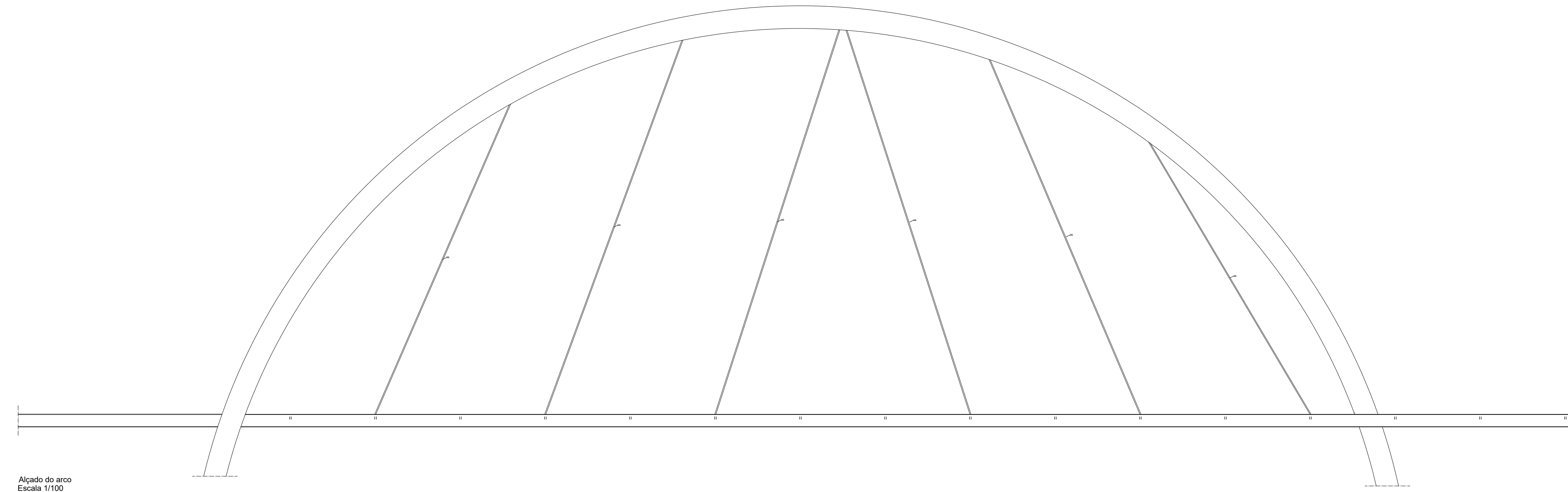
Aço em varão

- A500 NRSD

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Tabuleiro
Elementos em contacto com terras
Estacas

- 55 mm
- 55 mm
- 55 mm



Alçado do arco
Escala 1/100

AUTOR DO PROJETO: Marisa Carvalho	PROJETO: Ponte Pedonal no Rio Neiva
ESPECIALIDADE: Estabilidade Estrutura	FASE DO PROJETO: Estudo
DESIGNAÇÃO: Maciço de fundação Planta fundação, estaca e cortes	ESCALA: 1/100
DATA: Novembro 2017	Nº Desenho: EST-002