U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ADAPTAÇÃO DA PONTE DA ARRÁBIDA À PASSAGEM DO METRO LIGEIRO

TIAGO CERDEIRA LOPES COSTA PINTO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Álvaro Ferreira Marques Azevedo

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010*.

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

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

Aos meus Pais,

Avós e Irmã

AGRADECIMENTOS

Desejo expressar o meu profundo agradecimento a todas as entidades e pessoas que directa ou indirectamente contribuíram para este trabalho, e àqueles que me acompanharam durante o percurso académico:

- Ao meu Orientador, Professor Álvaro Azevedo, pela oportunidade de explorar a sua brilhante ideia, pela disponibilidade e dedicação, e, principalmente, o entusiasmo contagiante pelo meu trabalho;
- À EP – Estradas de Portugal S. A. e Dr.ª Alexandra Gonçalves, pelo acesso e cedência da documentação de Projecto da Ponte da Arrábida;
- À Metro do Porto S. A., Eng.º Victor Silva e Eng.º João Dores, pelo fornecimento do material técnico solicitado e disponibilidade para o esclarecimento pronto das minhas dúvidas;
- Ao Professor Paulo Pinho, pela sua valiosa crítica às minhas propostas e cedência de elementos relativos à rede do Metro do Porto;
- À Empresa Municipal de Vila Nova de Gaia – *Gaiurb* e à Câmara Municipal do Porto, pela disponibilização dos elementos topográficos requisitados;
- À Eng.ª Sónia Domingues, pela ajuda nos elementos necessários para a estimativa orçamental;
- À Tânia, pela sua vontade e paciência em aprender a minha engenharia;
- Ao Duarte Cunha, pela sua boa vontade em importunar e conceder-me os seus contactos e ao Eduardo Paiva, pela companhia e distracção nas horas de trabalho;
- Ao Luís Leitão, irmão de armas durante os cinco anos de curso;
- A todos os Professores e Amigos, que tornaram esta viagem bastante mais fácil, contribuindo para alargar os meus horizontes.

RESUMO

Com este trabalho o autor visa obter uma solução base para a travessia do rio Douro pelo metro ligeiro, entre as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia, propondo que a mesma se efectue pela actual Ponte da Arrábida. Esta opção permite ganhos consideráveis no factor custo relativamente à construção de uma nova ponte.

São explorados diferentes conceitos na forma como esta ligação pode ser elaborada, detalhando-se a opção de construção de um novo tabuleiro, em viga caixão, com passagem interior do metro ligeiro e superior de tráfego rodoviário, à cota actual. A proposta contempla a construção de um novo arco, contraventado pelo arco existente. Por estas razões, perspectiva-se uma solução inovadora, onde uma nova ponte surge no "interior" da actual Ponte da Arrábida.

O dimensionamento é iniciado pela análise das condicionantes topográficas, de traçado do metro ligeiro, e procurando não descaracterizar a obra-prima do Eng.º Edgar Cardoso, analisando em que aspectos são inevitáveis alterações na estrutura actual.

Definida a implantação da nova estrutura e obtidos os parâmetros geométricos relevantes para a sua caracterização, é efectuada uma análise estática global, recorrendo-se a um modelo tridimensional de barras. Para análise local do tabuleiro, de forma a estudar o comportamento ao nível transversal da viga caixão, é elaborado um modelo de casca de um vão da ponte.

São apresentadas as normas e os princípios gerais de verificação de segurança com base nos regulamentos europeus e nacionais, preferencialmente normas dos Eurocódigos e, quando necessário, no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

São quantificadas as acções de projecto e os materiais empregues a nível estrutural e de vias de circulação, adoptando vias do tipo betonada para o metro ligeiro.

É estudado o processo construtivo a adoptar, no qual o novo arco é suportado pelo existente enquanto o primeiro não se encontra completo. Por fim, é efectuada uma estimativa orçamental básica para a obra, baseada nos preços unitários das tarefas principais.

Durante todo o projecto é analisado o impacto visual que advém das modificações implementadas na ponte e possíveis medidas mitigadores deste importante aspecto numa ponte candidata a Monumento Nacional.

PALAVRAS-CHAVE: Ponte da Arrábida, ponte em arco de betão armado, viga caixão, reabilitação estrutural, ponte rodoviária e de metro ligeiro.

ABSTRACT

This project aims to create a new solution to allow the light rail's crossing over the Douro River, between Oporto and *Vila Nova de Gaia* cities, using the already existing *Arrábida*'s Bridge. This suggestion allows significant financial gain in comparison with the construction of a whole new bridge.

During the developing process different concepts are explored in how to make this connection. However, only the solution which comprises a new box girder deck is designed. The purpose is to use the interior cross section of the box girder for the light rail and the outside upper slab for the road traffic, at the same level of the existing deck. The final proposal consists also in a new arch, constructed between and partially supported in the existing one. Thus, it is a pioneer solution where a new bridge arises from the "interior" of the existing *Arrábida*'s Bridge.

The design process begins with a topographic analysis and the study of the light rail's route, always in order to maintain the widely recognized image of Edgar Cardoso's masterpiece. Nevertheless, there are still sections where modifications are inevitable and an aesthetical analysis is developed.

Based on the relevant geometrical parameters a global static analysis of the new structure is performed, using a tridimensional frame finite element model. Moreover, a finite element shell model of a single span of the bridge is used to better understand the behavior of the box girder deck at a local level.

The rules and principles of safety check are presented, based on European and Portuguese normalization, specially using the Eurocodes.

The structure materials and project loads are specified and quantified, focusing on the option of a ballastless track for the light rail.

The construction system and stages are studied, remarking the fact that the new arch is supported by the old one, until its completion. Additionally, the budget estimation for the work is done, based on unit prices of the numerous required tasks throughout the construction process.

During the development of this project, the visual impact of the demanded modifications are evaluated. Due to the fact that this bridge is candidate to be a National Portuguese Monument the suggested measures intend to minimize this issue.

KEYWORDS: *Arrábida*'s Bridge, reinforced concrete arch bridge, box girder, structural retrofitting, highway and light rail bridge.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. ÂMBITO DO PROJECTO E OBJECTIVOS 1
1.2. O SISTEMA DE METRO LIGEIRO DO PORTO 3
1.3. PONTES EM ARCO 7
1.4. PONTE DA ARRÁBIDA 14
1.4.1. NOTA HISTÓRICA 14
1.4.2. O ENG.º EDGAR CARDOSO E O PROJECTO DA PONTE DA ARRÁBIDA 16

2. CONCEPÇÃO DE SOLUÇÕES DE ATRAVESSAMENTO 27
2.1. APRESENTAÇÃO DAS SOLUÇÕES CONCEPTUAIS 27
2.1. VARIANTES ESTRUTURAIS EM PASSAGEM INFERIOR – IMPACTO VISUAL 32

3. DESCRIÇÃO GERAL DA SOLUÇÃO ADOPTADA 41
3.1. IDENTIFICAÇÃO DE CONDICIONANTES DE PROJECTO 41
3.1.1. TRAÇADO DO METRO LIGEIRO 41
3.1.1.1. Análise transversal 41
3.1.1.2. Análise longitudinal 43
3.1.2. RESTRIÇÕES DA CONSTRUÇÃO EXISTENTE 45
3.1.3. TOPOGRAFIA 46
3.2. CONCEPÇÃO GERAL 47
3.2.1. IMPLANTAÇÃO 47
3.2.2. DIMENSÕES PRINCIPAIS 49

4. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA NOVA ESTRUTURA 59

4.1. MATERIAIS 59

4.1.1. DESCRIÇÃO GERAL 59

4.1.2. BETÃO ARMADO 59

4.1.3. AÇO 60

4.1.3. VIA DE CIRCULAÇÃO DO METRO 61

4.2. NORMAS E PRINCÍPIOS GERAIS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA 63

4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA 65

4.3.1. ANÁLISE COM PROGRAMA DE CÁLCULO 65

4.3.2. ANÁLISE LOCAL 65

4.3.3. ANÁLISE GLOBAL 68

4.4. ANÁLISE ESTÁTICA DA ESTRUTURA 72

4.4.1. ACÇÕES SOBRE A ESTRUTURA 72

4.4.1.1. Acções permanentes 72

4.4.1.2. Acções variáveis 73

4.4.2. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES 77

4.4.2.1. Modelo global 77

4.4.2.2. Modelo local 83

4.4.3. ANÁLISE QUANTITATIVA DOS RESULTADOS EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO 88

4.5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS 95

4.5.1. TABULEIRO 98

4.5.2. ARCO 107

4.5.3. PILARES 108

4.5.4. PÓRTICOS DAS PILASTRAS 109

4.5.5. PILASTRAS 111

4.5.6. APARELHOS DE APOIO 114

4.5.7. ENCONTROS E FUNDAÇÕES 115

5. PROCESSO CONSTRUTIVO 117

5.1. FASEAMENTO CONSTRUTIVO 117

5.2. ESTUDO DO PROCESSO CONSTRUTIVO DO NOVO ARCO 119

5.3. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO ARCO EXISTENTE 124

6. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL 133

7. COMENTÁRIO FINAL 137

BIBLIOGRAFIA 139

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Maqueta da Ponte do Gólgota e Ponte da Arrábida (Adão da Fonseca, 2006) 2
Fig.2 – Representação esquemática da rede actual do Metro do Porto (Metro do Porto S.A., 2011a) ..4
Fig.3 – Veículo *Eurotram* sobre a Ponte Luiz I no Porto.....5
Fig.4 – Circular sul da 3ª fase de desenvolvimento do Metro do Porto (Metro do Porto S. A., 2008).....5
Fig.5 – Proposta para 3ª fase de desenvolvimento do Metro do Porto (Adaptado de Pinho, 2007) 6
Fig.6 – Método construtivo em arcos de alvenaria (Adaptado de Lucko, 1999).....7
Fig.7 – Ponte do Gard – I a.C. (Cournoyer, 2003) 7
Fig.8 – Ponte Anji – 605 d. C. (Gege, 2007) 8
Fig.9 – Ponte Sant'Angelo – 134 d.C. (Tochis, 2006).....8
Fig.10 – Ponte Valentré - 1378 (Diane, 2004) 9
Fig.11 – Ponte Vecchio - 1345 (Lopez, 2006).....9
Fig.12 – *Iron Bridge* - 1779 (Brown, 2009).....10
Fig.13 – Ponte sobre o rio Yonne - 1873 (Mossot) 10
Fig.14 – Ponte de Salginatobel - 1930 (Gyori, 2009).....11
Fig.15 – Pormenor do arco da Ponte de Salginatobel - 1930 (Florence, 2007) 11
Fig.16 – Ponte de Gladesville - 1964 (OBrien, 2011) 12
Fig.17 – Pormenor da Ponte de Gladesville - 1964 (Brent, 2009) 12
Fig.18 – Ponte do Infante D. Henrique - 2003 (Silva, 2003) 13
Fig.19 – Ponte Chaotianmen - 2009 (Xianjin, 2010) 13
Fig.20 – Vista da Ponte da Arrábida de jusante para montante 15
Fig.21 – Vista da Ponte da Arrábida da margem do Porto 15
Fig.22 – Ponte de Mosteirô - 1972 (Oliveira, 2007) 16
Fig.23 – Perspectiva arquitectónica da zona das pilastras (Cardoso, 1955).....17
Fig.24 – Arco – Secção transversal tipo no plano dos pilares (Cardoso, 1955).....18
Fig.25 – Distribuição das armaduras de uma "costela" do arco (Cardoso, 1955) 19
Fig.26 – Planta do arco e contraventamentos (Cardoso, 1955)) 19
Fig.27 – Pormenor dos contraventamentos 19
Fig.28 – Vistas transversal e longitudinal do pórtico das pilastras (Cardoso, 1955) 20
Fig.29 – Armaduras do tabuleiro (Cardoso, 1955).....21
Fig.30 – Vista do tabuleiro.....21
Fig.31 – Dimensionamento e armaduras dos pilares curtos sobre o arco (Cardoso, 1955) 22

Fig.32 – Dimensionamento dos maciços dos encontros do arco (Cardoso, 1955) 23

Fig.33 – Montagem do cimbre com grua *derrick* sobre o cimbre, apoiado em pórtico provisório (Centro Português de Fotografia – Casa Alvão) 24

Fig.34 – Elevação do tramo central do cimbre metálico (Centro Português de Fotografia – Casa Alvão)..... 25

Fig.35 – Elevação do tramo central do cimbre metálico (Espólio Fotográfico Português – Fotografia Beleza)..... 25

Fig.36 – Posições do cimbre para execução da 1ª "costela", 2ª "costela" e contraventamentos (Cardoso, 1955)..... 26

Fig.37 – Fase de betonagem dos pilares e tabuleiro sobre o arco (Centro Português de Fotografia – Casa Alvão 26

Fig.38 – Perfil do tabuleiro após a construção da ponte (Centro Português de Fotografia – Casa Alvão)..... 26

Fig.39 – Actual secção transversal do tabuleiro..... 28

Fig.40 – Secção transversal do tabuleiro com 2 vias de metro + 2x2 vias rodoviárias (solução não adoptada) 29

Fig.41 – Secção transversal do tabuleiro com 1 via de metro reversível + 2x3 vias rodoviárias (solução não adoptada)..... 29

Fig.42 – Secção transversal do tabuleiro com 2 vias de metro + 2x3 vias rodoviárias (solução adoptada) 30

Fig.43 – Sistema de transporte elevado (HS Future)..... 31

Fig.44 – Ponte de Bir-Hakeim – 1905 (Gobetz, 2007) 31

Fig.45 – Vista do tabuleiro superior (Yanidel, 2010) 31

Fig.46 – Arco - Dimensionamento das secções transversais (Cardoso, 1955) 32

Fig.47 – Directriz do arco..... 33

Fig.48 – Vista geral do modelo da actual Ponte da Arrábida..... 34

Fig.49 – Detalhe dos pilares e tabuleiro..... 35

Fig.50 – Detalhe dos contraventamentos ("horizontais" e vertical)..... 35

Fig.51 – Solução estrutural em tabuleiro intermediário (solução não adoptada)..... 35

Fig.52 – Alçado da solução mista (a) (solução não adoptada)..... 36

Fig.53 – Alçado da solução mista (b) (solução não adoptada)..... 36

Fig.54 – Detalhe da solução mista (a) (solução não adoptada)..... 37

Fig.55 – Detalhe da solução mista (b) (solução não adoptada)..... 37

Fig.56 – Alçado da solução em viga caixão (solução adoptada) 37

Fig.57 – Vistas da solução em viga caixão (solução adoptada) 38

Fig.58 – Solução 1 para o novo arco..... 39

Fig.59 – Solução 2 para o novo arco 39
Fig.60 – Solução 3 para o novo arco 40
Fig.61 – Solução 4 para o novo arco 40
Fig.62 – Dimensões principais ao nível transversal da via de circulação betonada do Metro do Porto42
Fig.63 – Sistema de catenária rígida (KLK) 43
Fig.64 – Secção do fio de contacto e perfil condutor (KLK).....43
Fig.65 – Detalhe do dispositivo de suporte (Electren) 43
Fig.66 – Corte transversal pelo fecho do arco da estrutura existente 46
Fig.67 – Corte transversal pelos plano de pilares C da estrutura existente 46
Fig.68 – Esquema do perfil longitudinal actual 47
Fig.69 – Traçado sugerido para a nova estrutura (vermelho) e acessos (amarelo).....48
Fig.70 – Alçado geral da actual Ponte da Arrábida.....49
Fig.71 – Alçado da zona sobre o rio da estrutura a construir 49
Fig.72 – Alçado da zona sobre o rio com a sobreposição das estruturas actual e a construir 50
Fig.73 – Corte transversal na zona do fecho do arco – estrutura existente e a construir 50
Fig.74 – Alçado com secções do novo arco e viga caixão 51
Fig.75 – Secção transversal 20 do novo arco (encontro) 52
Fig.76 – Secção transversal 6 do novo arco (secção aligeirada de menor altura).....53
Fig.77 – Secção transversal do novo tabuleiro em viga caixão.....53
Fig.78 – Secção transversal dos pilares 54
Fig.79 – Corte transversal pelo plano de pilares C – estrutura correspondente à situação final 54
Fig.80 – Corte transversal pelo plano de pilares C – estrutura a construir.....55
Fig.81 – Zona das pilastras: secção transversal do pórtico existente 55
Fig.82 – Zona das pilastras: secção transversal do novo pórtico a meio-vão 56
Fig.83 – Zona das pilastras: secção transversal do novo pórtico na zona do apoio 56
Fig.84 – Zona das pilastras: Corte transversal pelo pórtico.....57
Fig.85 – Secção transversal das pilastras 58
Fig.86 – Secção transversal do carril e travessa bibloco.....62
Fig.87 – Travessa bibloco e carril aplicado nos acessos à Ponte Luiz I na margem do Porto 62
Fig.88 – Via betonada nos acessos à Ponte Luiz I na margem do Porto.....62
Fig.89 – Secção transversal da via betonada.....63
Fig.90 – Vista tridimensional do modelo de cálculo local da viga caixão 66
Fig.91 – Aproximação efectuada no modelo de cálculo local da viga caixão.....67

Fig.92 – Malha de elementos finitos do modelo local da viga caixão 67

Fig.93 – Detalhe das condições fronteira utilizadas no modelo local da viga caixão 68

Fig.94 – Alçado longitudinal do modelo de cálculo global da estrutura projectada – plano *x0z* 68

Fig.95 – Planta do modelo de cálculo global da estrutura projectada – plano *x0y* 68

Fig.96 – Alçado lateral do modelo de cálculo global da estrutura projectada com representação a cor vermelha dos nós - plano *x0y* 69

Fig.97 – Vista tridimensional do modelo de cálculo global da estrutura projectada 69

Fig.98 – Vista tridimensional de algumas das secções e rótula do modelo de cálculo global da estrutura projectada 69

Fig.99 – Sistema de cargas concentradas em eixo duplo (Adaptado de EN1991-2:2003) 74

Fig.100 – Sobrecarga característica do veículo *Eurotram* (Adaptado de Metro do Porto S.A. 2011c) 75

Fig.101 – Vista tridimensional do modelo de cálculo global solicitado pelo veículo de metro ligeiro e respectiva deformada 76

Fig.102 – Vista de alçado do diagrama de esforços axiais da combinação permanente 78

Fig.103 – Vista de alçado do diagrama de momentos flectores em torno de *y* na combinação permanente 78

Fig.104 – Vista de alçado do diagrama de esforços axiais da combinação 2 79

Fig.105 – Vista de alçado do diagrama de momentos flectores em torno de *y* na combinação 2..... 79

Fig.106 – Vista de planta do diagrama de momentos flectores em torno de *y* na combinação 6 81

Fig.107 – Vista de topo do diagrama de momentos flectores em torno de *y* na combinação 6 81

Fig.108 – Vista de alçado do diagrama de momentos torsores da combinação 6 81

Fig.109 – Vista de alçado da deformada sob acção permanente estrutural 82

Fig.110 – Vista tridimensional do modelo local solicitado pela sobrecarga rodoviária 83

Fig.111 – Vista tridimensional da deformada da combinação 1 84

Fig.112 – Momentos flectores segundo a direcção *x* da combinação 1 84

Fig.113 – Momentos flectores segundo a direcção *y* da combinação 1 85

Fig.114 – Momentos flectores segundo a direcção *x* da combinação 2 85

Fig.115 – Vista tridimensional da deformada da combinação 2 86

Fig.116 – Momentos flectores segundo a direcção *x* da combinação 3 86

Fig.117 – Vista tridimensional da deformada da combinação 3 86

Fig.118 – Mapa dos esforços transversos da laje superior na combinação 4 87

Fig.119 – Momentos flectores segundo a direcção *x* da combinação 4 87

Fig.120 – Vista tridimensional da deformada da combinação 4 88

Fig.121 – Vista de alçado da nomenclatura utilizada na análise quantitativa dos resultados do modelo global 88

Fig.122 – Vista tridimensional da nomenclatura utilizada na análise quantitativa dos resultados do modelo global 89

Fig.123 – Representação da faixa transversal de esforços máximos 93

Fig.124 – Representação dos pontos analisados na laje inferior 93

Fig.125 – Representação dos pontos analisados na laje superior 93

Fig.126 – Representação das secções adoptadas para o dimensionamento longitudinal 103

Fig.127 – Dimensionamento da secção de meio-vão dos pórticos das pilastras em Estado Limite Último de flexão para a combinação 6 (*Fagus-4)* 109

Fig.128 – Dimensionamento da secção de apoio dos pórticos das pilastras em Estado Limite Último de flexão para a combinação 2 (*Fagus-4)* 110

Fig.129 – Secção transversal da pilastra na zona do coroamento (à esquerda) e na zona do encastramento (à direita) com representação das armaduras existentes (*Fagus-4)* 112

Fig.130 – Dimensionamento da secção de coroamento das pilastras em Estado Limite Último de flexão para a combinação 6 (*Fagus-4)* 113

Fig.131 – Exemplo de um aparelho de apoio do tipo *pot-bearing* (Mageba 2011) 114

Fig.132 – Representação esquemática do faseamento construtivo associado à betonagem do novo arco 120

Fig.133 – Secção transversal dos contraventamentos “horizontais” 120

Fig.134 – Corte transversal da solução com elementos de barra transversais pouco espaçados 121

Fig.135 – Corte longitudinal A-A´ da solução com elementos de barra transversais pouco espaçados 121

Fig.136 – Corte transversal da solução com barra transversal espaçada 5,5m 122

Fig.137 – Vista inferior em planta da solução com barra transversal espaçada 5,5m 123

Fig.138 – Verificação de segurança da solução com barra transversal espaçada longitudinalmente de 5,5m (*Autodesk Robot Structural Analysis 2011*) 124

Fig.139 – Secção transversal HEB800 124

Fig.140 – Secção transversal TREC300x100x5 124

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Propriedades geométricas do arco 33

Quadro 2 – Elementos geométricos da clotóide de parâmetro *A*=22,263 44

Quadro 3 – Elementos geométricos de curva de concordância de parâmetro k_v=500 45

Quadro 4 – Extensão dos vãos na margem do Porto 48

Quadro 5 – Extensão dos vãos na margem de Vila Nova de Gaia 48

Quadro 6 – Extensão dos vãos em ponte, entre pilastras 48

Quadro 7 – Características geométricas das secções do novo arco 52

Quadro 8 – Características geométricas da secção transversal do tabuleiro 54

Quadro 9 – Características geométricas da secção transversal dos pilares 54

Quadro 10 – Características geométricas da secção transversal das pilastras 58

Quadro 11 – Características do betão 60

Quadro 12 – Coeficientes de segurança e valores acompanhantes de cálculo das diferentes acções 64

Quadro 13 – Secções transversais do arco utilizadas no modelo de cálculo global 71

Quadro 14 – Características geométricas da secção transversal considerada no cálculo dos pórticos das pilastras 72

Quadro 15 – Cargas permanentes utilizadas nos modelos de cálculo 73

Quadro 16 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 1 89

Quadro 17 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 2 90

Quadro 18 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 3 90

Quadro 19 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 4 91

Quadro 20 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 5 91

Quadro 21 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 6 92

Quadro 22 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 7 92

Quadro 23 – Momentos flectores positivos da laje inferior para a combinação 1 94

Quadro 24 – Momentos flectores negativos da laje inferior para as combinações 2 e 4 94

Quadro 25 – Momentos flectores positivos da laje superior para a combinação 3 94

Quadro 26 – Momentos flectores negativos da laje superior para as combinações 2 e 4 95

Quadro 27 – Diâmetros e espaçamentos máximos para controlo da fendilhação (Adaptado de EN1992-1-1:2004) 96

Quadro 28 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo positivo na direcção *x* da laje inferior 99

Quadro 29 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo positivo na direcção *y* da laje inferior 99

Quadro 30 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo negativo na direcção *x* da laje inferior 99

Quadro 31 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo negativo na direcção *y* da laje inferior 99

Quadro 32 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo positivo na direcção *x* da laje superior 100

Quadro 33 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo positivo na direcção *y* da laje superior 100

Quadro 34 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo negativo na direcção *x* da laje superior 101

Quadro 35 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo negativo na direcção *y* da laje superior 101

Quadro 36 – Dimensionamento em ELU para o momento flector máximo positivo segundo *y* da viga caixão 104

Quadro 37 – Dimensionamento em ELU para o momento flector máximo negativo segundo *y* da viga caixão 105

Quadro 38 – Dimensionamento em ELU para o momento flector máximo positivo nos pórticos das pilastras 109

Quadro 39 – Dimensionamento em ELU para o momento flector máximo negativo nos pórticos das pilastras 110

Quadro 40 – Dimensionamento em ELU para o momento flector máximo no coroamento das pilastras 113

Quadro 41 – Características mecânicas de uma “costela” das diversas secções do arco existente . 126

Quadro 42 – Tensões normais no intradorso e extradorso do arco existente (Cardoso 1955) 127

Quadro 43 – Análise da sobrecarga do novo arco durante a sua construção 128

Quadro 44 – Tensões normais no intradorso e extradorso do arco existente após sucessivas fases de betonagem 129

Quadro 45 – Envoltória das tensões normais de compressão no intradorso e extradorso do arco existente após sucessivas fases de betonagem contabilizando as sobrecargas rodoviárias 130

Quadro 46 – Envoltória das tensões normais de tracção no intradorso e extradorso do arco existente após sucessivas fases de betonagem contabilizando as sobrecargas rodoviárias 131

Quadro 47 – Estimativa orçamental da obra 133

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A – Área de secção ou parâmetro da clotóide

A_c – Área de betão em secção transversal

a_{nc} – Aceleração transversal não compensada

A_s – Área da secção duma armadura

A_{st} – Área da secção duma armadura resistente a um momento torsor

b – Largura da secção

b_{eff} – Largura efectiva

d – Altura útil da secção

E – Módulo de elasticidade ou altura total do arco existente

E0 – Altura da alma do arco existente

E2 – Altura do banzo superior do arco existente

E3 – Altura do banzo inferior do arco existente

E4 – Meia altura da alma interior do arco existente

E5 – Meia altura da alma exterior do arco existente

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante do betão de peso normal

F – Força

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples

$f_{y0,2\%}$ – Valor de cálculo da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço

f_{uk} – Valor característico da tensão de rotura do aço

G_k – Valor característico duma acção permanente

H – Altura de secção

I – Momento de inércia de uma secção

k_v – Raio de ligação entre as duas pendentes numa concordância vertical

l – Comprimento de referência

L – Comprimento ou vão

L_{clot} – Comprimento da clotóide

M –Momento flector

m – Momento flector distribuído

M_{Ed} - Valor de cálculo do momento flector actuante

M_{Rd} - Valor de cálculo do momento flector resistente

N - Esforço normal

n – Número de vãos

N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço axial actuante

N_{Rd} – Valor de cálculo do esforço axial resistente

Q_k – Valor característico duma acção variável

R – Raio de curva circular

S – Valor de cálculo de uma acção

T – Momento torsor

t – Tempo ou espessura

V_{circ} – Velocidade de circulação do metro

V – Esforço transverso

V_{Ed} – Valor de cálculo do esforço transverso actuante

V_{Rd} – Valor de cálculo do esforço transverso resistente

w – Pressão dinâmica do vento

w_k – Valor nominal da abertura de fendas

x, y, z - Coordenadas

α – Coeficiente de homogeneização

α_Q – Coeficiente de redução da sobrecarga rodoviária

γ – Peso volúmico

γ_G – Coeficiente de segurança relativo às acções permanentes

γ_Q – Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis

δ – Deslocamento ou deformada

δ_f – Coeficiente de forma

ΔT – Variação de temperatura

θ – Ângulo formado pela escora comprimida do betão com o eixo horizontal do elemento

μ – Valor reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente

ρ – Percentagem de armadura

σ_c – Tensão de compressão no betão

σ_s – Tensão de tracção no aço

σ_{Ed} – Valor de cálculo da tensão actuante

σ_{Rd} – Valor de cálculo da tensão resistente

τ – Ângulo da clotóide

φ – Coeficiente de amplificação dinâmica

Φ – Diâmetro de varão de aço

Ψ – Designação genérica dos coeficientes acompanhantes de cálculo que determinam os valores reduzidos das acções

w – Taxa mecânica de armadura

AMP – Área Metropolitana do Porto

ELS – Estado Limite de Utilização

ELU – Estado Limite Último

EN – Norma Europeia

EPS – Poliestireno Expandido

FRP – *Fiber Reinforced Plastic*

GE – Gabarito Estático

GD – Gabarito Dinâmico

GLO – Gabarito Limite de Obstáculo

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

UNESCO – *United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization*

VDV – *Verband Deutscher Verkehrsunternehmen* (Associação Alemã de Empresas de Transporte Público)

1
INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO DO PROJECTO E OBJECTIVOS

Abraçar as duas margens do Douro, unindo as cidades do Porto e Vila Nova de Gaia, sempre foi uma das novelas mais apaixonantes ao longo da história desta região. Uma paixão que produziu obras de engenharia marcantes e reconhecidas por todos.

O rio Douro constitui, assim, um elemento de ligação e separação, instrumento essencial para demarcar a região Portuense, mas barreira física e psicológica para quem diariamente se vê forçado a cruzá-lo, enfrentando-o como obstáculo.

Para uma Área Metropolitana do Porto que se pretende coesa, voltada para o futuro e continuamente urbana em ambas as margens, não se aceita que o rio constitua um elemento separador. Assim sendo, é necessário abrir portas a um novo meio de transporte na ligação a poente entre as duas cidades.

O metro ligeiro do Porto constitui um sistema de transporte acessível, confortável, rápido e ambientalmente favorável. Permite reabilitar e reformular uma faixa, em ambas as margens, eminentemente automóvel, promovendo a circulação pedonal, o movimento pendular mais flexível e o contacto directo entre as duas cidades.

A rede de metropolitano que se pretende implementar permite o acesso rápido dos habitantes de Vila Nova de Gaia à zona da Boavista, do Campo Alegre e Matosinhos Sul. Localmente, possibilita o contacto directo com o Pólo do Campo Alegre da Universidade do Porto, viabilizando que estudantes residentes em Gaia se desloquem económica e rapidamente para o Porto, assim como a situação inversa, para acesso à Escola Superior de Tecnologia da Saúde do Porto, localizada em Vila Nova de Gaia. Abre portas, por exemplo, para o Hospital da Arrábida ou a grande superfície comercial do *Arrábida Shopping*, onde se situa a mais recente Loja do Cidadão. Torna possível tirar partido da complementaridade funcional de cada margem, onde a cidade de Vila Nova de Gaia ainda desempenha uma função predominantemente habitacional e o Porto com a sua concentração de serviços e postos de trabalho.

Surge então a questão de como efectuar esta ligação. Poder-se-ia afirmar que avançar para a construção de uma nova ponte, próxima da actual Ponte da Arrábida, seria preferível. Aliás, é a solução mais óbvia, registando-se já propostas nesse sentido. Contudo, essa opção redunda em incontornáveis inconvenientes. Considerando o significativo vão a vencer, e atendendo ao facto de esta travessia se efectuar à cota alta, seguramente esta é uma opção dispendiosa, afigurando-se este factor como muito importante na actualidade.

De igual modo, na paisagem da foz do Douro, o critério estético deve ser encarado como preponderante. Segundo a Câmara Municipal do Porto (citada por Mota, 2010), "A existência de novas travessias só deve ser colocada em casos de extrema necessidade, sob pena de agredirem a paisagem e o enquadramento do rio, prejudicando a sua atractividade."

Actualmente, existe uma proposta do Eng.º Adão da Fonseca, com a contribuição do Arq. Álvaro Siza Vieira, para a construção de uma nova travessia, apelidada de Ponte do Gólgota, com um custo previsto de 32 milhões de euros. Contemplada no Plano Director Municipal de Gaia e inserida no projecto de mais duas pontes urbanas entre o Porto e Vila Nova de Gaia, esta ponte efectuaria a ligação entre a vertente do Gólgota (Porto) e a vertente do Candal (Gaia), com um comprimento total de 800m e com funções rodoviária e de metro ligeiro.

Segundo Pinho (2007), "O resultado final, por mais notáveis que sejam os projectistas envolvidos, poderá ser desastroso, em particular para a actual Ponte da Arrábida que sem dúvida constitui uma notável obra de arte, que se quer livre de interferências próximas".

A Ponte do Gólgota (figura 1) afasta-se apenas 500m para montante da actual Ponte da Arrábida. De linguagem estrutural semelhante em cor e materiais, ameaça retirar o protagonismo a uma obra considerada de génio e descaracterizar uma paisagem única a nível mundial. Esta nova travessia possui dimensões superiores, cerca de 60% mais extensa do que a Ponte da Arrábida, e um traçado enviesado em relação à última. Estas características surgem naturalmente da escassez de espaços predilectos para novas pontes, observando-se um afastamento das margens, tanto para montante como para jusante do rio Douro, e encostas menos inclinadas.

Poder-se-ia afirmar que esta proximidade já foi repetida no passado, com resultados extraordinários. Três das seis pontes urbanas do rio Douro, Ponte Luiz I, Ponte D. Maria Pia e Ponte de S. João, afastam-se no total cerca de 650m, encontrando-se a Ponte de S. João a uma distância de somente 150m da Ponte D. Maria Pia. No entanto, este resultado foi alcançado com pontes muito afastadas temporalmente e em aspecto visual, com cores e materiais antagónicos. E onde a curva acentuada do rio e as encostas escarpadas impedem o alargamento do horizonte e "acotovelamento" visual das obras de arte.

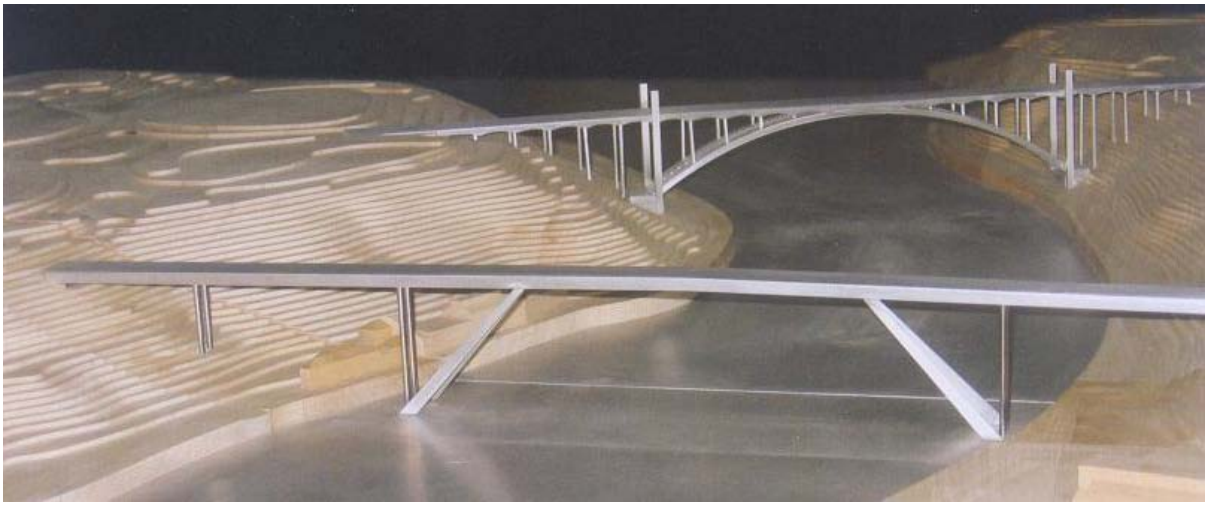


Fig.1 – Maqueta da Ponte do Gólgota e Ponte da Arrábida (Adão da Fonseca, 2006)

Outro argumento contra a construção de uma nova ponte rodoviária, mantendo a Ponte da Arrábida com o perfil actual, reside na multiplicação de opções de travessia rodoviária. Isto implica um incentivo ao transporte particular, um meio de transporte que se quer afastado dos aglomerados urbanos, contrariando e desmotivando a opção de utilização do metro ligeiro.

Fazendo face a estes inconvenientes, surge a ideia de utilizar a Ponte da Arrábida para efectuar esta travessia. O conceito deste trabalho consiste, assim, em encontrar uma solução de adaptação da Ponte da Arrábida para passagem do metro ligeiro. Esta solução necessita impreterivelmente de respeitar a condição de monumento que a Ponte da Arrábida possui na boca de muitos e à qual se candidata oficialmente, além de acrescentar esta funcionalidade a um custo menor que o de construção de uma nova ponte.

Propõe-se desta forma, não perdendo a imagem consensual e reconhecida da Ponte da Arrábida, permitir a circulação em via dupla do metro ligeiro, mantendo as actuais condições de circulação rodoviária.

Como objectivo mais utópico, este trabalho permite recuperar a visão original de uma ponte com características de traçado urbano, descongestionando a saturada ponte. Prevê-se assim, no futuro, a reconstrução das ciclovias do projecto original, a reposição dos elevadores panorâmicos e a remoção de duas vias de trânsito rodoviário, caminhando no sentido de diminuir o impacto negativo na qualidade do ambiente urbano que a Via de Cintura Interna nos moldes actuais constitui.

Na secção 1.2 justifica-se mais detalhadamente a necessidade do alargamento da rede metropolitana do Porto, criando-se a 2ª linha de Gaia e a travessia do rio Douro em estudo.

O modelo de adaptação da ponte, a solução estrutural apropriada, a implantação concreta, traçado, perfil e dimensionamento são as questões a resolver, constituindo desta forma o âmbito deste projecto.

1.2. O SISTEMA DE METROPOLITANO LIGEIRO DO PORTO

O metro ligeiro define-se como um meio de transporte que circula em via segregada ou mista. O seu traçado é geralmente separado dos restantes meios de transporte, quer em túnel quer à superfície. Possui, na sua generalidade, velocidade média de circulação superior a 20km/h.

A utilização deste tipo de transporte traz vantagens de natureza individual e colectiva relativamente a outros meios de transporte. Individualmente, apresenta maior comodidade, materializada na possibilidade de utilização dos tempos de percurso para outros fins e ausência de stress nos trajectos, representando também uma despesa menor relativamente aos meios de transporte pessoais. Em termos colectivos, provoca um incremento da economia global, desobstrução das vias existentes, o que adia investimentos e manutenção nessas mesmas vias, conduz à requalificação urbana das zonas abrangidas pelo projecto do metro, valorização das áreas servidas por este meio de transporte, nivelamento e regularização da distribuição urbana.

Considerado na época como o maior projecto de construção da União Europeia, a rede de Metro do Porto começou a ganhar forma a 7 de Dezembro de 2002 com a inauguração em fase experimental da primeira linha, entre Senhor de Matosinhos e a estação da Trindade, na baixa do Porto. Um projecto que na sua primeira fase se estendia ao longo de 60km. Esta foi finalizada a 27 de Maio de 2006 com a inauguração da linha E, entre o centro do Porto e o Aeroporto Francisco Sá Carneiro, perfazendo um investimento global acumulado de 2 031 milhões de euros. Concluída a primeira fase, o Metro do Porto possuía 5 linhas e 69 estações, transportando cerca de 40 milhões de passageiros em 2006.

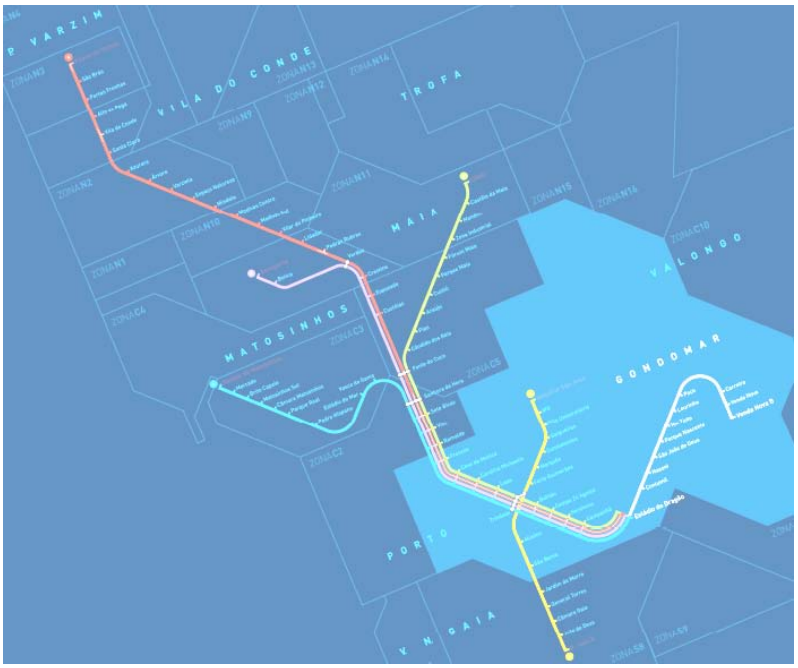


Fig.2 – Representação esquemática da rede actual do Metro do Porto (Metro do Porto S.A., 2011a)

A segunda fase de desenvolvimento do Metro do Porto teve o seu início em 2008, estando prevista que se estenda até 2018, com uma extensão de 43km, 49 novas estações e um investimento global de 1 125 milhões de euros.

Actualmente, a rede possui 80 estações e 67km de extensão, num total de 6 linhas (figura 2).

A ligação em estudo insere-se na terceira e última fase prevista de desenvolvimento do Metro do Porto. Segundo o relatório de desenvolvimento do sistema de metro ligeiro do Porto (Metro do Porto S.A., 2008), esta fase tem data anunciada de finalização o ano 2022, apesar de se prever que a actual crise económica venha adiar este objectivo. Possui uma extensão de 12km e 12 novas estações, com um custo total de cerca de 550 milhões de euros. A ligação da Faculdade de Letras a Laborim, incluindo o atravessamento do Douro numa nova ponte, tem início de construção agendado para 2020.

O Estudo de Perfil e Satisfação do Utilizador do Metro do Porto (Metro do Porto S.A., 2011b), realizado em Novembro de 2010, evidencia valores elevados de satisfação, a rondar os 80%, e características marcantes deste sistema de transporte: rápido, pontual, frequente, cómodo e acessível. A evidenciar o futuro deste meio de transporte está a faixa etária que o utiliza, 30% dos clientes são estudantes e 53% têm entre 15 e 34 anos. Outro aspecto relevante é 46% dos clientes possuírem automóvel próprio e 34% possuírem mais do que uma viatura no agregado familiar. Isto demonstra que o metro ligeiro é uma alternativa viável nas deslocações pendulares na Área Metropolitana do Porto. Relativamente à ligação em estudo, o facto de 29,4% dos clientes residirem no concelho do Porto e 19,5% no concelho de Vila Nova de Gaia, perfazendo um total de 50% do universo de clientes do Metro do Porto, reforça a necessidade de uma nova ligação Porto – Vila Nova de Gaia.

A frota do Metro do Porto é constituída por dois tipos de veículos, de plataforma rebaixada, ambos produzidos pela *Bombardier*. O primeiro a entrar em funcionamento, o *Eurotram* (denominado também de *Flexity Outlook*), está presente na maioria dos trajectos. Cada unidade possui um comprimento individual de 35m, podendo ser acoplada em conjuntos de duas unidades. Atinge uma velocidade máxima de 80km/h, com capacidade para transportar 80 passageiros sentados por unidade (figura 3). O segundo tipo de veículo, mais recente, denominado de *Flexity Swift*, entrou em operação

Fig.3 – Veículo *Eurotram* sobre a Ponte Luiz I no Porto

em 2009 e destina-se às linhas Vermelha e Verde. É um veículo ligeiramente mais comprido, com velocidade máxima de 100km/h e 100 lugares sentados por unidade. De forma semelhante ao *Eurotram*, pode ser acoplado em conjuntos de duas unidades.

A terceira fase de desenvolvimento do Metro do Porto (Metro do Porto S. A., 2008) pretende dotar o sistema de percursos circulares, que promovam um funcionamento em rede (figura 4). Desenvolve uma circular externa que serve a zona ocidental da cidade do Porto, uma circular interna preponderante para a estação de Campanhã se tornar um pólo gerador de mobilidade, e uma circular sul, onde a travessia do Douro na zona da Arrábida é ponto essencial.

Esta proposta permite o reforço da oferta em Vila Nova de Gaia, a duplicação da oferta de trajectos em entre os dois concelhos (actualmente a única travessia é feita pela Ponte Luiz I), tempos de percurso rentáveis entre os dois concelhos na zona ocidental, e a construção de um novo Parque de Material e Oficinas, em Laborim, no sentido de reduzir os serviços em vazio consequentes do alargamento da rede. Esta proposta prevê a construção de uma nova ponte próxima da Ponte da Arrábida.

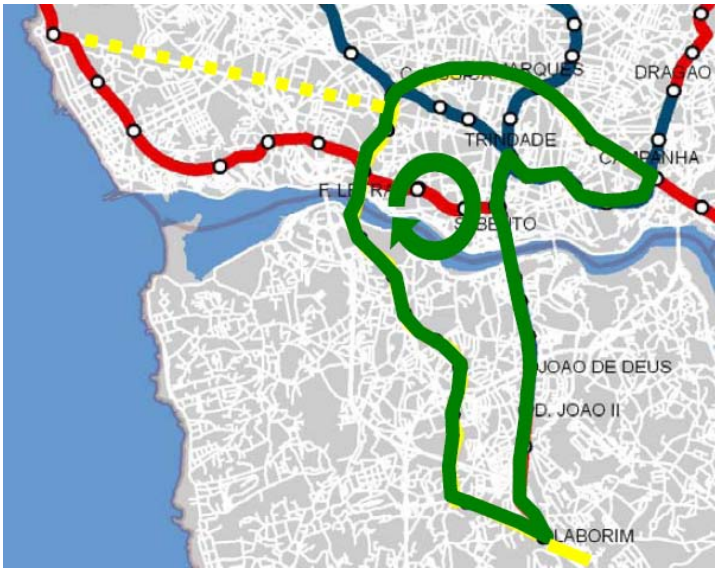


Fig.4 – Circular sul da 3ª fase de desenvolvimento do Metro do Porto (Metro do Porto S. A., 2008)

A passagem do metro ligeiro pela zona da Arrábida insere-se também no âmbito do programa estratégico de desenvolvimento do Metro do Porto (Pinho, 2007), representado esquematicamente na figura 5. Esta proposta prevê uma nova linha que se inicia em Oliveira do Douro, atravessa a Ponte da Arrábida e liga, na estação do Campo Alegre, conexão proposta entre o Senhor de Matosinhos e São Bento. As estações mais próximas da ponte serão Arrábida e Planetário. Em caso de desenvolvimento urbano intenso, se assim se justificar, também se encontra prevista a bifurcação para a orla marítima de Gaia, no sentido da freguesia do Canidelo.

As estações Planetário e Campo Alegre têm como objectivo servir a zona ocidental do Pólo III da Universidade do Porto e outros estabelecimentos, concretamente a Faculdade de Arquitectura, Faculdade de Ciências, Faculdade de Letras, Escolas Infante D. Henrique e Gomes Teixeira, Jardim Botânico, Planetário e Centro de Astrofísica, Teatro do Campo Alegre, Estádio Universitário, Instituto de Biologia Molecular e Celular e o Instituto Nacional de Engenharia Biomédica.

As estações Arrábida e Candal servem o *Arrábida Shopping* e outros estabelecimentos comerciais, Loja do Cidadão, Hospital da Arrábida e alguns hotéis.

As motivações para esta nova linha centram-se numa reorganização estratégica da AMP e do concelho de Vila Nova de Gaia. Ao incluir uma linha transversal ao concelho desincentiva a dispersão para sul que se tem verificado nas últimas décadas, alargando este crescimento para o sentido este-oeste. A nova ligação ao concelho do Porto reforça a actual conexão pela Ponte Luiz I referente à linha amarela. Acrescenta flexibilidade ao sistema e diminui os tempos de percurso entre os dois concelhos, abrangendo também, ainda que de forma limitada, a faixa litoral do concelho de Vila Nova de Gaia.

A proposta da empresa gestora do Metro do Porto não prevê a passagem do metro pela Ponte da Arrábida. No entanto, comparando esta com a do Eng.º Paulo Pinho, com recurso à ponte, existem fortes semelhanças em termos de localização das estações mais próximas. É, deste modo, possível afirmar que a utilização da Ponte da Arrábida para passagem do metro ligeiro não descaracteriza os objectivos inerentes a ambas as propostas de desenvolvimento da rede do Metro do Porto.

Fig.5 – Proposta para 3ª fase de desenvolvimento do Metro do Porto (Adaptado de Pinho, 2007)

1.3. PONTES EM ARCO

A construção de pontes em arco remonta da Antiguidade. São conhecidas pontes em alvenaria da Babilónia ou pontes em pedra dos impérios chineses e romanos ainda em utilização. Uma das pontes em arco mais antigas ainda em serviço é a Ponte de Kazarma, localizada na Grécia, que remonta a 1 300 a.C..

As pontes até à Idade Média caracterizam-se por terem sido projectadas com métodos empíricos, por tentativa e erro, sem existir uma ciência ligada à sua construção. Ainda assim, são um exemplo notável do engenho humano. Sem conhecimentos matemáticos e de ciências naturais, sem a maquinaria envolvida na engenharia da actualidade, foram criadas estruturas sólidas que, em grande parte, resistiram até à actualidade e continuam, ainda hoje, em serviço.

O Império Romano, dotado de infra-estruturas muito desenvolvidas, notabilizou-se pela construção de vários aquedutos em arco de alvenaria de pedra, com a particularidade de recorrerem à sobreposição de diferentes arcos nas suas estruturas. A pedra constituiu o material predilecto durante quase dois milénios, até à descoberta do ferro e do betão armado. As pontes romanas eram construídas sobre um cimbre treliçado, reutilizável, em madeira. Os arcos poderiam ser construídos por empilhamento de blocos rectangulares em consola até se encontrarem (figura 6, à esquerda) ou com pedras de faces curvas sobrepostas formando uma semicircunferência até à pedra angular de fecho do arco. Nesta variante o peso próprio e sobrecargas evitavam a utilização de um ligante (figura 6, à direita).

Um dos exemplos mais notáveis do engenho romano é a Ponte do Gard (figura 7), considerada Património Mundial pela UNESCO. Foi construída no século I a.C. em França, ostentando 49m de altura e 275m de comprimento. Ainda em funcionamento, possui três níveis de arcos e dois níveis de circulação, transportando no nível superior uma conduta de água e no nível inferior uma estrada.

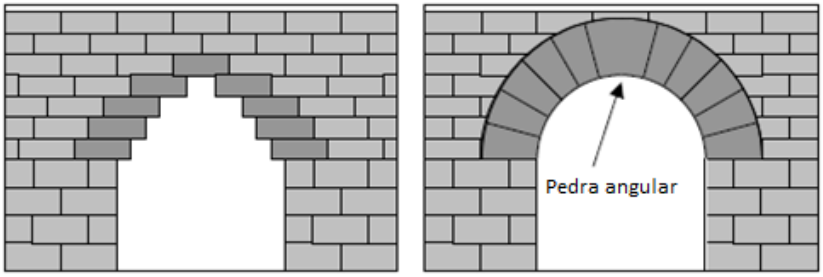


Fig.6 – Método construtivo em arcos de alvenaria (Adaptado de Lucko, 1999)

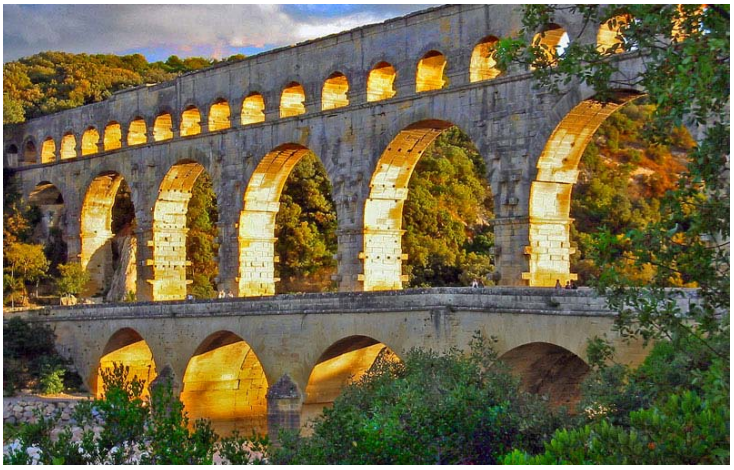


Fig.7 – Ponte do Gard – I a.C. (Cournoyer, 2003)

Fig.8 – Ponte Anji – 605 d. C. (Gege, 2007)

A oriente, na China, destaca-se a Ponte Anji (figura 8), construída entre 595 e 605, sendo a ponte mais antiga em funcionamento nesse país. Foi a primeira ponte com aligeiramentos nos encontros dos arcos (tímpanos abertos) e com um arco que cobre menos de metade de uma semicircunferência, muito abatido. Esta ponte possui um vão de 37,4m, bastante acima dos valores comuns para a época.

A ocidente, na mesma época, destaca-se a Ponte Sant'Angelo (figura 9), construída em Itália no século II e que ainda perdura. Constituída por 5 vãos de 18m, é um dos primeiros exemplos de utilização de uma argamassa rudimentar, à base de pozolana (material vulcânico), que conferia resistência mesmo em ambiente submerso.

Fig.9 – Ponte Sant’Angelo – 134 d.C. (Tochis, 2006)

Fig.10 – Ponte Valentré - 1378 (Diane, 2004)

Durante a Idade Média europeia, entre os séculos V e XV, a utilização de pontes em arco massificou-se. Muito influenciada pelas ordens religiosas e a sua experiência na construção de cúpulas introduziu-se o arco ogival, evolução do arco de volta perfeita utilizado no Império Romano. Este tipo de arco, mais eficaz, minimiza as forças horizontais, permitindo estruturas mais esbeltas. Um exemplo de aplicação do referido arco é encontrado na Ponte Valentré (figura 10), em França, datada do século XIV. Possui 6 arcos ogivais com 16,5m de vão.

A Idade Média introduz também o conceito de finalidade para a ponte, surgindo pontes militares, habitacionais, comerciais e espirituais. A mais distinta ponte, de uso comercial, é a Ponte Vecchio (figura 11) em Itália, do século XIV. É constituída por três arcos abatidos, utilizando pela primeira vez a ocidente arcos que não atingem metade de uma semicircunferência. Possui flecha mínima de 3,9m, um vão central com 30m e vãos laterais com 27m, e um tabuleiro de largura considerável, 32m.

Fig.11 – Ponte Vecchio - 1345 (Lopez, 2006)

Fig.12 – *Iron Bridge* - 1779 (Brown, 2009)

A Revolução Industrial, iniciada em Inglaterra no século XVIII, trouxe novos materiais e a procura de esbelteza na construção de pontes. Aplica-se o ferro e posteriormente o aço, permitindo este último tensões compatíveis com as pesadas locomotivas dos novos caminhos-de-ferro.

Surgiu assim, em Inglaterra, a primeira ponte em ferro fundido, a *Iron Bridge* (figura 12). Construída entre 1777 e 1779, possui um vão de 30,5m e encontros de alvenaria. O ferro fundido revelou-se posteriormente uma liga metálica demasiado dispendiosa para projectos de grandes dimensões. No entanto, esta ponte foi a primeira de um longo trajecto de pontes em arco construídos com recurso ao ferro e suas ligas metálicas.

Após a era das pontes em ferro fundido, ferro forjado e aço, surgiram as pontes em betão. O betão, descoberto no Império Romano, ficou esquecido com o desaparecimento deste, ressurgindo aplicado a pontes apenas por volta do século XIX, massificando-se o seu uso.

Um dos primeiros exemplos de aplicação do betão a pontes é o aqueduto e ponte sobre o rio Yonne (figura 13), em França, construído entre 1870 e 1873, em betão simples. Esta ponte possui vãos até 40m e um comprimento total de 1495m.

Fig.13 – Ponte sobre o rio Yonne - 1873 (Mossot)

Redescoberto o betão armado, Robert Maillart (1872-1940) revolucionou a sua forma projectando uma série de pontes em arco de betão armado nas paisagens montanhosas da Suíça. A sua inovação e criatividade na esbelteza das suas estruturas levaram à criação de algumas das melhores peças de arte em engenharia civil. Entre estas destacam-se a Ponte de Billwil, construída em 1904, com um arco tipo caixão, vencendo dois vãos de 35m; e, a mais reconhecida das suas pontes, a Ponte Salginatobel (figuras 14 e 15), construída entre 1929 e 1930, situada num vale escarpado. Possui um vão de 90m vencido com um arco triarticulado em caixão, muito abatido.

Fig.14 – Ponte de Salginatobel - 1930 (Gyori, 2009)

Fig.15 – Pormenor do arco da Ponte de Salginatobel - 1930 (Florence, 2007)

A Ponte de Gladesville (figuras 16 e 17), localizada em Sidney, Austrália, e contemporânea à Ponte da Arrábida, suplantou o seu vão quando finalizada, tornando-se o maior arco de betão armado do mundo. Possui um vão de 305m e 4 arcos gémeos justapostos com 41m de flecha, apresentando-se mais abatida do que a Ponte da Arrábida. Relativamente ao seu método construtivo, ao invés da Ponte da Arrábida, foram utilizados blocos de betão pré-fabricados içados do rio e colocados no cimbre metálico por via de carris.

Fig.16 – Ponte de Gladesville - 1964 (OBrien, 2011)

Fig.17 – Pormenor da Ponte de Gladesville - 1964 (Brent, 2009)

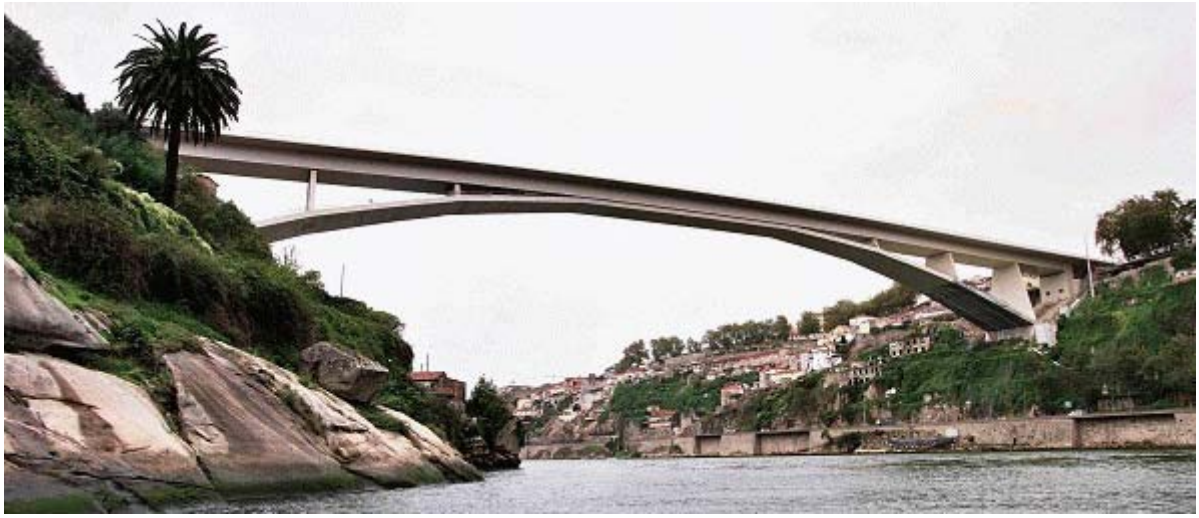


Fig.18 – Ponte do Infante D. Henrique - 2003 (Silva, 2003)

A construção de pontes de betão em Portugal iniciou-se em 1904, com a Ponte do Vale de Meões, com um vão de 19m e erigida em apenas 34 dias. Tal como no resto do mundo, depressa se vulgarizou o uso do betão, afigurando-se como o material mais utilizado na construção de pontes e viadutos.

A Ponte do Infante (figura 18), obra dos engenheiros Adão da Fonseca e José Antonio Fernández Ordóñez, é a mais recente ponte entre o Porto e Vila Nova de Gaia, finalizada em 2003. Com um perfil inspirado nas obras de Maillart, possui um arco flexível, abatido e muito esbelto, com um vão de 280m para uma flecha de apenas 25m, resultando numa relação L/11,2. O arco é formado apenas por alinhamentos rectos, fundindo-se com o tabuleiro em viga caixão na zona central. Neste tipo de arcos laminares, muito flexíveis, a rigidez da ponte é obtida pelas longarinas do tabuleiro, no presente caso com recurso a uma viga caixão de altura constante de 4,5m e 10m de largura.

As pontes em arco de betão armado vêem o seu vão explorado ao máximo com os 420m da Ponte Wanxian, na China, concluída em 1995. Vãos superiores tornam-se mais facilmente executáveis e menos dispendiosos com recurso ao aço. O recorde mundial da actualidade de um vão em arco, com 552m, pertence à ponte chinesa Chaotianmen (figura 19). Esta ponte, totalmente em aço, possui um tabuleiro intermediário, prática usual para atingir vãos de grandes dimensões.

Fig.19 – Ponte Chaotianmen - 2009 (Xianjin, 2010)

1.4. PONTE DA ARRÁBIDA

1.4.1. NOTA HISTÓRICA

Monterey (1971) descreve da seguinte forma a Ponte da Arrábida: "construída na parte ocidental do Porto, em linhas escorreitas e belas, a sua cor clara serve de contraste às demais pontes, férreas e enegrecidas, conferindo um tom airoso a essa parte da cidade".

Em Março de 1952 foi adjudicada ao Eng.º Edgar Cardoso a elaboração de anteprojectos para a nova ponte entre o Porto e Vila Nova de Gaia, a unir os planaltos do Candal, em Gaia, e da Arrábida, no Porto, justificada pelo crescente tráfego rodoviário na ligação do Porto ao sul, que já saturava a Ponte Luiz I.

De entre diversas soluções, com materiais e tipos de ponte diferentes (betão armado, betão pré-esforçado, alvenaria regular, metálica suspensa e metálica em arco), optou-se, em parecer do Conselho Superior de Obras Públicas de 11 de Março de 1955, pela solução actual da Ponte da Arrábida, representada nas figuras 20 e 21. Uma ponte em arco de tabuleiro superior, de tímpanos aligeirados, na qual o arco de duas "costelas" em betão armado possui 270m de corda e 52m de flecha. A ponte ostenta entre encontros, considerando os muros de avenida, 614,6m de comprimento e, em tabuleiro, 493,2m. Realçam-se os elevadores instalados nas pilastras para permitir a circulação de peões, neste momento desactivados. O tabuleiro previa duas faixas de rodagem com duas vias de trânsito e separador central, num total de 18m, além de dois passeios com ciclovias, de 3,5m cada, perfazendo uma largura total de 25m.

O projecto definitivo da ponte foi entregue em Agosto de 1955. O relator do parecer de aprovação do projecto tece rasgados elogios ao "notabilíssimo trabalho que consagra os méritos do autor" (1955, citado por Cruz, 2005). Assim como o Ministro das Obras Públicas, referindo-se ao "projecto constituindo trabalho muito notável que honra o seu autor e prestigia a engenharia portuguesa" (1955, citado por Cruz, 2005).

O concurso para a construção da ponte foi aberto a 31 de Janeiro de 1956. Das 36 soluções apresentadas optou-se pela apresentada pelo empreiteiro Eng.º José Pereira Zagallo. As obras iniciaram-se a 25 de Outubro de 1956 e concluíram-se a 22 de Junho de 1963.

O cimbre metálico, já de si uma estrutura de grandes dimensões, foi construído pela empresa *Secheron Portuguesa, S.A.*, sob a orientação do Eng.º João Cunha de Araújo Sobreira. A sua montagem teve início a 10 de Maio de 1960 e ficou concluída em finais de Junho de 1961.

> *De facto, a Ponte da Arrábida introduziu no horizonte atlântico do nosso entendimento do burgo um outro elemento, uma nova estética, uma forma diferente de olhar os poentes vistos do Palácio, do Cais das Pedras ou dos Jardins da Casa Tait, horizonte não já ilimitado em névoas e crepúsculos, mas recortado pela geometria da mais bela asa criada pela engenharia portuguesa. Obra nossa e, ainda por cima, com o sotaque tripeiro do autor.*
>
> *Hélder Pacheco (citado por Soares, 2003)*

Em projecto seria o maior arco de betão armado do mundo, ultrapassando os 264m da Ponte de Sandö, na Suécia. As suas dimensões invulgares e o engenho na sua edificação atraíram atenções mundiais, de técnicos e leigos, que levantavam dúvidas acerca da exequibilidade do audaz projecto. A elevação do tramo de fecho foi palco para milhares de espectadores que assistiram ao "desastre anunciado". No entanto, o cimbre metálico foi elevado com êxito de um batelão até à sua posição final, 69m acima do

nível das águas do Douro, içado por gruas *derrick* fixadas nas extremidades dos meios-arcos em consola.

Aproximando-se a data de comemoração do seu 50º aniversário, em 2013, a Ponte da Arrábida constituiu nos últimos 48 anos a ligação rodoviária urbana preferencial entre o Porto e Vila Nova de Gaia. A sua implantação em harmonia com a envolvente, bem como a sua leveza e simplicidade, marcaram e enriqueceram a zona da Foz do Porto.

Com o incremento de trânsito rodoviário, na década de 1990 foi necessário alterar o perfil transversal da via, aumentando o seu perfil para 2x3 vias de trânsito. Para tal, foi necessário eliminar as ciclovias e reduzir a largura do separador central.

Em 2003, foram concluídas obras de inspecção e reparação, de projecto concebido pela empresa *A2P – Consult – Estudos e Projectos*, e execução a cargo da empresa *Teixeira Duarte, Engenharia e Construções*. Os trabalhos envolveram obras de reabilitação estrutural em elementos de betão armado degradados, reparações no tabuleiro, substituição das juntas de dilatação, renovação das instalações eléctricas e de comunicações e pintura generalizada da ponte. Pela empresa de projectos foram elaborados três modelos numéricos para verificação de segurança: um modelo de análise global, um modelo de análise sísmica e um modelo de análise do tabuleiro. Das observações efectuadas à estrutura detectaram-se como patologias mais importantes a extensa delaminação do betão, armaduras à vista e corrosão generalizada (Appleton, 1998).

Actualmente, encontra-se em curso o processo de classificação da Ponte da Arrábida como Monumento Nacional, tendo como primeiros subscritores figuras conceituadas da Engenharia Civil portuguesa, entre os quais, Eng.º Manuel Matos Fernandes, Eng.º Luís Braga da Cruz, Eng.º Carlos Matias Ramos e Eng.º Raimundo Moreno Delgado.

Fig.20 – Vista da Ponte da Arrábida de jusante para montante

Fig.21 – Vista da Ponte da Arrábida da margem do Porto

1.4.2. O ENG.º EDGAR CARDOSO E O PROJECTO DA PONTE DA ARRÁBIDA

Engenheiro Edgar Cardoso

Edgar António de Mesquita Cardoso nasceu no Porto a 11 de Maio de 1913 e licenciou-se na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto em 1937, com a média de dezassete valores.

Durante a sua actividade profissional leccionou no Instituto Superior Técnico de Lisboa, alcançando a posição de Professor Catedrático, foi engenheiro na Junta Autónoma de Estradas e, a título privado, instalou o seu escritório, denominado Laboratório de Ensaio e Estudo de Estruturas e Fundações Eng.º Edgar Cardoso. O seu engenho extraordinário era aplicado habitualmente na construção de modelos experimentais à escala, onde media os parâmetros necessários ao estudo das obras de arte com aparelhos habitualmente inventados por si.

Com um trabalho notável espalhado por quatro continentes, a Ponte da Arrábida é considerada por muitos a sua obra-prima, concluída por altura do seu 50º aniversário. A sua última obra, a Ponte de S. João, finalizada em 1991 quando já tinha 78 anos, constituiu um recorde mundial para pontes desse tipo. Faleceu a 5 de Julho de 2000. O seu legado e génio são hoje, mais que nunca, reconhecidos.

Entre as suas obras, destacam-se a Ponte de Mosteirô (1972) (figura 22), Ponte Governador Nobre de Carvalho (1974), Ponte Edgar Cardoso (1982) e a ampliação da pista do Aeroporto do Funchal (1973).

Fig.22 – Ponte de Mosteirô - 1972 (Oliveira, 2007)

Projecto da Ponte da Arrábida (Edgar Cardoso, 1955)

O Projecto da Ponte da Arrábida de 1955 caracteriza-se por um detalhe extraordinário. O cálculo analítico e o processo de dimensionamento são explicados minuciosamente, apoiados por centenas de diagramas e desenhos, alguns de traço artístico, como demonstra a figura 23.

Em particular, o estudo do arco encastrado seguiu um plano criterioso. Inicialmente, sob acção do peso próprio, triarticulado, de forma a conhecer analiticamente todos os esforços e possibilitar a comparação com modelos experimentais e, posteriormente, encastrado, sob acção das restantes cargas.

As acções de projecto consideradas foram a carga permanente de betão armado, com massa volúmica de 2,5t/m^3, a retracção do betão, extrapolada com uma variação de temperatura uniforme de -10ºC no arco e -20ºC na restante estrutura, variação de temperatura uniforme e diferencial de ±20ºC, sobrecargas militares, vento correspondente a 2,5kN/m^2 e sismos.

O material estrutural presente na ponte é o betão armado, recorrendo-se a dois tipos. O betão denominado em projecto de tipo I possui 500kg de cimento por metro cúbico de betão e apresenta resistência mínima de 400kg/cm^2, obtida em ensaios de compressão aos 28 dias de endurecimento, sobre cubos de 0,20m de aresta, correspondendo à actual classe C40/50. Este betão destinou-se a ser empregue na construção de todos os elementos armados e nas zonas adjacentes às sapatas de fundação

e maciços de encontro dos arcos. O betão de tipo II apresenta 300kg de cimento por metro cúbico de betão e granulometria tal que garanta a resistência mínima de 300kg/cm^2, obtida em ensaios de compressão aos 28 dias de endurecimento, sobre cubos de 0,20m de aresta, correspondente à classe C30/37. Este betão teve como finalidade a construção de todas as sapatas de fundação e dos maciços dos encontros dos arcos, à excepção das zonas referidas anteriormente como do tipo I.

O aço empregue nas armaduras passivas corresponde à classe S235. O recobrimento nominal varia entre 3cm no tabuleiro e 4cm no arco e pilares.

O betão usado na superstrutura foi rigorosamente controlado. Edgar Cardoso fixou em Caderno de Encargos um prémio para o objectivo de atingir uma resistência superior a 40MPa, aos 28 dias de amadurecimento. Para tal, existia permanentemente em obra um laboratório de ensaio de provetes de betão.

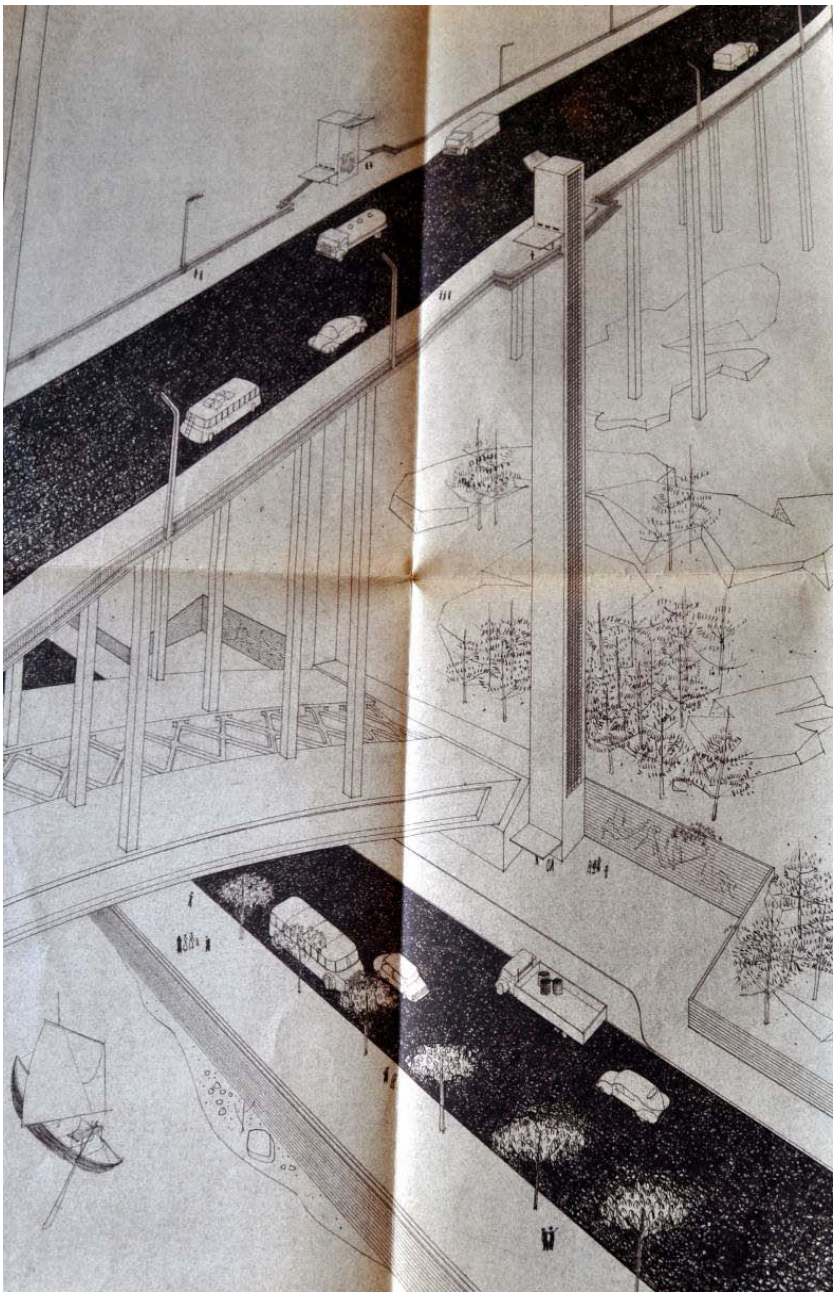


Fig.23 – Perspectiva arquitectónica da zona das pilastras (Cardoso, 1955)

Em seguida, são descritos sumariamente os diferentes elementos estruturais presentes na Ponte da Arrábida.

Arco

Possui funcionamento estrutural de compressão excêntrica, sob a acção do peso próprio e tabuleiro. A directriz, correspondente à fibra média por simetria horizontal da secção transversal (figuras 24 e 25), é uma poligonal curvilínea muito próxima do antifunicular da carga permanente, o que permite que as fibras longitudinais do arco estejam em auto-compressão. Combinada com as tensões de flexão derivadas das sobrecargas produz tensões máximas semelhantes no intradorso e extradorso.

A fim de aumentar os momentos de inércia, reduzir as tensões de flexão e aumentar a segurança contra a instabilidade elástica, foram utilizadas secções transversais vazadas, mais económicas do que as secções maciças. Sendo uma peça fundamentalmente comprimida, está sujeita à encurvadura, quer no plano do arco quer na direcção transversal. Foi assim necessário dotar o arco de grande rigidez.

Foi utilizada uma secção de três almas, tornando desta forma admissíveis as tensões de flexão dos banzos, aumentar-se os momentos de inércia segundo os eixos principais da secção e a rigidez torsional, preponderante sob acções transversais do vento e sismos.

Assim, o arco foi materializado em duas “costelas” ocas com 8m de largura, separadas transversalmente 7,60m. Possui uma corda de 270m para uma flecha de 52m, correspondendo a uma relação L/5,2.

A sua altura é variável, entre 4,5m nos encontros e 3m na zona do fecho, seguindo uma lei algébrica, função das ordenadas e abcissas, de modo a obterem-se tensões sensivelmente iguais ao longo das fibras do arco.

As “costelas” possuem secção bicelular de largura constante. As três almas possuem 0,30m de espessura e efectuam a ligação em formato de esquadro aos dois banzos. Estes apresentam espessura variável, entre 0,30m e 0,65m. Somente as zonas do fecho e dos encontros são maciças por corresponderem às articulações provisórias do arco para o seu peso próprio.

Nos planos de suporte do tabuleiro, as secções ocas do arco possuem septos de rigidez, normais à directriz, de forma a evitar a flexão dos banzos e distribuírem uniformemente os esforços por toda a secção resistente das “costelas”.

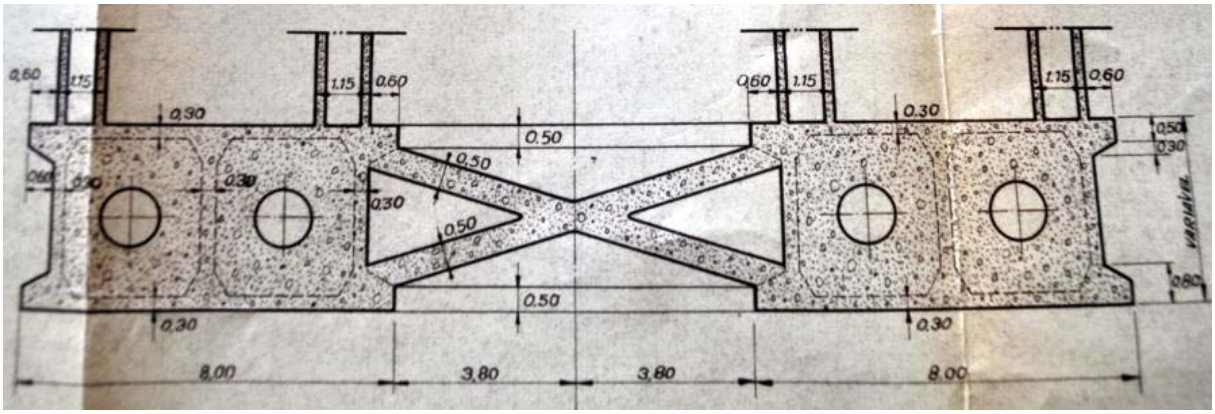


Fig.24 – Arco – Secção transversal tipo no plano dos pilares (Cardoso, 1955)

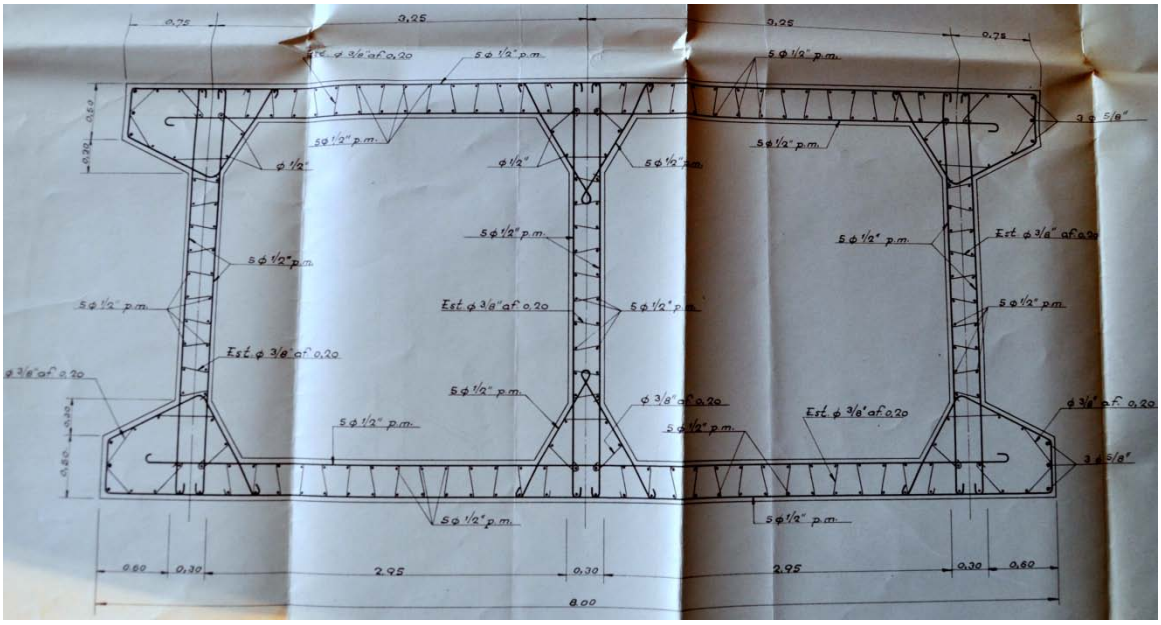


Fig.25 – Distribuição das armaduras de uma “costela” do arco (Cardoso, 1955)

Contraventamentos

Ligando as duas “costelas” do arco existem dois tipos de contraventamentos (figuras 26 e 27), ambos de secção rectangular. Um “horizontal”, ao longo de toda a extensão do arco, unindo as duas “costelas” ao nível dos banzos, superior e inferiormente. Um outro contraventamento, vertical, figurando apenas nos planos de apoio dos pilares. Ambos os contraventamentos possuem secção transversal rectangular com 0,50m na direcção vertical por 0,35m na direcção horizontal.

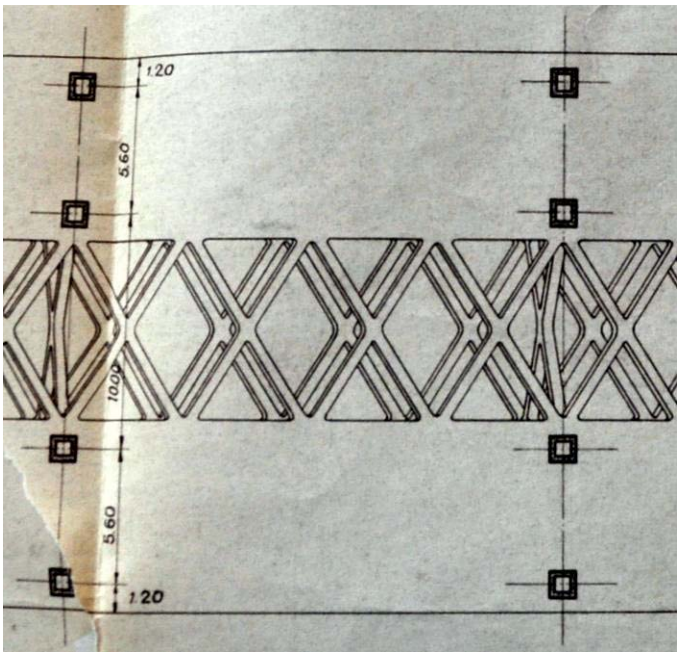


Fig.26 – Planta do arco e contraventamentos (Cardoso, 1955)

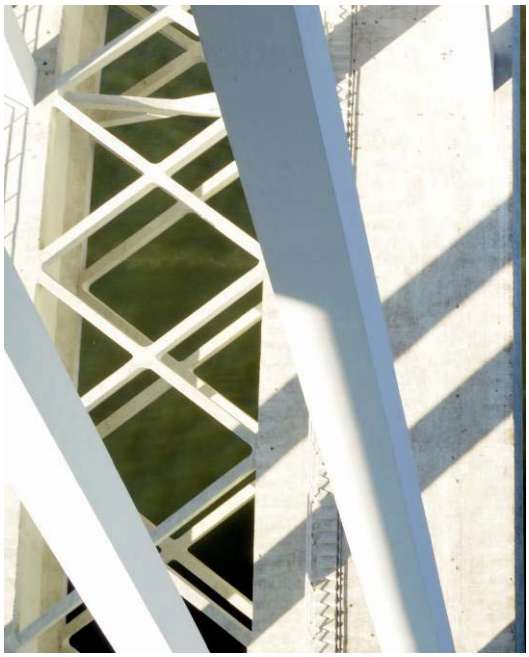


Fig.27 – Pormenor dos contraventamentos

Pilastras

Efectuando a ligação entre o tabuleiro e o encontro dos arcos existem, em cada topo, duas grandes pilastras de secção transversal quadrada com paredes ocas de 0,50m de espessura e 4m de lado. Estas pilastras separam a ponte propriamente dita dos viadutos, e possuem na sua secção interior, de 3x3 m^2, os elevadores e escadas de serviço. Na sua parte superior encontra-se instalada a casa das máquinas.

Estas pilastras encontram-se ligadas por uma travessa muito rígida onde apoia o tabuleiro, formando um pórtico (figura 28). Este apresenta secção oca e altura variável, diminuindo dos apoios para o meio-vão.

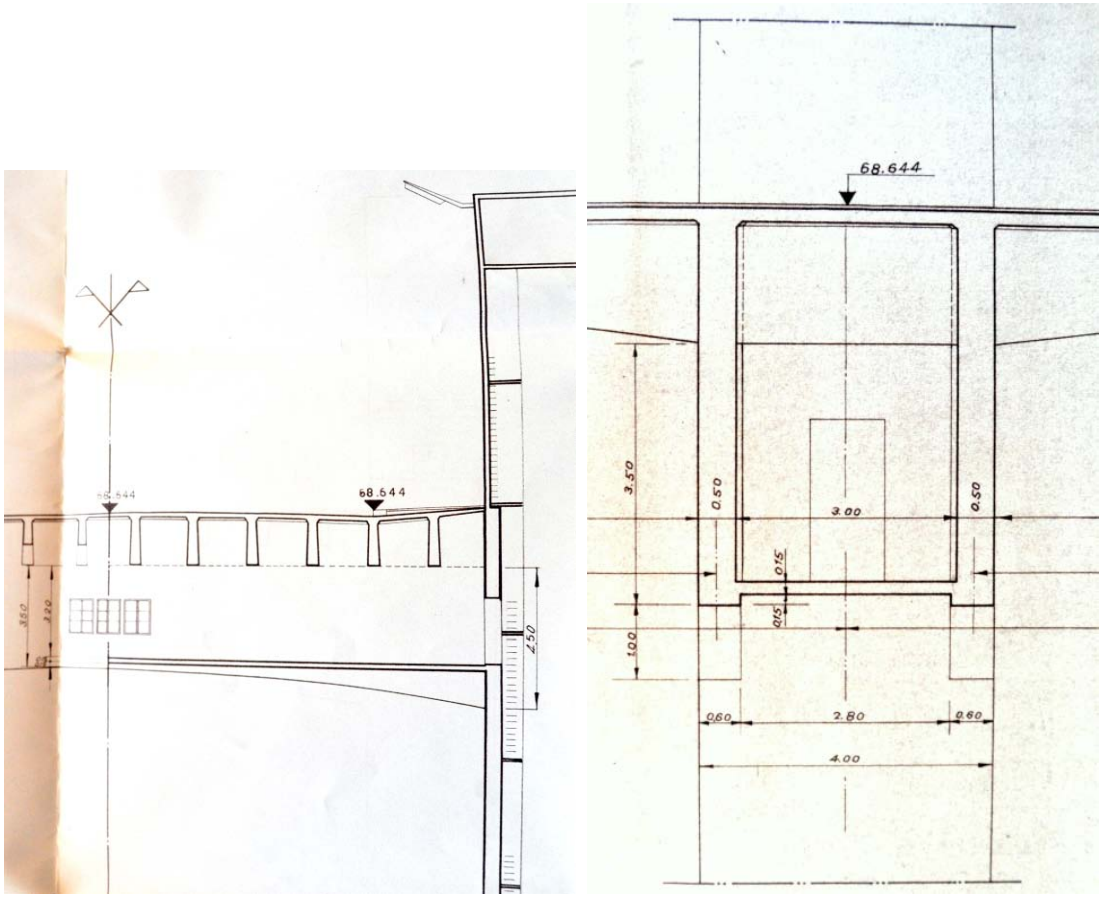


Fig.28 – Vistas transversal e longitudinal do pórtico das pilastras (Cardoso, 1955)

Tabuleiro

O tabuleiro (figuras 29 e 30) é do tipo laje vigada, com largura de 26,5m, doze vigas longitudinais e vãos maioritariamente constantes de 21,2m. As vigas longitudinais possuem altura variável, seguindo uma curva parabólica entre 1,80m nos apoios e 1,10m a meio-vão. Encontram-se espaçadas de 2m e apresentam largura mínima de 0,275m. Estas encontram-se ligadas por duas travessas flutuantes ao longo do vão, com 0,35m de espessura e 1,10m de altura, e apoiam-se em carlingas transversais com 2m de altura.

O tabuleiro encontra-se encastrado no fecho do arco e nas pilastras e com liberdade de rotação e translação nos encontros. A laje do tabuleiro possui 0,18m de espessura, reduzida até 0,10m nas consolas.

Sobre o arco, o tabuleiro tem doze vãos, simétricos em relação ao centro da ponte. Na parcela em viaduto existem cinco vãos em cada margem, também simétricos em relação ao centro da ponte, em continuação com o tabuleiro do arco.

Os vãos extremos têm o mesmo vão dos intermédios e permitem a passagem dos arruamentos inferiores do lado do Porto e Vila Nova de Gaia sem qualquer estrangulamento.

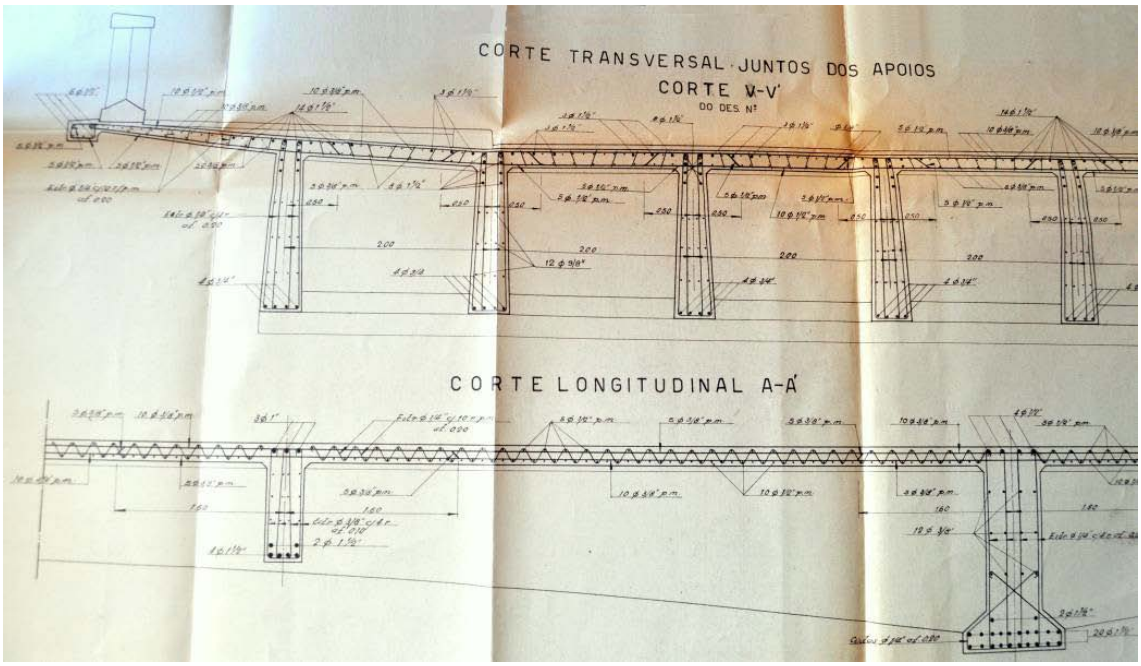


Fig.29 – Armaduras do tabuleiro (Cardoso, 1955)

Fig.30 – Vista do tabuleiro

Pilares

Os pilares (figura 31) apresentam secção transversal quadrada oca, excepto os pilares centrais e os pilares sobre os viadutos, que são de secção maciça. Encontram-se espaçados de 21,2m na direcção longitudinal e a sua largura aparente varia entre 1,10m e 1,20m, com espessura de parede de 0,20m. Os vértices da directriz do arco coincidem com os pontos de inserção dos pilares, estando estes monoliticamente ligados ao tabuleiro, arco ou sapatas de fundação.

Por cada alinhamento de pilares assentam dois em cada "costela" do arco, quatro em cada secção transversal da ponte, afastados de 5,60m – 10,0m – 5,60m (relativamente ao eixo médio dos pilares).

Os pilares estão monoliticamente ligados ao tabuleiro e formam com este último um pórtico. Dada a sua esbelteza relativamente à rigidez do tabuleiro, podem ser considerados como apoiados com liberdade de rotação, embora no cálculo tenham sido considerados como encastrados nas suas extremidades.

Os pilares dos viadutos, também em número de quatro por cada secção transversal, e com os mesmos afastamentos, apoiam em sapatas de betão armado, uma por cada grupo de dois pilares. As sapatas possuem uma base trapezoidal dimensionada de forma a transmitir aos terrenos pressões uniformes.

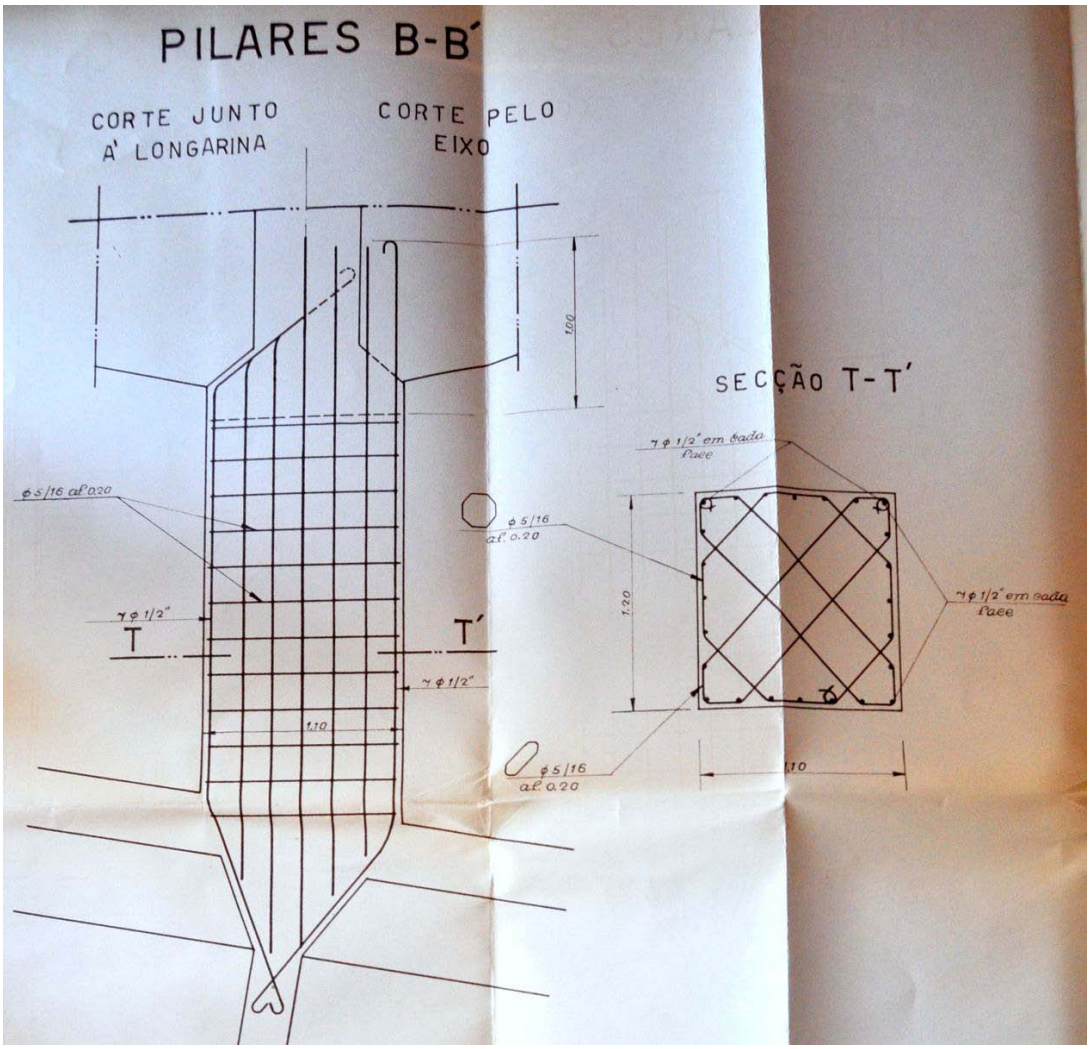


Fig.31 – Dimensionamento e armaduras dos pilares curtos sobre o arco (Cardoso, 1955)

Maciços dos encontros

As “costelas” do arco apoiam em maciços de betão armado (figura 32) dimensionados de forma a transmitirem ao terreno pressões aproximadamente normais e de intensidade admissível com a sua resistência.

Os terrenos onde assentam os elementos fundamentais da obra de arte são de rocha granítica muito homogénea, com um módulo de elasticidade mínimo de 1 176MPa. A tensão adoptada para o dimensionamento dos encontros foi de 0,98MPa e o assentamento previsto pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil para a tensão de dimensionamento é de 12mm nos maciços do arco.

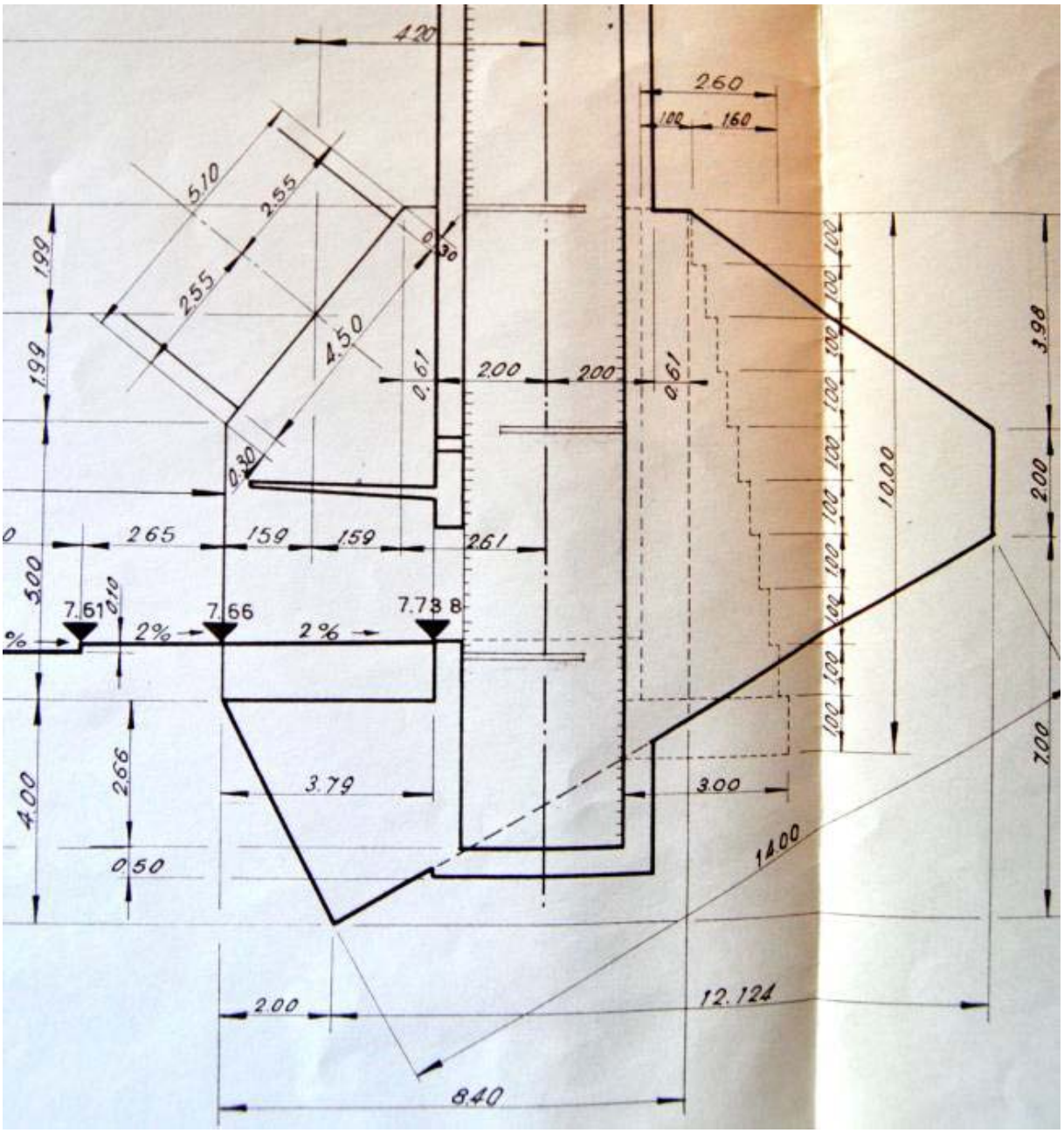


Fig.32 – Dimensionamento dos maciços dos encontros do arco (Cardoso, 1955)

Processo construtivo

Evidenciando o engenho do processo construtivo aplicado à construção da Ponte da Arrábida e principalmente do seu cimbre metálico, Adão da Fonseca (citado por Rodrigues, 2010) afirma que "ainda hoje a sua metodologia de construção constitui uma referência que não é diminuída com a evolução científica e tecnológica".

A construção foi dividida por zonas. Iniciou-se pela construção completa dos viadutos de acesso, seguidos das pilastras e, finalmente, a faixa sobre o rio.

Por razões económicas, Edgar Cardoso optou por um cimbre metálico de um vão. Este foi dimensionado com três arcos de alma cheia, tipo caixão, contraventados entre si, e permitiu construir uma das "costelas". Numa segunda fase, foi ripado com as suas 2200t sobre caminhos de deslizamento até à posição da segunda "costela", dando lugar à betonagem desta. Finalmente, o cimbre foi colocado por baixo do vão entre "costelas" para a execução dos contraventamentos.

O processo construtivo do cimbre iniciou-se com o primeiro troço apoiado em maciços não rígidos e gruas tipo *derrick* fixas nas margens. Em seguida, uniu-se o segundo troço ao anterior por rebitagem, ficando ambos apoiados em pórticos provisórios de betão armado construídos nas margens. Neste momento, as gruas *derrick* encontravam-se já instaladas no bordo do primeiro troço, conforme representado na figura 33.

O transporte do primeiro e segundo troços de cimbre foi efectuado por camião, enquanto os restantes vieram de batelão, pelo rio. As gruas iam avançando, encontrando-se sempre no bordo do troço anterior, de forma a efectuar a elevação do tramo seguinte.

O cimbre em consola ia sendo progressivamente espiado por uma série de cabos de aço ao tabuleiro do viaduto de acesso já construído, conforme referido anteriormente.

A fase mais espectacular consistiu na elevação do tramo central de fecho, uma secção com 78m de comprimento, correspondentes a cerca de 500t (figuras 34 e 35).

Fig.33 – Montagem do cimbre com grua *derrick* sobre o cimbre, apoiado em pórtico provisório

(Centro Português de Fotografia – Casa Alvão)

Fig.34 – Elevação do tramo central do cimbre metálico
(Centro Português de Fotografia – Casa Alvão)

Fig.35 – Elevação do tramo central do cimbre metálico
(Espólio Fotográfico Português – Fotografia Beleza)

Após conclusão do cimbre procedeu-se à construção da primeira "costela", betonando-a em secções espaçadas e de comprimento variável. Para betonagem do fecho bloquearam-se as articulações das nascenças e, por via de macacos hidráulicos, aumentou-se em 0,10m a abertura do fecho, betonando-se de seguida.

Após ganho de presa na primeira "costela" o cimbre foi arrastado 15m para jusante do rio, com o objectivo de construir a segunda "costela". De forma semelhante, o cimbre foi colocado numa posição intermédia para construção dos contraventamentos (figura 36).

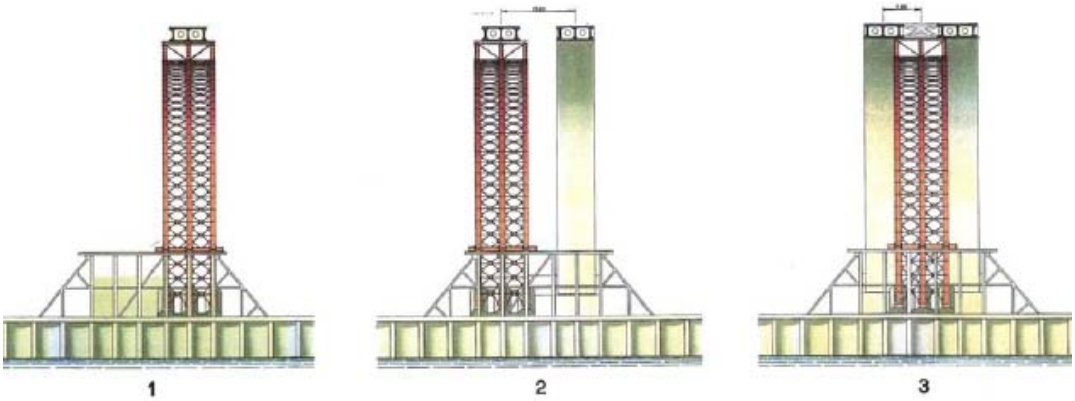


Fig.36 – Posições do cimbre para execução da 1ª "costela", 2ª "costela" e contraventamentos (Cardoso, 1955)

Concluído o arco e contraventamentos, seguiu-se a construção dos pilares e do tabuleiro na faixa sobre o arco (figura 37). Na figura 38 é possível observar o perfil do tabuleiro aquando da sua conclusão.

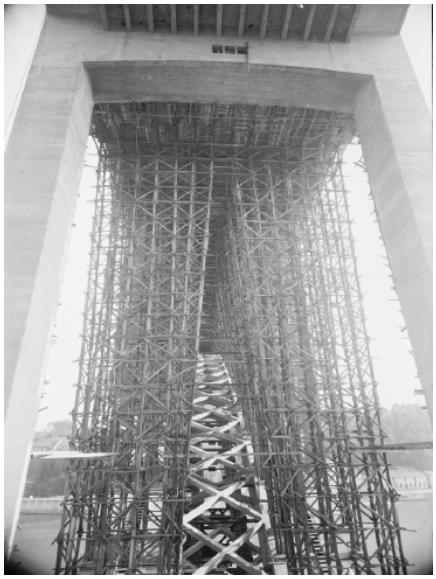


Fig.37 – Fase de betonagem dos pilares e tabuleiro sobre o arco
(Centro Português de Fotografia – Casa Alvão)

Fig.38 – Perfil do tabuleiro após a construção da ponte
(Centro Português de Fotografia – Casa Alvão)

2
CONCEPÇÃO DE SOLUÇÕES DE ATRAVESSAMENTO

A solução de adaptação da Ponte da Arrábida à passagem do metro ligeiro é condicionada por uma escolha conceptual e uma solução estrutural para o conceito adoptado. Assim, o estudo é dividido em duas fases: a primeira, na qual é equacionado o conceito de atravessamento da ponte pelo metro; e a segunda, em que é necessário encontrar uma solução estrutural que resolva o conceito adoptado da melhor forma, minimizando o impacto visual sobre a estrutura existente e envolvente da ponte.

Na ponderação das soluções são tidos em conta, de forma analiticamente não exaustiva, critérios de funcionalidade, custo, exequibilidade, impacto visual e respeito pelo património actual da ponte.

Em ambas as fases utiliza-se como método preferencial de comparação o desenho rigoroso das diversas soluções, bastando na primeira averiguar a secção transversal, enquanto na segunda já é necessária uma avaliação mais geral da ponte, principalmente na sua zona nobre, entre pilastras.

Assim, o desenho das secções transversais do tabuleiro é efectuado com recurso ao software *Autodesk AutoCAD LT 2011* e, de forma a compararem-se as diferentes soluções estruturais equacionadas, recorre-se ao software *Google SketchUp Pro 8*, o qual permite desenhar com total rigor um modelo tridimensional da ponte, do tipo casca (sem secções internas). Este modelo possibilita um tratamento visual com texturas de forma a assemelhar-se o mais possível com a realidade.

2.1. APRESENTAÇÃO DAS SOLUÇÕES CONCEPTUAIS

As soluções conceptuais de circulação do metro ligeiro são as seguintes:

1- Sobre o tabuleiro existente;

2- Em passagem inferior;

3- Em estrutura porticada superior;

1. Circulação sobre o tabuleiro existente

No anexo A1 e nas figuras 39, 40 e 41 encontram-se os desenhos detalhados da secção transversal actual e das diferentes soluções de passagem do metro sobre o tabuleiro existente.

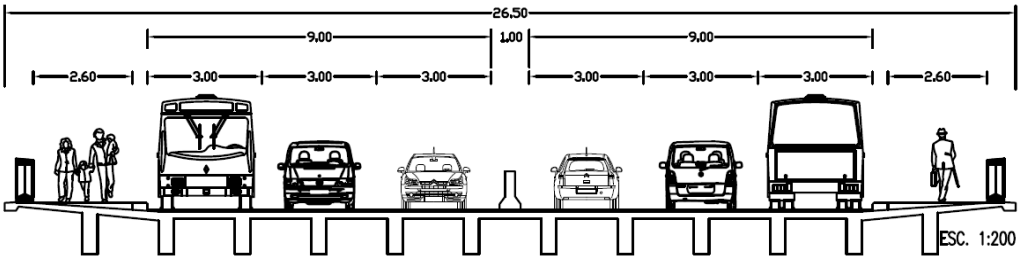


Fig.39 – Actual secção transversal do tabuleiro

A circulação do metro, em via segregada, sobre o tabuleiro existente tem por base uma série de pressupostos que não podem ser evitados.

A(s) via(s) de circulação deve(m) colocar-se na faixa central do tabuleiro de forma a não criar efeitos torsores importantes. A sua colocação central permite também uma utilização mais efectiva da largura disponível, uma vez que, caso se coloquem duas vias, uma em cada extremidade do tabuleiro, é necessária a duplicação de infra-estruturas.

Outro princípio importante é a largura do tabuleiro permanecer inalterada. De forma a justificar a adopção desta solução conceptual, com circulação do metro sobre o tabuleiro existente, o acréscimo de carga não pode ser significativo, não sendo assim necessário alargar o tabuleiro. Caso o acréscimo de carga se revelasse de tal forma significativo que implicasse alterações estruturais de reforço ao nível do tabuleiro e restante estrutura, não justificaria a escolha da hipótese de colocação do metro sobre a estrutura existente.

Para esta solução o factor determinante é a largura disponível. Actualmente (figura 39), a Ponte da Arrábida possui um perfil com 2x3 vias de trânsito rodoviário com 3m de largura cada, um separador central com 1m de largura e dois passeios para peões com 2,60m, perfazendo um total de 25m. A restante largura está ocupada com as vigas de bordadura dos passeios e guarda-corpos.

Relativamente à circulação rodoviária, as vias terão de manter a largura de 3m, colocando-se como hipóteses possíveis 2x3 ou 2x2 vias de trânsito. A solução de utilização de uma via de circulação automóvel reversível não se considera como viável numa ponte com traçado tipicamente de auto-estrada.

A circulação do metro pode ser efectuada em via simples alternada, ou em via dupla, cada qual com o seu sentido de trânsito. A primeira acarreta incontornáveis inconvenientes, entre os quais a frequência de circulação limitada pelas manobras de cruzamento e tempo de atravessamento da ponte, e o bloqueio total da linha em caso de avaria do veículo ou da própria linha. A largura necessária para cada tipo de via é definida nos Critérios de Projecto do Metro do Porto relativos ao traçado (adaptado do documento interno Metro do Porto S.A., 2010) sendo 7,52m em via dupla e 4,60m em via simples, ambas as dimensões incluindo caminhos de evacuação nos dois sentidos.

De um modo geral, qualquer solução para circulação do metro sobre o tabuleiro apresenta como principais inconvenientes a colocação das vias de metro demasiado próximas de uma via rodoviária de perfil de auto-estrada e a necessidade de construção de um túnel, após o trajecto em ponte, numa extensão demasiado reduzida e sob a Via de Cintura Interna. Como vantagens consideram-se o baixo custo e a manutenção quase total da imagem actual da Ponte da Arrábida.

Atendendo às restrições ao nível de largura para trânsito rodoviário e de metro ligeiro, além dos parâmetros referidos anteriormente, considera-se que apenas as seguintes soluções são viáveis:

a) Duas vias de metro ligeiro + 2x2 vias rodoviárias (figura 40)

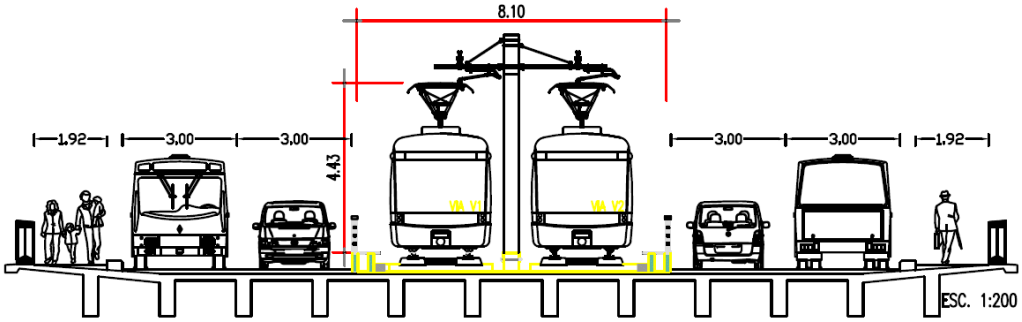


Fig.40 – Secção transversal do tabuleiro com 2 vias de metro + 2x2 vias rodoviárias (solução não adoptada)

b) Uma via reversível de metro ligeiro + 3x3 vias rodoviárias (figura 41)

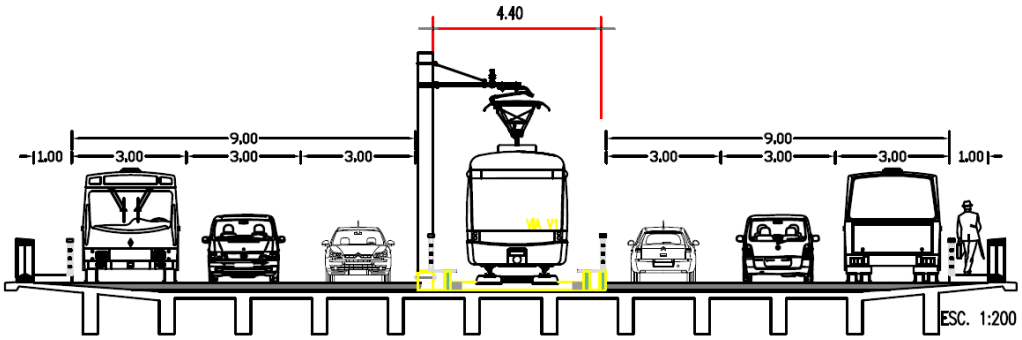


Fig.41 – Secção transversal do tabuleiro com 1 via de metro reversível + 2x3 vias rodoviárias (solução não adoptada)

A solução a) é referenciada num estudo publicado por Pinho (2007), onde se prevê a supressão de uma ou duas vias de circulação automóvel, efectuando-se o trajecto do metro ligeiro pelo centro da Ponte da Arrábida. No entanto, o mesmo estudo refere que na conjuntura actual tal supressão não tem argumentos a favor, contribuindo para agravar os constantes problemas de fluidez de tráfego automóvel desta ligação entre os dois concelhos. A opção de extinguir vias de trânsito teria de ser vista a longo prazo, onde a Via de Cintura Interna do Porto apresentaria um cariz marcadamente urbano.

Relativamente à solução b), esta apresenta os problemas operacionais referidos anteriormente, além de agravar a situação dos passeios para peões. Já actualmente, o atravessamento da ponte por via pedonal não é agradável, não transmitindo ao utilizador a segurança necessária. Uma vez que esta solução oferece uma largura de pouco mais de 1m, representaria uma utilização apenas em situações de emergência.

2. Circulação em passagem inferior (figura 42 e anexo A1-2)

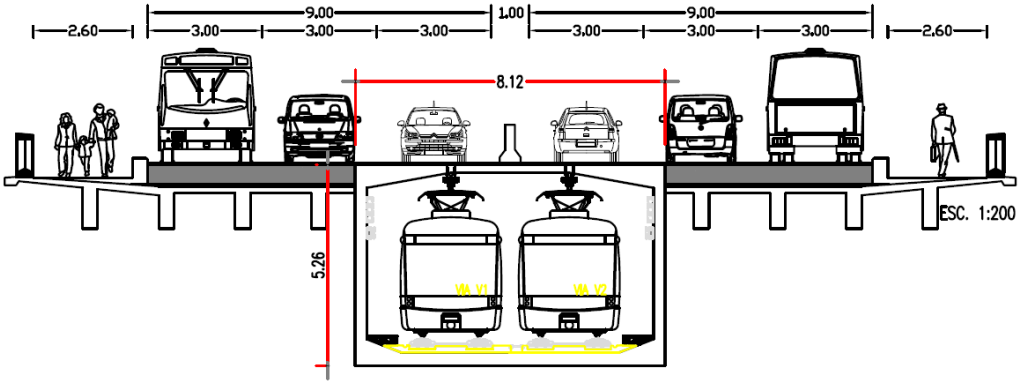


Fig.42 – Secção transversal do tabuleiro com 2 vias de metro + 2x3 vias rodoviárias (solução adoptada)

Esta opção permite a criação de duas vias de circulação de metro ligeiro completamente segregadas do tráfego rodoviário, apresentando assim vantagens operacionais e de segurança. Viabiliza também acessos mais eficazes do metro à ponte, no sentido em que é possível desviar as vias de metro antes dos encontros da ponte, evitando a construção de túneis. Esta solução na opção de circulação sobre o tabuleiro existente é de difícil execução.

O actual perfil rodoviário e pedonal da ponte é mantido, existindo a flexibilidade para no futuro se proceder a uma supressão de vias de trânsito rodoviário para reconstrução das vias para ciclistas e alargamento dos passeios pedonais existentes, devolvendo à cidade o cariz urbano e original da Ponte da Arrábida.

Como desvantagens realçam-se as alterações estruturais ostensíveis de impacto visual significativo e o custo inerente à construção do novo tabuleiro inferior e restantes alterações estruturais, incluindo novos pilares e fundações, e adaptação do arco, pilastras e pórticos das pilastras

A solução estrutural a aplicar em tabuleiro inferior é analisada em pormenor na secção 2.2, procurando obter uma solução exequível que minimize o impacto visual na Ponte da Arrábida.

3. Circulação em estrutura porticada superior

Esta solução não convencional coloca o metro numa estrutura porticada metálica sobre o tabuleiro.

A sua concretização é abordada de duas formas distintas:

a) Estrutura porticada móvel sobre carris colocados no tabuleiro existente, mantendo-se o actual traçado rodoviário da ponte;
b) Estrutura porticada fixa, ou seja, um segundo tabuleiro superior para a circulação do metro.

Como inconvenientes de ambas as hipóteses realça-se o acréscimo de carga, associado não só às vias do metro e veículo, mas também à estrutura a construir. Este suplemento eventualmente representaria obras de reforço muito complexas em toda a estrutura da ponte. Destaca-se também a necessidade de construção de um viaduto superior de acesso em ambas as margens, sobre a actual ponte, o que provocaria um impacto visual relevante. Além dos inconvenientes referidos, ambas as opções acarretam custos significativos.

Fig.43 – Sistema de transporte elevado (HS Future, 2011)

A solução de utilização de um sistema em estrutura porticada móvel transportadora do metro envolve uma grande complexidade estrutural e mecânica, com necessidade de criação de um sistema de fixação em carril ao tabuleiro existente e um pórtico móvel de grande porte.

Este sistema "futurista" é inspirado num projecto da empresa *Shenzhen Huashi Future Parking Equipment* apresentado na Exposição Internacional de Alta Tecnologia em Pequim, na China (ver a figura 43). Este tem como objectivo eliminar os problemas de trânsito das grandes cidades a um custo inferior ao sistema de metro, além de constituir uma solução ambientalmente muito atractiva. O sistema utiliza as redes viárias existentes, deslocando-se sobre carris, permitindo que o tráfego rodoviário circule num nível inferior. Em situação de curva, um sistema de semáforos gere ambos os transportes, alternando a circulação (HS Future 2011).

O enquadramento do sistema na Ponte da Arrábida consiste em utilizar apenas o conceito da estrutura porticada móvel, colocando o metro sobre esta no início da ponte e libertando-o para a sua circulação em carris convencionais no final da travessia.

A segunda solução em passagem superior é a construção de uma estrutura em pórtico metálico funcionando em viaduto sobre o tabuleiro existente. Esta não apresenta vantagens significativas relativamente a outras soluções, representando esteticamente a variante mais invasiva à Ponte da Arrábida.

A Ponte de Bir-Hakeim (1905) em Paris, representada nas figuras 44 e 45, é um exemplo notável de utilização de um tabuleiro duplo. O tabuleiro superior assenta num pórtico metálico sobre o tabuleiro inferior, em arco metálico. Superiormente é atravessada pelo metro e, inferiormente, possui duas vias rodoviárias, duas vias de ciclistas e passeios para peões. Esta ponte apresenta 237m de comprimento e 24,7m de largura no tabuleiro inferior.

Fig.44 – Ponte de Bir-Hakeim – 1905 (Gobetz, 2007)

Fig.45 – Vista do tabuleiro superior (Yanidel, 2010)

Contrapondo todas as soluções abordadas, é considerada como mais vantajosa a opção de construção de um novo tabuleiro inferior. A possibilidade em passagem superior demonstra ser a de exequibilidade mais complexa, exigindo um reforço da estrutura actual cujos custos e dificuldade são consideráveis. Relativamente à hipótese de colocação do metro no tabuleiro actual, esta é entendida como a solução mais convencional e de menor custo. No entanto, em termos operacionais apresenta limitações incontornáveis, além de aumentar as solicitações sobre uma estrutura com praticamente 50 anos, sujeita a uma fadiga considerável. Deste modo, a opção por um tabuleiro inferior é tida como a mais indicada. Não apresenta qualquer inconveniente operacional, não aumenta as solicitações sobre o tabuleiro existente, e permite obter uma solução de impacto visual moderado. No que concerne aos custos, a curto prazo é mais exigente que a opção de utilização do tabuleiro existente, mas as vantagens logísticas e de solicitação à estrutura actual superam, a longo prazo, este impacto negativo.

2.2. VARIANTES ESTRUTURAIS EM PASSAGEM INFERIOR – IMPACTO VISUAL

O estudo das variantes estruturais é sistematizado nas seguintes componentes: análise do novo tabuleiro, posicionamento dos pilares adicionais e estudo do arco e pórticos das pilastras.

A análise visual das diferentes soluções é efectuada com recurso a modelos tridimensionais elaborados no *Google SketchUp Pro 8*. Inicialmente, é modelada a actual Ponte da Arrábida na sua parcela em ponte, entre pilastras, num modelo de casca que possui todos os elementos estruturais fundamentais da estrutura.

Foram modelados os seguintes elementos: tabuleiro existente, incluindo vigas longitudinais, carlingas, travessas flutuantes e laje; pilares; arco; contraventamentos verticais; contraventamentos “horizontais” (ao longo do desenvolvimento do arco); pilastras; e pórticos das pilastras.

O arco é descrito no Projecto da Ponte Arrábida (Cardoso 1955) pela sua directriz, conforme a figura 47. As coordenadas da directriz estão representadas num referencial cartesiano com origem apresentada na mesma figura. Este possui simetria segundo os planos vertical e horizontal. As características geométricas das secções, descritas na figura 46 e quadro 1**,** variam ao longo do seu desenvolvimento, apresentando largura constante e altura decrescente dos apoios para o fecho.

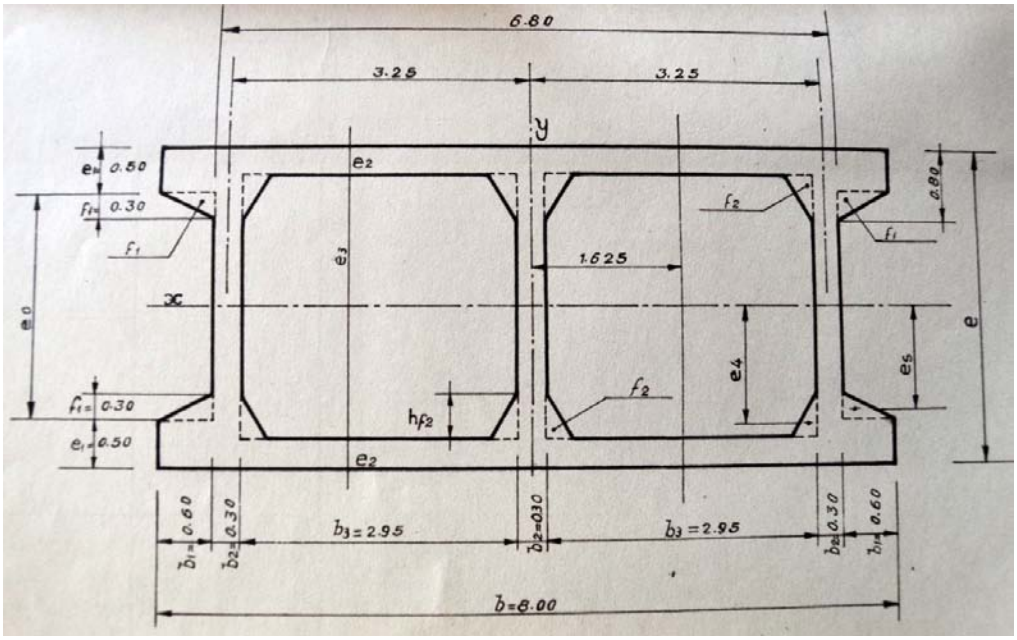


Fig.46 – Arco - Dimensionamento das secções transversais (Cardoso, 1955)

Quadro 1 – Propriedades geométricas do arco

Secção	x (m)	y (m)	E (m)	E2 (m)	E3 (m)	E0 (m)	E4 (m)	E5 (m)	F2 (m)
20	135,0	0,0	4,50	-	-	-	-	-	-
19	129,2	4,6	4,41	0,65	3,11	3,41	1,51	1,61	0,0056
18	123,3	9,1	4,31	0,55	3,21	3,31	1,52	1,56	0,0156
17	117,4	13,4	4,21	0,45	3,31	3,21	1,54	1,51	0,0306
F	116,6	14,0	4,20	0,43	3,34	3,20	1,55	1,50	0,0342
16	111,2	17,5	4,12	0,35	3,42	3,12	1,56	1,46	0,0506
15	104,9	21,3	4,03	0,31	3,41	3,03	1,54	1,42	0,0600
14	98,6	25,1	3,94	0,30	3,34	2,94	1,50	1,37	0,0625
E	95,4	26,9	3,90	0,30	3,30	2,90	1,48	1,35	0,0625
13	92,1	28,6	3,85	0,30	3,25	2,85	1,46	1,33	0,0625
12	85,5	31,9	3,77	0,30	3,17	2,77	1,42	1,29	0,0625
11	78,8	35,0	3,69	0,31	3,07	2,69	1,37	1,25	0,0600
D	74,2	37,0	3,63	0,32	2,99	2,63	1,34	1,22	0,0576
10	72,0	37,9	3,61	0,33	2,95	2,61	1,32	1,21	0,0552
9	65,1	40,4	3,53	0,34	2,85	2,53	1,27	1,17	0,0529
8	58,1	42,8	3,46	0,35	2,76	2,46	1,23	1,13	0,0506
C	53,0	44,4	3,41	0,35	2,71	2,41	1,21	1,11	0,0506
7	51,0	45,0	3,39	0,35	2,69	2,39	1,20	1,10	0,0506
6	43,9	46,7	3,32	0,35	2,62	2,32	1,16	1,06	0,0506
5	36,7	48,4	3,26	0,35	2,56	2,26	1,13	1,03	0,0506
B	31,8	49,3	3,22	0,35	2,52	2,22	1,11	1,01	0,0506
4	29,4	49,7	3,20	0,35	2,50	2,20	1,10	1,00	0,0506
3	22,1	50,6	3,15	0,35	2,45	2,15	1,08	0,98	0,0506
2	14,8	51,4	3,09	0,34	2,41	2,09	1,05	0,95	0,0529
A	10,6	51,7	3,06	0,33	2,40	2,06	1,04	0,93	0,0552
1	7,4	51,8	3,05	0,30	2,45	2,05	1,06	0,93	0,0625
0	0,0	52,0	3,00	0,30	2,40	2,00	1,03	0,90	0,0625

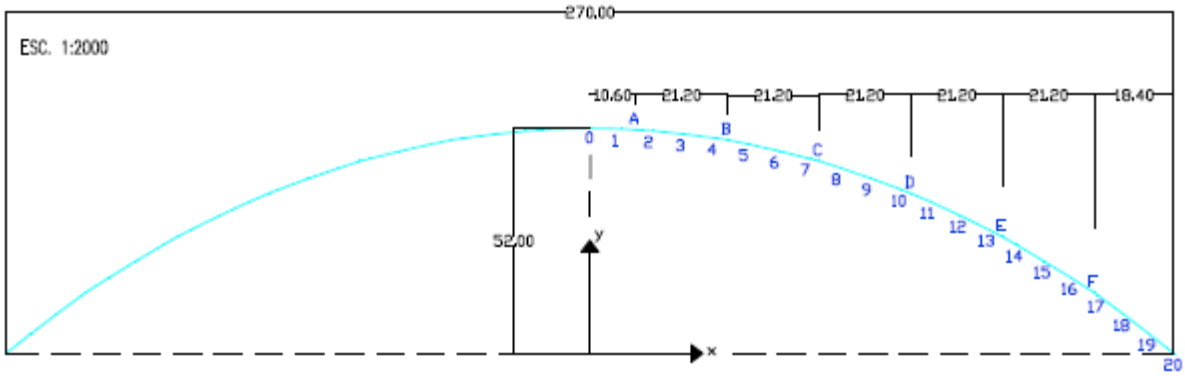


Fig.47 – Directriz do arco

O modelo actual da Ponte da Arrábida na zona do arco e alguns detalhes estruturais estão representados nas figuras 48, 49 e 50.

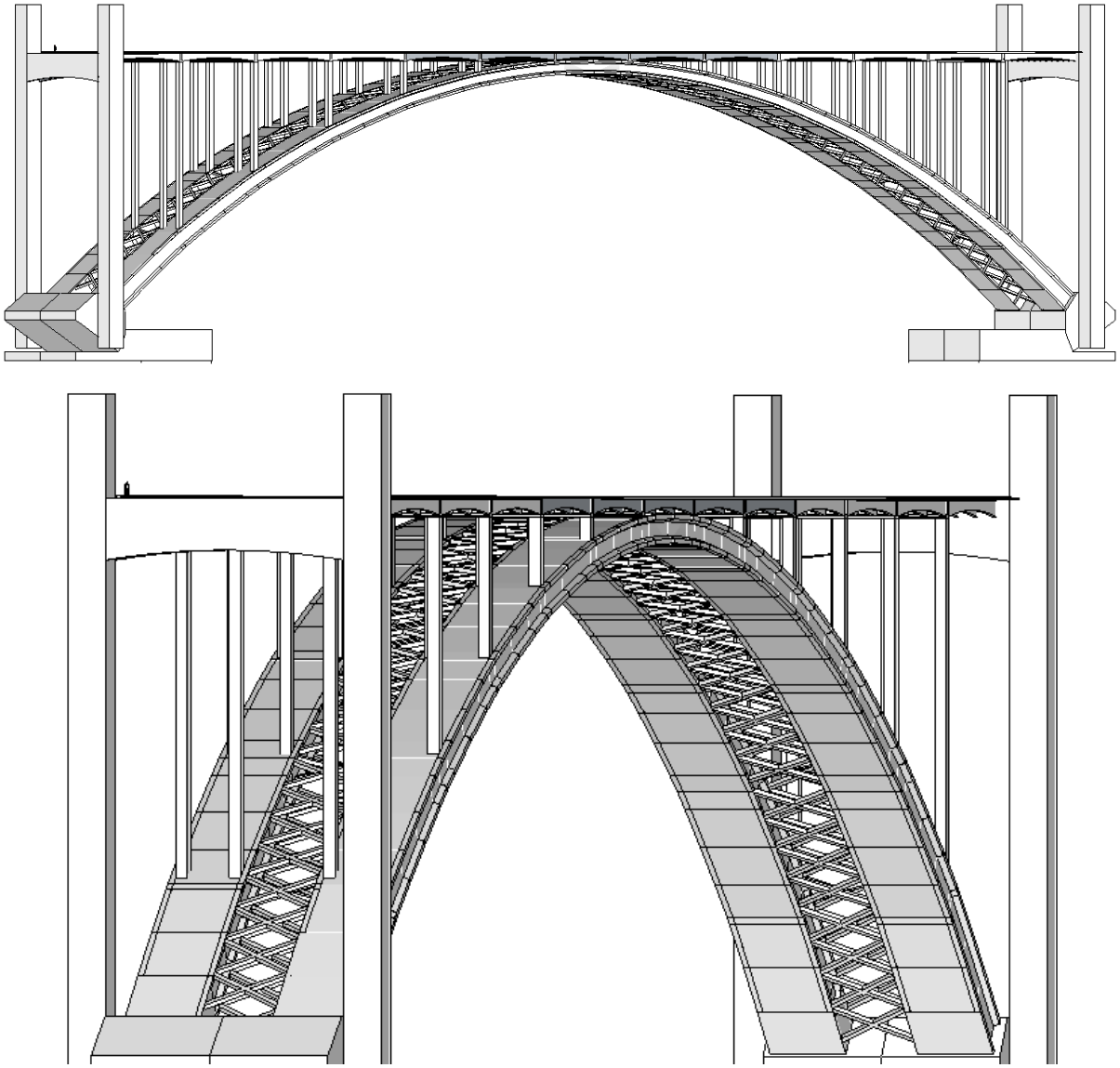


Fig.48 – Vista geral do modelo da actual Ponte da Arrábida

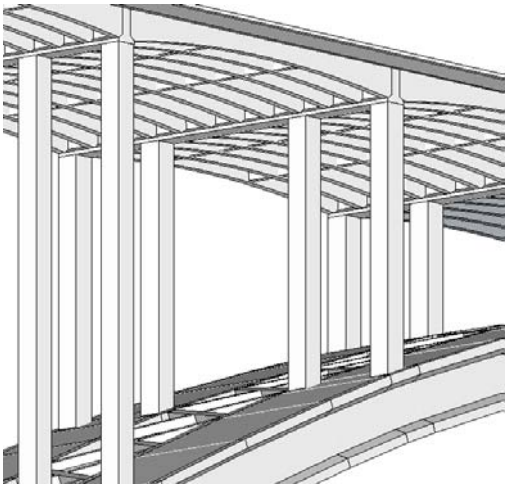


Fig.49 – Detalhe dos pilares e tabuleiro

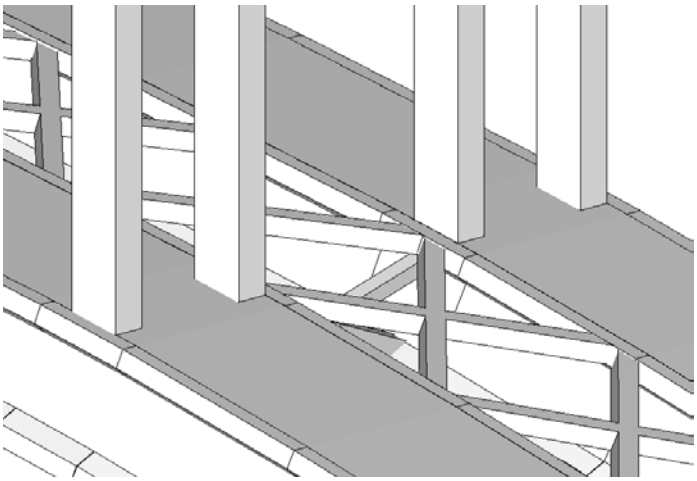


Fig.50 – Detalhe dos contraventamentos ("horizontais" e vertical)

Foram equacionadas diversas opções para a solução estrutural do novo tabuleiro. Essas opções oscilam entre tabuleiros em laje vigada e tabuleiros em viga caixão, com passagem interior do metro ligeiro.

As restrições respeitantes aos vãos livres na actual ponte condicionam a escolha da solução. A zona do fecho do arco é a mais crítica, atendendo à cota a que se pretende que circule o metro, possuindo uma largura livre de 7,60m entre banzos das "costelas" do arco existente. Em qualquer hipótese em passagem inferior é necessário que as duas vias de circulação e restante estrutura atravessem o arco nesta secção. Quanto à altura disponível, também se encontram algumas limitações. Na zona do fecho, o arco possui apenas 3m de altura e o tabuleiro, apoiado directamente no arco, possui 1,75m. Desta forma, a altura total entre a secção inferior do arco e a secção superior do tabuleiro é apenas 4,75m. Os critérios de projecto relativamente às dimensões necessárias para a circulação do metro e suas infra-estruturas são abordados na secção 3.1. Neste capítulo é estudado o impacto visual das diferentes soluções estruturais, detalhando-se o dimensionamento da solução adoptada na secção 3.2.

Foram equacionadas no total cinco soluções, nomeadamente uma opção com novo tabuleiro totalmente em laje vigada, duas opções mistas com viga caixão e laje vigada e, por último, duas soluções totalmente em viga caixão.

A opção de tabuleiro totalmente em laje vigada foi analisada seguindo o critério de manter a liberdade de posicionamento vertical da nova estrutura (ver figura 51). Assim, e de forma a cumprir o gabarito necessário para garantir o actual tabuleiro na mesma posição, é necessária a existência de uma zona central atirantada. Esta zona é materializada com recurso a tirantes de betão ligados ao arco existente. Analisando esta opção do ponto de vista de impacto visual, considera-se que o facto de o novo tabuleiro se encontrar inferiormente ao arco tem um impacto fortemente negativo na imagem actual da Ponte da Arrábida, retirando protagonismo ao esbelto arco idealizado pelo Eng.º Edgar Cardoso.

Fig.51 – Solução estrutural em tabuleiro intermediário (solução não adoptada)

As soluções mistas laje vigada e viga caixão têm como objectivo comum evitar a colocação do segundo tabuleiro numa posição inferior ao arco na zona de fecho. Para tal, recorre-se ao uso de uma viga caixão nessa zona central. Na secção interior da viga caixão estão localizadas as duas vias do metro ligeiro e, superiormente, as vias de circulação rodoviária.

Nas soluções mistas, de modo a evitar a utilização da viga caixão ao longo de toda a extensão sobre o rio, recorre-se a uma curva de perfil longitudinal convexa, de parâmetro k_v 500, mínimo previsto nos Critérios de Projecto (Metro do Porto S.A. 2010). Neste sentido, para cumprir o gabarito mínimo do metro ligeiro, é necessária a demolição do tramo central do tabuleiro existente numa extensão longitudinal com cerca de 105m, correspondente a cinco vãos entre pilares, mantendo-se inalteráveis, entre pilastras, os restantes oito vãos.

As soluções mistas equacionadas distinguem-se na necessidade de demolição dos pórticos das pilastras. Enquanto a primeira (solução a, figuras 52 e 54) mantém a inclinação referida anteriormente apenas até se afastar da secção inferior do tabuleiro existente, forçando a demolição e reformulação dos pórticos existentes e construção de um novo pórtico para o novo tabuleiro. A segunda (solução b, figuras 53 e 55) mantém a inclinação de 7%, afastando-se inferiormente dos pórticos e cruzando a sua secção de tal forma que o gabarito mínimo do metro seja respeitado. Assim, é necessária apenas a construção de novos pórticos com funções exclusivas ao novo tabuleiro.

Apesar de ambas as soluções possuírem como pontos favoráveis o respeito pela cota do arco existente e não exigirem demolições significativas, o facto de o segundo tabuleiro ter a mesma linguagem do primeiro e se encontrar demasiado visível na sua posição inferior ao primeiro cria perturbações na estrutura existente. Comparando visualmente as duas soluções, a solução aparentemente recta (solução a) apresenta um resultado visualmente melhor, mantendo o contraste entre a curva do arco e a linha recta dos tabuleiros; já a solução em curva (solução b) cria um conflito visual com o arco. Estruturalmente, a última permite pilares com menor comprimento, diminuindo o peso próprio e os efeitos de encurvadura.

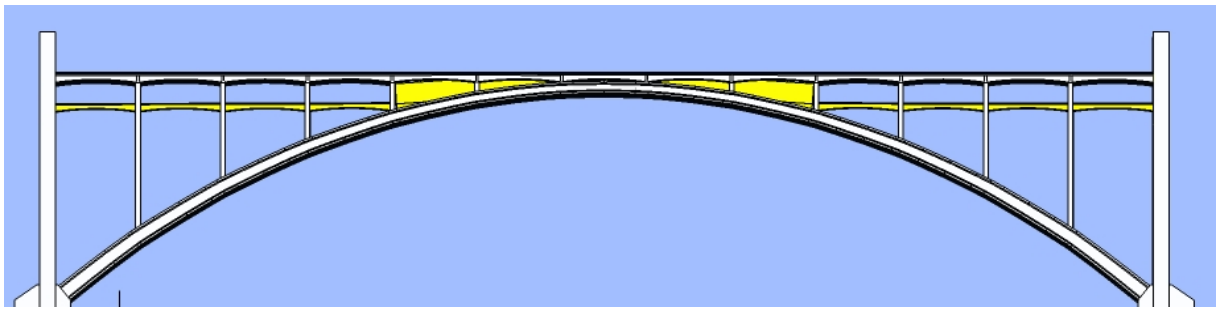


Fig.52 – Alçado da solução mista (a) (solução não adoptada)

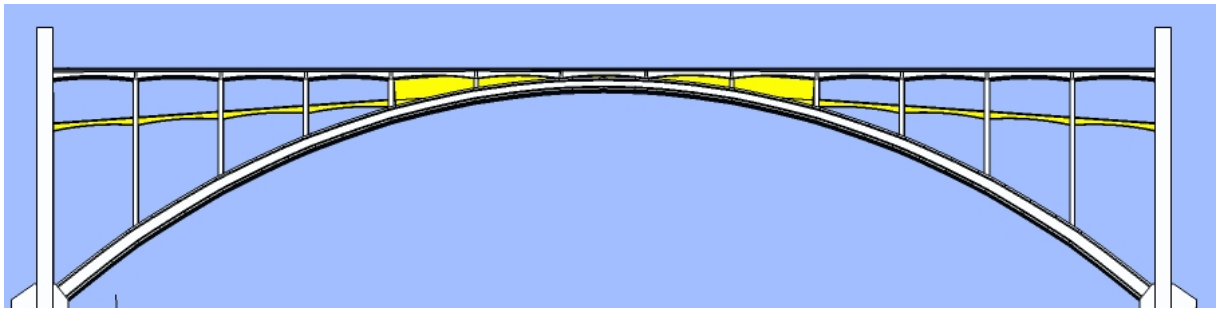


Fig.53 – Alçado da solução mista (b) (solução não adoptada)

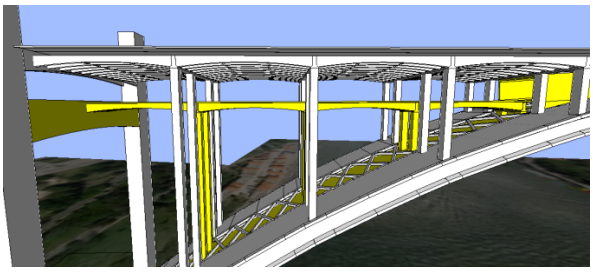


Fig.54 – Detalhe da solução mista (a)

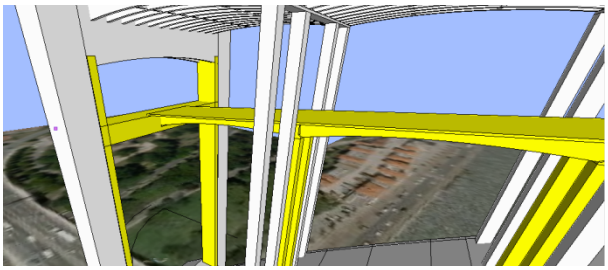


Fig.55 – Detalhe da solução mista (b)

(soluções não adoptadas)

No sentido de confundir-se o tabuleiro existente com um novo para circulação do metro ligeiro surge a hipótese de utilização em toda a extensão longitudinal de uma viga caixão estruturalmente muito rígida, paralela e parcialmente dissimulada no actual tabuleiro (ver figuras 56 e 57). Tal escolha envolve a demolição de uma faixa central do tabuleiro existente praticamente em toda a extensão da ponte, efectuando-se o desvio das vias de metro após cruzamento das pilastras. Consequentemente, é mantida uma uniformidade visual na parcela nobre da ponte, permitindo-se alterações visualmente menos atractivas nas zonas em viaduto. Com esta opção diminuem-se as solicitações sobre toda a estrutura existente da ponte, prevenindo avarias causadas por fadiga e deterioração da ponte.

Esta solução possui duas variantes, ambas com via dupla de metro ligeiro. A primeira, onde ambas as vias de metro circulam no interior da viga caixão e superiormente existem vias rodoviárias, necessitando de uma largura de cerca de 8m; e a segunda, na qual uma via de metro circula na secção interior da viga caixão e superiormente circula a segunda via, utilizando uma largura de cerca de 5m. Esta segunda opção apenas se justificaria não existindo largura disponível para execução da primeira. Atendendo a que implica a diminuição da largura útil do tabuleiro existente, obrigando à redução dos passeios para peões, mantém os problemas de colocação do metro sobre um tabuleiro em traçado de auto-estrada, e exige uma altura significativamente superior para o desvio em curva, forçando a criação de túneis de acesso às vias de metro ou rebaixamento das cotas das vias rodoviárias existentes sob a ponte. Neste sentido, a primeira opção é explorada visualmente, detalhando-se o seu dimensionamento em capítulos posteriores.

Como se observa na figura 56, a viga caixão possui algum relevo inferiormente ao tabuleiro existente. Isto conduz a um aumento aparente da rigidez do mesmo, perdendo-se alguma da sua esbelteza característica. Contudo, considerando as dimensões da ponte, as dimensões transversais reduzidas da viga caixão, a prática comum de tabuleiros deste tipo, e a maior importância do arco como elemento definidor desta ponte, este impacto não é muito significativo. Como medida mitigadora propõe-se, por exemplo, a utilização de uma coloração ligeiramente mais escura, em tom cinzento, tornando menos visíveis as alterações ao nível do tabuleiro.

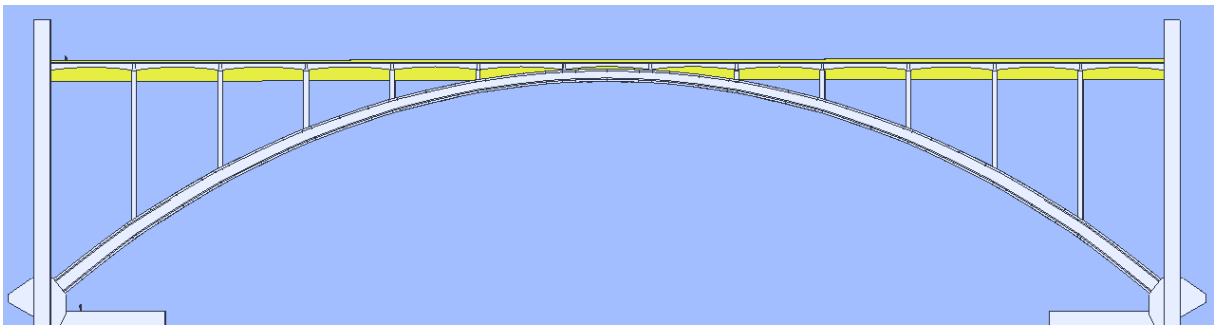


Fig.56 – Alçado da solução em viga caixão (solução adoptada)

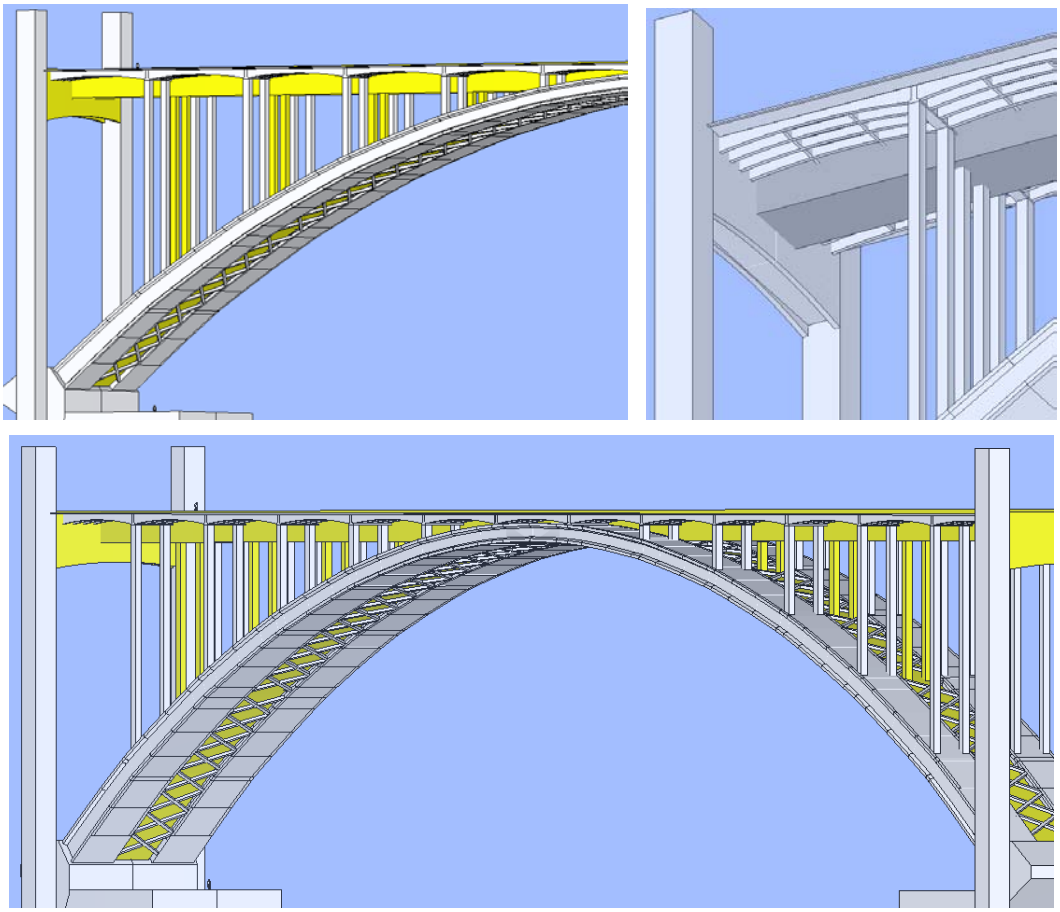


Fig.57 – Vistas da solução em viga caixão (solução adoptada)

Escolhida a solução para o tabuleiro é necessário dimensionar a restante estrutura. O incremento de carga inviabiliza a utilização do arco existente, sem reforço, para suporte dos novos elementos.

Consequentemente, é equacionado um reforço estrutural do arco existente. Apesar de existirem diversas soluções para reforço de elementos ordinários do tipo viga ou pilar de betão armado, tal não acontece para arcos de pontes, em betão armado, sujeitos principalmente a acções de compressão.

O reforço de arcos metálicos em treliça, compostos por diversas barras, também é simples. Os métodos mais comuns consistem na substituição gradual dos elementos por outros de secção superior ou adição de barras à treliça.

Em peças genéricas de betão armado, os métodos de reforço usuais são o alargamento da secção, adicionar armaduras passivas, pré-esforço exterior, alterar trajecto das cargas, adicionar placas de aço ou envolver o elemento estrutural em aço (Lu 2010). Actualmente, recorre-se a novos métodos de reforço, utilizando-se novos materiais. Entre estes destaca-se o reforço com plásticos do tipo FRP (*Fiber Reinforced Plastics*[1]).

[1]Plástico reforçado com fibras é um material compósito constituído por uma matriz de polímeros (resina epóxida) interligando as fibras de vidro, carbono ou aramídicas. (Rodrigues 2005)

O reforço de elementos de betão armado envolve o seu descarregamento com objectivo de manter as deformações e tensões num valor baixo. No presente caso o peso próprio do arco é dominante, logo seria necessário, de alguma forma, escorar um arco com 270m de flecha. Dada a dificuldade de tal tarefa, opta-se por um reforço aparente, ou seja, propõe-se a construção de um arco adicional em detrimento de se reforçar o actual.

Esse reforço é equacionado de quatro formas distintas, todas utilizando betão armado:

1) Construção de duas novas "costelas" na secção central, justapostas às existentes (figura 58)

Esta opção mantém a imagem actual da ponte, aumentando apenas a largura do arco existente na sua secção central, diminuindo o espaçamento entre "costelas". Tem como principal inconveniente ser necessária a demolição e reconstrução do sistema de contraventamentos.

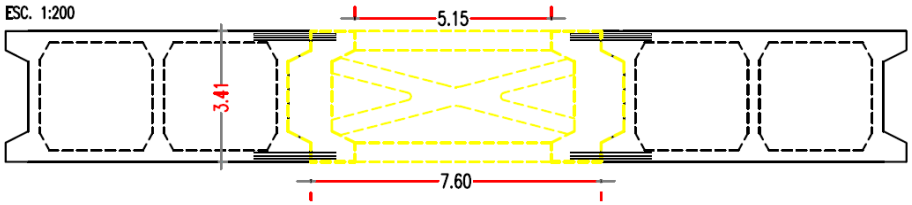


Fig.58 – Solução 1 para o novo arco

2) Construção de um novo arco, unindo as duas "costelas" existentes (figura 59)

Esta hipótese consiste na situação limite da opção 1), passando a figurar um arco único. Possui como principal desvantagem a total demolição do sistema de contraventamentos, sem posterior reconstrução. Isto causa um impacto visual assinalável, tendo em consideração que os contraventamentos em Cruz de Santo André são das características mais marcantes da Ponte da Arrábida.

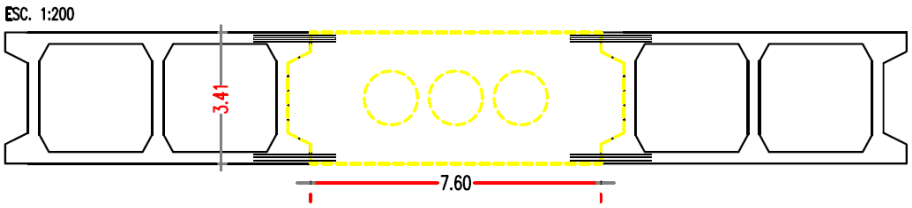


Fig.59 – Solução 2 para o novo arco

3) Construção de um novo arco, entre contraventamentos "horizontais" (figura 60)

Desenvolvendo as três primeiras opções, é sugerida a construção de um arco de altura reduzida, desligado visualmente do arco existente. Isto permite a manutenção dos contraventamentos "horizontais", em Cruz de Santo André, obrigando à demolição dos contraventamentos verticais, existentes nos planos dos pilares, considerados como sem importância para a imagem da ponte.

O impacto visual mais desfavorável consiste na opacidade da zona de central, entre "costelas". Considera-se que este não é significativo, uma vez que não é visível para quem se encontre ligeiramente afastado da ponte. Como medida mitigadora, é sugerida a utilização de uma coloração mais escura, de tom cinzento, para que o novo arco se assemelhe a uma sombra da restante estrutura existente. De realçar o facto de a mesma estratégia ter sido proposta na viga caixão, mantendo-se a uniformidade visual nos novos elementos estruturais.

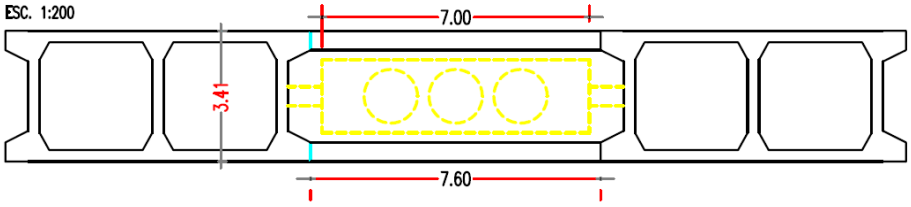


Fig.60 – Solução 3 para o novo arco

4) Construção de um novo arco na secção interna dos arcos existentes (figura 61)

Esta opção tem como conceito a utilização do espaço vazio no interior do arco existente para construção de um novo arco, em duas "costelas". Este arco teria de ser betonado *in situ*, cuja execução é deveras complexa. O espaço extremamente confinado entre banzos e almas do actual arco seria, eventualmente, um local de trabalho demasiado reduzido.

Esta solução é a ideal no que concerne ao impacto visual, encontrando-se apenas visível a construção de dois novos pilares por secção, justapostos aos existentes.

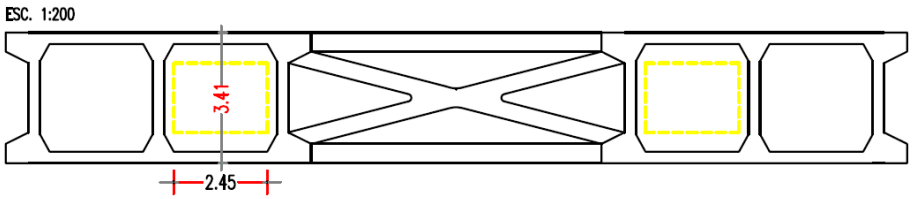


Fig.61 – Solução 4 para o novo arco

Considerando as vantagens e inconvenientes das diferentes hipóteses opta-se pela opção 3) de construção de um novo arco entre os contraventamentos horizontais. A opção 4) seria a escolha visualmente mais favorável, todavia as dúvidas relativamente à sua exequibilidade levaram ao seu abandono.

3
DESCRIÇÃO GERAL DA SOLUÇÃO ADOPTADA

3.1. IDENTIFICAÇÃO DE CONDICIONANTES DE PROJECTO

Nesta secção são abordadas as principais condicionantes associadas à implantação da nova estrutura. O enfoque principal recai sobre os critérios de traçado do Metro do Porto a nível transversal e sua compatibilidade com os vãos disponíveis na estrutura existente para colocação dos novos elementos. A topografia é abordada para verificação do cumprimento dos gabaritos mínimos sobre as vias rodoviárias existentes nas encostas do Porto e Vila Nova de Gaia.

3.1.1. TRAÇADO DO METRO LIGEIRO

A definição do traçado segue os Critérios de Projecto (documento interno de Metro do Porto 2010) relativamente ao referido tema. No que respeito aos veículos utilizados, este projecto centra-se nos requisitos impostos pelo modelo *Eurotram* da empresa *Bombardier*, não se prevendo alterações significativas para o outro modelo utilizado na rede.

Os Critérios de Projecto do Metro do Porto recorrem a normativas europeias, como consequência da ausência de regulamentação específica portuguesa. As normativas utilizadas têm como base a experiência de aplicação por parte de consórcios de transporte reconhecidos a nível europeu como, por exemplo, a VDV – *Verband Deutscher Verkehrsunternehmen* (Associação Alemã de Empresas de Transporte Público) e a *Railway Inspectorate* (Ministério dos Transportes Britânico).

3.1.1.1. Análise transversal

A análise transversal incide sobre o cumprimento das dimensões impostas nos Critérios de Projecto. Estas resultam de diversos factores, tais como tipo de via, alinhamento recto ou curvo, tipo de catenária e caminhos de evacuação.

No que concerne ao tipo de via a aplicar na ponte, opta-se pela via betonada. Comparativamente com a via balastrada apresenta algumas vantagens: a distância entre eixos longitudinais dos veículos é inferior; manifesta menores vibrações; exige altura inferior para os diferentes elementos constituintes da via; necessita menos frequentemente de conservação e renovação; e possui maior segurança.

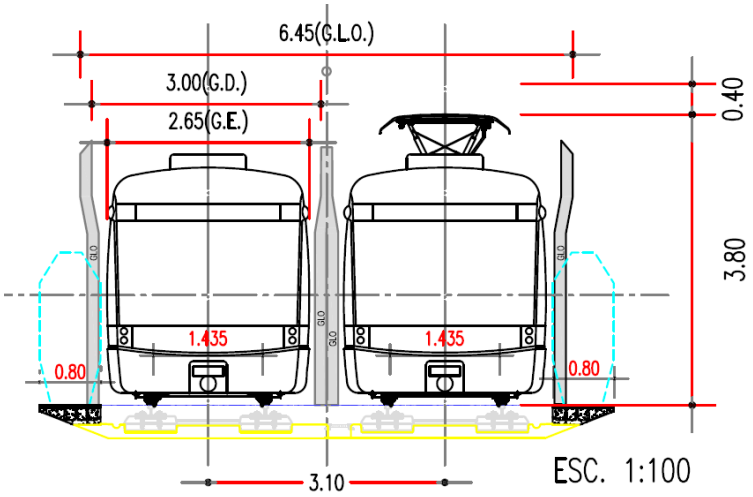


Fig.62 – Dimensões principais ao nível transversal da via de circulação betonada do Metro do Porto (com elementos de Metro do Porto S.A. 2011c)

A análise transversal detalhada é efectuada para alinhamento recto na zona de fecho do arco, onde ocorre o maior estrangulamento. Nos troços em curva está prevista a necessidade de sobre-largura e sobre-altura. No entanto, a sua ocorrência faz-se notar em locais com menores restrições da envolvente, sendo a sua análise detalhada dispensada no presente estudo. A sobre-largura total numa curva de raio 50m, existente em ambos os viadutos, corresponde a 0,12m.

Em seguida são apresentadas as dimensões relevantes para a análise transversal, conforme a figura 62.

A bitola utilizada pelos veículos da rede do Metro do Porto é de 1435mm, correspondente à bitola internacional. A distância entre eixos longitudinais dos *bogies* em via dupla do tipo betonada é de 3,1m em alinhamento recto sem poste central.

O Gabarito Estático (G.E.) em alinhamento recto é 2,65m. Este equivale à linha geométrica teórica que envolve o material circulante num plano transversal, quando este se encontra vazio.

O Gabarito Dinâmico (G. D.) consiste no contorno fictício do material circulante em movimento, consequência de diversos factores: esforços laterais em curva, folgas, desgaste dos constituintes do veículo, etc. Em alinhamento recto o G.D. é 3,00m.

O Gabarito Limite de Obstáculo (G.L.O.) é o limite segundo o qual nenhum objecto fixo deve ser colocado, exceptuando o cais e a catenária. Corresponde ao G.D. adicionado de uma lâmina de ar com 0,15m. Na situação de via dupla do tipo betonada, sem poste central, a distância entre G.L.O. exteriores é 6,45m.

O caminho de evacuação deve possuir uma largura mínima de 0,80m, medida entre o G.D. e a parede da viga caixão. Deve existir em ambos os lados e desenvolver-se em piso regular e contínuo, eventualmente utilizando as tampas das caleiras de cabos em superfície horizontal.

Relativamente à catenária (figuras 63, 64 e 65), a opção recai sobre o tipo rígido, consequência das claras vantagens em termos de espaço necessário, manutenção e segurança. Neste tipo de catenária a transmissão da energia eléctrica não é feita através de um cabo, mas sim de um carril rígido. Devido à sua rigidez é necessário aumentar o número de apoios, oscilando habitualmente os vãos entre os 10m e 12m. Tendo em consideração o perfil adoptado, tipo túnel, o número de apoios não é uma limitação. A catenária do tipo rígido é composta por um fio de contacto em cobre de secção 150mm^2 envolvido por um perfil condutor em alumínio com secção transversal de área 2220mm^2.

Fig.63 – Sistema de catenária rígida (KLK)

Fig.64 – Secção do fio de contacto e perfil condutor (KLK)

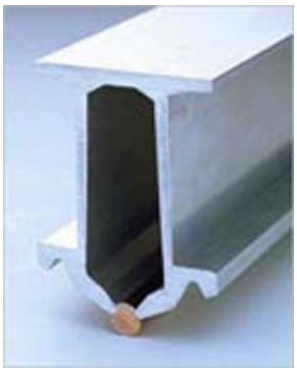


Fig.65 – Detalhe do dispositivo de suporte (Electren)

A altura mínima do fio de contacto prevista nos Critérios de Projecto é 3,80m, acrescentando-se pelo menos 0,40m de distância até à estrutura superior. Está prevista a utilização de um isolador do tipo campânula para cada via, colocado sobre o perfil condutor, de forma a evitar a propagação da corrente eléctrica à restante estrutura e via rodoviária superior.

3.1.1.1. Análise longitudinal

A análise longitudinal versa sobre o traçado em planta e em perfil longitudinal. Em planta o traçado é definido por alinhamentos rectos, clotóides de transição e curvas circulares. Enquanto em perfil o traçado é composto por traineis e concordâncias verticais.

No presente trabalho não é efectuado o cálculo de velocidades, cumprindo-se apenas os parâmetros mínimos regulamentares de circulação previstos nos Critérios de Traçado. A velocidade máxima de circulação prevista em plena via e troço segregado é 100km/h, encontrando-se limitada em curva por parâmetros de conforto para a aceleração transversal e vertical.

No estudo do traçado em planta é necessária a utilização de clotóides de transição entre alinhamentos rectos e curvas circulares, com o objectivo de diminuir a variação da aceleração transversal.

Nas zonas em viaduto torna-se inevitável recorrer a curvas em planta de raio reduzido devido a limitações causadas pela estrutura existente, abordadas na secção 3.1.2. Essas limitações recaem na utilização dos raios mínimos de curva permitidos pelos Critérios de Traçado. Assim, as duas curvas circulares de saída dos viadutos possuem raio de 50m, sem utilização de escala, utilizando como parâmetro para definição da velocidade o valor máximo da aceleração transversal não compensada. A escala permite a diminuição do comprimento das clotóides e utilização de velocidade de projecto superior. Contudo, por simplicidade de cálculo e facilidade construtiva, não se recorreu ao seu aproveitamento.

O comprimento mínimo de clotóides é 12m, sendo, em casos excepcionais, permitida a utilização de extensões menores, desde que cumpram os requisitos relativos às condições de conforto para o raio considerado, sob a forma do valor máximo para a aceleração transversal não compensada, correspondente a 0,68m/s^2.

Adoptando o valor máximo da aceleração transversal não compensada e conhecendo o raio utilizado na curva circular (50m), é possível obter a velocidade de circulação em curva sem escala por

$$v_{circ} = \sqrt{a_{nc} \times R} \qquad (1)$$

$$= \sqrt{0{,}68 \times 50} = 5{,}8m/s = 21{,}0km/h$$

O tempo gasto a percorrer a clotóide é obtido através do valor máximo para a variação da aceleração transversal não compensada, correspondente a 0,4m/s^3

$$t_{clot} = \frac{a_{nc}}{0{,}4} \qquad (2)$$

$$= \frac{0{,}68}{0{,}4} = 1{,}7s$$

Assim, o comprimento da clotóide é dado por

$$L_{clot} = t_{clot} \times v_{circ} \qquad (3)$$

$$= 1{,}7 \times 5{,}8 = 9{,}91m$$

As clotóides são definidas pelo seu parâmetro *A*, obtido por

$$A = \sqrt{L_{clot} \times R} \qquad (4)$$

$$= \sqrt{9{,}91 \times 50} = 22{,}263$$

Sabendo o comprimento da clotóide, o seu parâmetro *A* e o ângulo τ, é possível definir as suas sucessivas posições num referencial cartesiano horizontal *x*-*y*. Desta forma,

$$\tau = \frac{L_{clot}}{2R} \qquad (5)$$

$$x = A \times \sqrt{2 \times \tau \times \left(1 - \frac{\tau^2}{10}\right)} \qquad (6)$$

$$y = A \times \sqrt{2 \times \tau \times \left(\frac{\tau}{3} - \frac{\tau^3}{42}\right)} \qquad (7)$$

As sucessivas posições da directriz da clotóide num referencial com origem no início da mesma, correspondente ao final do alinhamento recto, estão expressas no quadro 2.

Quadro 2 – Elementos geométricos da clotóide de parâmetro *A*=22,263

l (m)	*r* (m)	τ (rad)	*x* (m)	*y* (m)
2,00	247,82	0,004	2,00	0,00
4,00	123,91	0,016	4,00	0,02
6,00	82,61	0,036	6,00	0,07
8,00	61,95	0,065	8,00	0,17
9,91	50,01	0,099	9,90	0,33

O traçado em perfil longitudinal é constituído por traineis e curvas de concordância entre traineis de inclinação diferente. As curvas de concordância têm como objectivo eliminar o vértice que se formaria na ligação de dois traineis. Essas curvas são parábolas de segundo grau, com a equação

$$Z = \frac{x^2}{2 \times k_v} \qquad (8)$$

onde k_v é o raio de ligação entre as duas pendentes. Este parâmetro tem como mínimo admissível k_v=500. A inclinação máxima admitida em plena via é de 7%. As sucessivas posições para a referida concordância num referencial cartesiano vertical *x-z* são apresentadas no quadro 3.

Quadro 3 – Elementos geométricos de curva de concordância de parâmetro k_v=500

x (m)	*z* (m)	*i* (%)
2,00	0,00	0,2
4,00	0,02	0,6
6,00	0,04	1,0
8,00	0,06	1,4
10,00	0,10	1,8
12,00	0,14	2,2
14,00	0,20	2,6
16,00	0,26	3,0
18,00	0,32	3,4
20,00	0,40	3,8
22,00	0,48	4,2
24,00	0,58	4,6
26,00	0,68	5,0
28,00	0,78	5,4
30,00	0,90	5,8
32,00	1,02	6,2
34,00	1,16	6,6
36,00	1,30	7,0

3.1.2. Restrições da construção existente

Atendendo ao traçado adoptado (ver planta de implantação no anexo A3-1) a estrutura existente cria limitações à solução a adoptar no que diz respeito à secção transversal, principalmente na zona do fecho do arco, e ao perfil longitudinal, nas curvas dos viadutos. No anexo A4-1 encontram-se os alçados respectivos à construção existente.

Analisando longitudinalmente a estrutura existente, subsiste a necessidade de demolição e reconstrução de dois pilares em cada encosta que intersectam o novo tabuleiro no seu traçado em curva.

Transversalmente, a zona crítica está situada no fecho do arco, devido às limitadas dimensões em largura e altura para colocação da viga caixão. Na figura 66 encontra-se representado um corte da secção transversal actual. Como é possível observar, a altura do arco é 3,00m e a largura entre

"costelas" é de 7,60m. A colocação da viga caixão nesta secção obriga à demolição de parte do tabuleiro e da totalidade dos contraventamentos. Estruturalmente, a viga caixão cumpre a função dos contraventamentos. De forma a manter a imagem inferior destes, é sugerida a utilização de colorações diferentes, tal como na restante estrutura. Deste modo, usa-se a cor branca em formato de Cruz de Santo André para "imitar" os contraventamentos e, na restante viga caixão, a coloração cinzenta.

No plano dos pilares é necessário compatibilizar esteticamente o posicionamento e forma dos pilares referentes à nova estrutura com os pilares existentes. Na figura 67 está representado um corte da secção transversal actual no plano de pilares C.

Na zona das pilastras, atendendo ao facto de o novo tabuleiro se encontrar à mesma cota dos pórticos existentes, é necessária a sua demolição. Posteriormente, procede-se à reconstrução dos pórticos numa cota inferior, suportando o tabuleiro actual e a viga caixão. Na secção 3.2.2 é detalhado o dimensionamento dos novos pórticos das pilastras.

Como referido anteriormente, o arco existente tem uma secção transversal variável em altura, desde 4,50m nos apoios até 3,00m no fecho. Este facto limita a altura do novo arco e sugere a utilização, em sintonia com a opção do Eng.º Edgar Cardoso, de um arco de secção variável que permita tensões aproximadamente constantes ao longo do seu desenvolvimento.

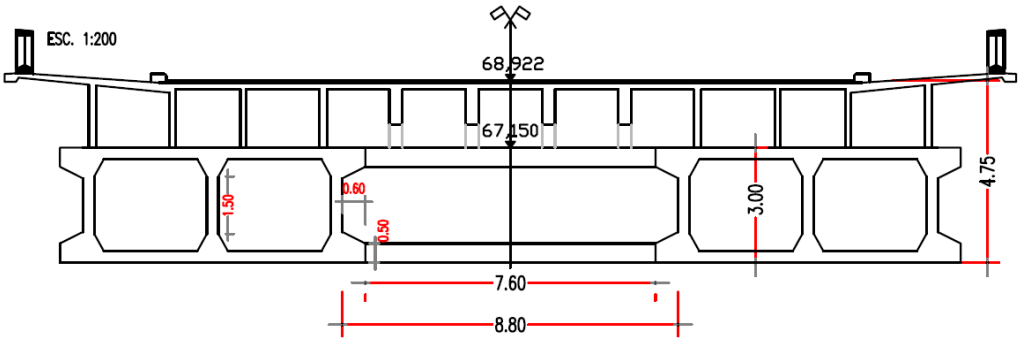


Fig.66 – Corte transversal pelo fecho do arco da estrutura existente

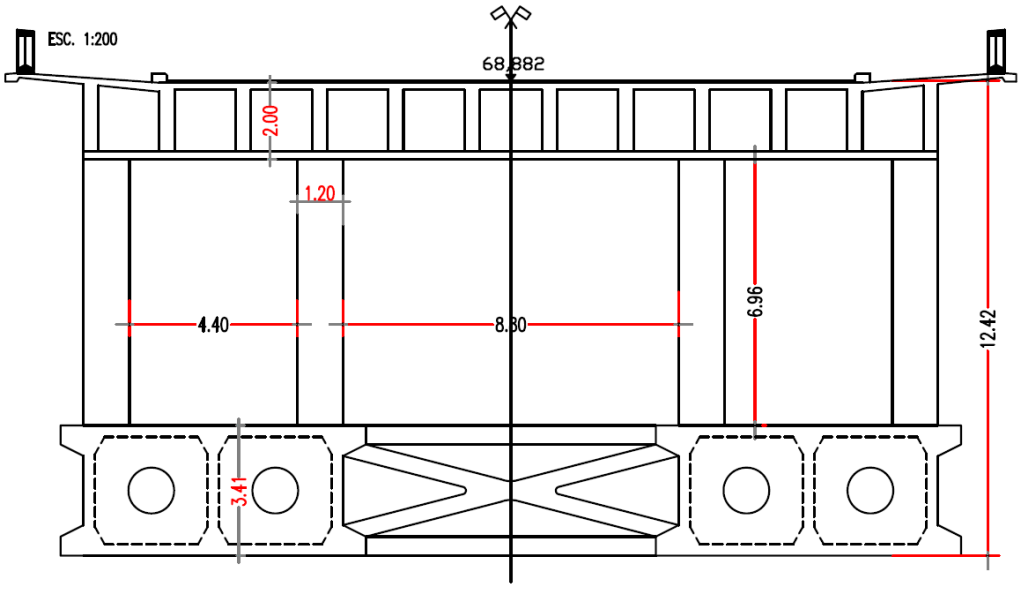


Fig.67 – Corte transversal pelos plano de pilares C da estrutura existente

3.1.3. TOPOGRAFIA

Os elementos topográficos necessários para a caracterização do local foram obtidos através da Câmara Municipal do Porto e da empresa municipal *Gaiurb – Urbanismo e Habitação, EEM* de Vila Nova de Gaia. As plantas com as cotas altimétricas de ambas as margens encontram-se nos anexos A2-1 e A2-2.

Pretende-se que a nova estrutura mantenha sobre o rio aproximadamente a mesma cota da actual ponte. Nas zonas em viaduto deve ser mantido o gabarito mínimo sobre as vias rodoviárias existentes em ambas as margens do Douro: do lado do Porto sobre a Via Panorâmica Edgar Cardoso e acessos à Via de Cintura Interna; do lado de Gaia sobre a Rua do Cavaco. Seguidamente, o traçado atinge a cota da Rua Camilo Castelo Branco.

Segundo a cartografia obtida, na margem do Porto a Via Panorâmica Edgar Cardoso encontra-se à cota 54,50m e os acessos à Via de Cintura Interna à cota máxima de 57,80m, apresentando-se esta última como a condicionante. Do lado de Vila Nova de Gaia, a Rua do Cavaco possui, no traçado adoptado, a cota máxima de 55,00m.

3.2. CONCEPÇÃO GERAL

3.2.1. IMPLANTAÇÃO

Actualmente, a ponte possui um tabuleiro com traçado de alinhamento recto em planta e perfil longitudinal conforme o esquema da figura 68, onde se indicam também as cotas do topo do tabuleiro no eixo médio para cada alinhamento de pilares. A nova estrutura mantém o mesmo alinhamento em planta e em perfil longitudinal na zona sobre o rio, diferindo nas zonas sobre as encostas.

A implantação da nova estrutura é feita sob o tabuleiro existente na zona do rio, requerendo especial atenção nas zonas em viaduto sobre as encostas, tanto em planta como em perfil. Nestas zonas procura-se manter o gabarito mínimo referente às vias rodoviárias inferiores, sem necessidade de alterações nas mesmas. Também se procura implementar um traçado que esteja coordenado com os programas de desenvolvimento da rede do Metro do Porto, no sentido de orientar os acessos para os locais previstos de implementação das novas linhas. O traçado proposto encontra-se esboçado na imagem de satélite da figura 69. No anexo A3 encontram-se as plantas de implantação e o perfil longitudinal da nova estrutura e terreno envolvente.

A colocação dos pilares é efectuada de forma a não interferir com os eixos rodoviários inferiores, procurando manter os vãos com dimensões aproximadamente constantes ao longo da extensão da ponte.

Os quadros 4, 5 e 6 apresentam a extensão dos diversos vãos entre pilares da nova estrutura.

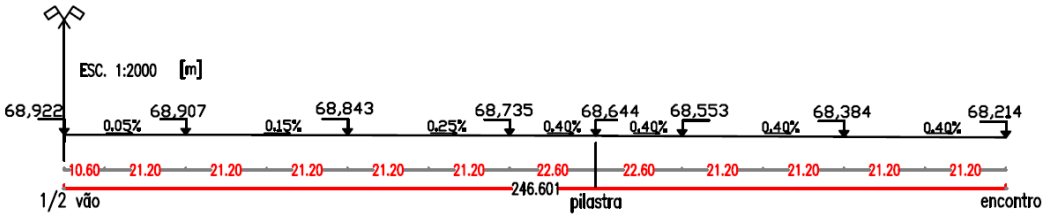


Fig.68 – Esquema do perfil longitudinal actual

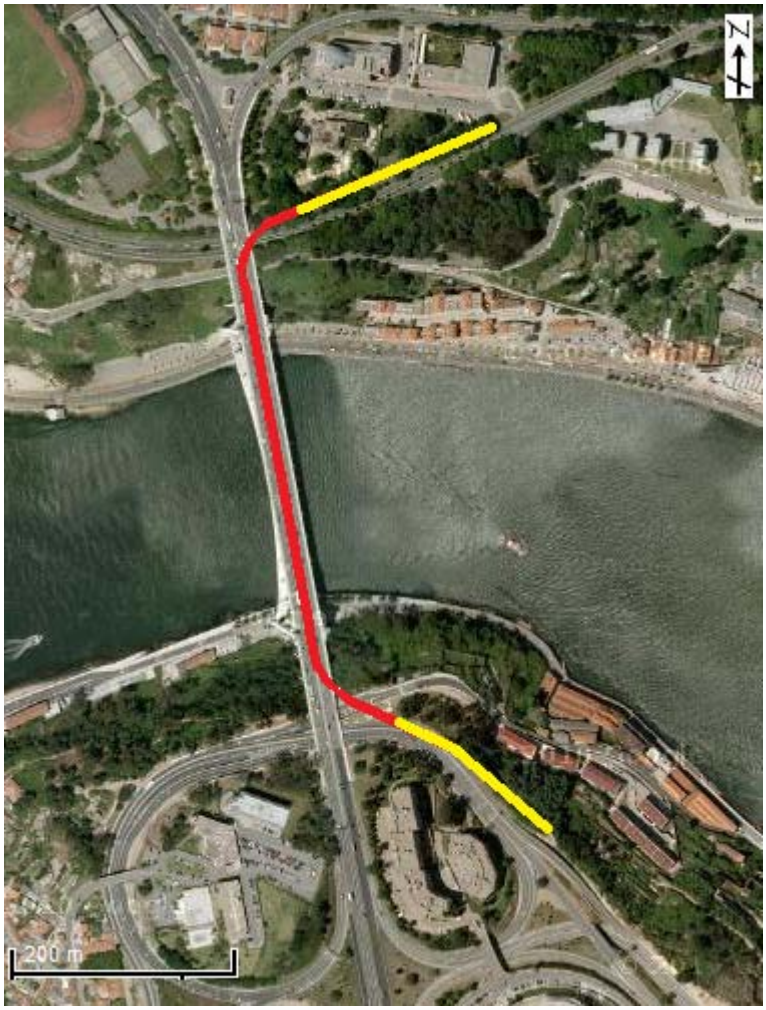


Fig.69 – Traçado sugerido para a nova estrutura (vermelho) e acessos (amarelo)

Quadro 4 – Extensão dos vãos na margem do Porto

Margem do Porto					
Extensão dos vãos pelo eixo médio (m)	20,5	28,5	21,9	21,4	22,6

(valores do encontro para a pilastra)

Quadro 5 – Extensão dos vãos na margem de Vila Nova de Gaia

Margem de V. N. Gaia					
Extensão dos vãos pelo eixo médio (m)	18,0	26,2	27,0	21,2	23,7

(valores do encontro para a pilastra)

Quadro 6 – Extensão dos vãos em ponte, entre pilastras

Nº de vãos	10	2
Extensão pelo eixo médio (m)	21,2	22,6

A directriz do novo arco segue a directriz do arco existente, caracterizada no capítulo 2, e com coordenadas *x*, *y* expostas no quadro 1.

A nomenclatura utilizada na definição dos planos dos pilares encontra-se representada nos alçados do anexo A4-1.

A solução proposta consiste em partir do Porto em curva circular à esquerda junto à fachada posterior do novo edifício do Instituto de Pernambuco, com uma inclinação de 0,40%, de forma a atingir o gabarito necessário sobre as vias existentes. O seu traçado cruza posteriormente o plano dos pilares *I´* até se implantar no tramo central do tabuleiro actual, junto ao plano dos pilares *H´*.

O alinhamento recto da actual ponte é mantido até à margem de Vila Nova de Gaia, no plano dos pilares *G*, onde inicia curva circular à esquerda, cruzando os pilares *H*. Já exteriormente à estrutura actual, o traçado desenvolve-se em alinhamento recto de inclinação negativa sobre a Rua do Cavaco e as escadarias existentes. Este atinge a inclinação máxima de -6,80% em alinhamento recto paralelo à Rua Camilo Castelo Branco.

O encontro da margem do Porto dispõe-se em aterro com uma altura de cerca de 4,5m, à cota de 63,445m. Na margem de Vila Nova de Gaia, o encontro surge aproximadamente à cota do terreno existente, a 60,714m.

3.2.2. DIMENSÕES PRINCIPAIS

A nova estrutura consiste numa ponte em arco de betão armado contraventada parcialmente na actual ponte. Estruturalmente, possui um tabuleiro em viga caixão muito rígido, apoiado sobre um arco esbelto, do tipo lâmina, muito flexível. Na parcela em viaduto sobre as encostas é utilizado o mesmo tipo de tabuleiro em caixão, apoiado em pilares assentes nos maciços de fundação. Nas figuras 70, 71 e 72 apresentam-se, respectivamente, o alçado geral da estrutura existente, o alçado da estrutura a construir na zona entre pilastras e o alçado de sobreposição das duas estruturas na zona entre pilastras.

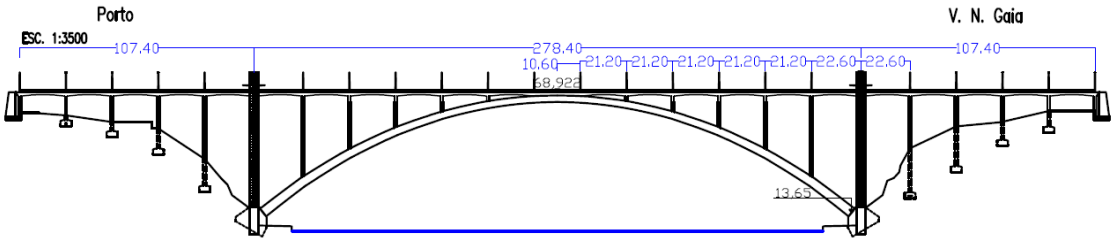


Fig.70 – Alçado geral da actual Ponte da Arrábida

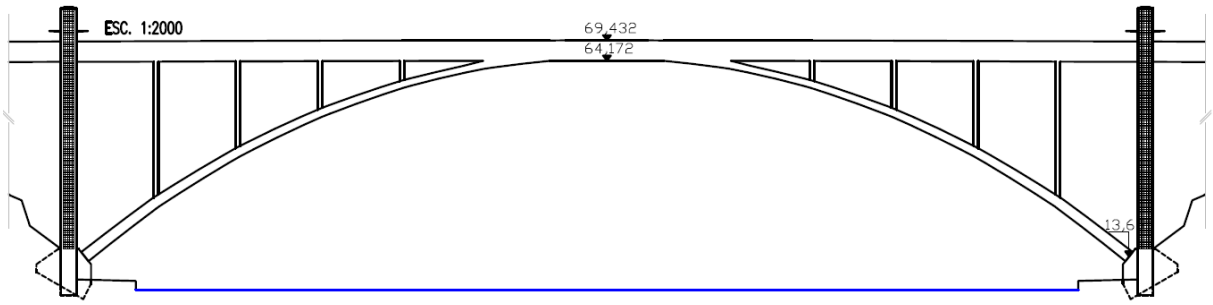


Fig.71 – Alçado da zona sobre o rio da estrutura a construir

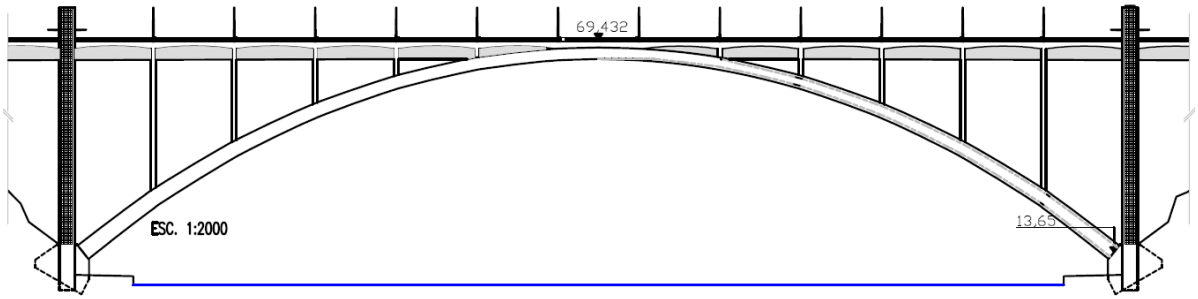


Fig.72 – Alçado da zona sobre o rio com a sobreposição das estruturas actual e a construir

No anexo A4 encontram-se as vistas gerais da ponte a uma escala superior, nomeadamente os alçados da estrutura existente, da nova estrutura e do resultado final da aplicação das soluções adoptadas, caracterizadas nos pontos seguintes.

Conforme referido, a zona do fecho do arco é a mais problemática quanto às dimensões disponíveis para implantação do novo tabuleiro. A compatibilização da altura deste com a restrição de não ultrapassar inferiormente o plano exterior do arco existente conduzem a que o topo do novo tabuleiro se encontre em toda a sua extensão 0,51m acima do topo do tabuleiro existente. O impacto visual causado por este facto é anulado pela guarda existente no passeio de peões que bloqueia a visão das alterações.

No sentido de ultrapassar o desnível entre os dois tabuleiros é sugerida a utilização de um betão leve, de enchimento, nas vias rodoviárias do tabuleiro existente, conforme demonstra a figura presente no anexo A1-2, relativa à configuração de duas vias inferiores de metro ligeiro.

Nas zonas em alinhamento recto é necessária a demolição da parcela central do actual tabuleiro numa largura de 8,12m, correspondente à largura da viga caixão. Tal representa no tabuleiro existente cerca de 1/3 da sua dimensão transversal, correspondente a quatro vigas longitudinais, mas sem obrigar a qualquer alteração ao nível dos pilares. As demolições necessárias no tabuleiro existente encontram-se representadas no corte transversal pelo fecho do arco, apresentado na figura 73, onde se encontram sobrepostas a estrutura actual e as modificações a implementar.

Nas zonas em curva, referentes à saída da secção da actual ponte, tem forçosamente que se efectuar a demolição de um troço mais extenso.

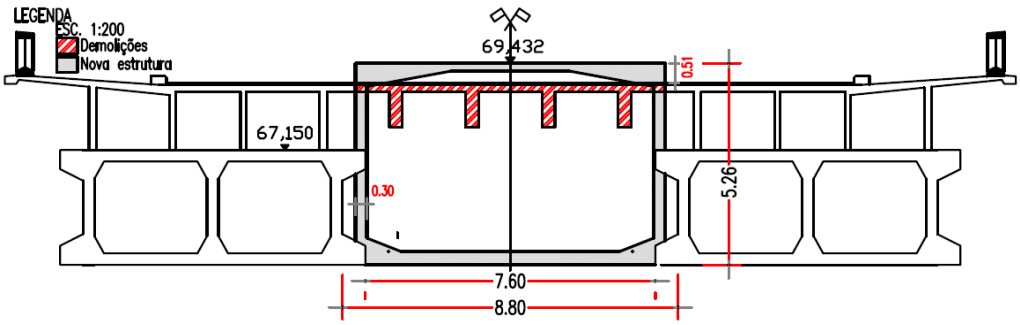


Fig.73 – Corte transversal na zona do fecho do arco – estrutura existente e a construir

O arco de betão armado segue a directriz do arco existente e possui secção transversal variável em altura, diminuindo dos encontros para o fecho. A variação de altura possui a mesma lei do arco existente, no sentido de o novo arco se encontrar a uma distância constante do topo do arco e contraventamentos "horizontais" existentes. A distância entre as faces exteriores do novo arco e as faces exteriores do arco existente é de 1,50m.

A secção utilizada no novo arco é rectangular, duplamente simétrica, e com três aligeiramentos circulares de secção constante ao longo do desenvolvimento do arco. Possui largura fixa de 7,00m e altura variável desde 3,00m até 1,82m, na zona onde se funde com a viga caixão.

Cada um dos três aligeiramentos circulares possui 1,40m de diâmetro, totalizando uma secção transversal de 4,618m^2. Em cada alinhamento de pilares o arco possui duas secções sem aligeiramentos no alinhamento das paredes transversais de 0,25m de espessura dos pilares. Esta configuração permite melhor distribuição pelo arco dos esforços provenientes dos pilares.

O arco e a viga caixão encontram-se ligados rigidamente na zona do fecho do arco. A transição de uma secção para a outra é efectuada gradualmente, diminuindo a secção transversal em altura desde 1,82m no arco até à secção da viga. Essa transição, na zona final, é efectuada com recurso a secções sem aligeiramentos.

A partir da secção 2 do arco em direcção ao fecho a transmissão das forças de compressão é auxiliada por um placa de aço com 2cm de espessura e largura igual à do arco, 7m.

As características geométricas das diferentes secções do novo arco encontram-se representadas no quadro 7, seguindo a numeração exposta na figura 74, respectiva ao alçado da nova estrutura na zona em arco.

O referencial cartesiano utilizado para o cálculo das propriedades geométricas de área e momentos de inércia dos diferentes elementos situa-se no centro de gravidade da secção transversal, com o eixo de torção como *x*, o eixo horizontal como *y* e o eixo vertical como *z*.

Nas figuras 75 e 76 apresentam-se as dimensões principais das secções transversais 20 e 6, referentes ao encontro e à secção aligeirada de menor altura, respectivamente.

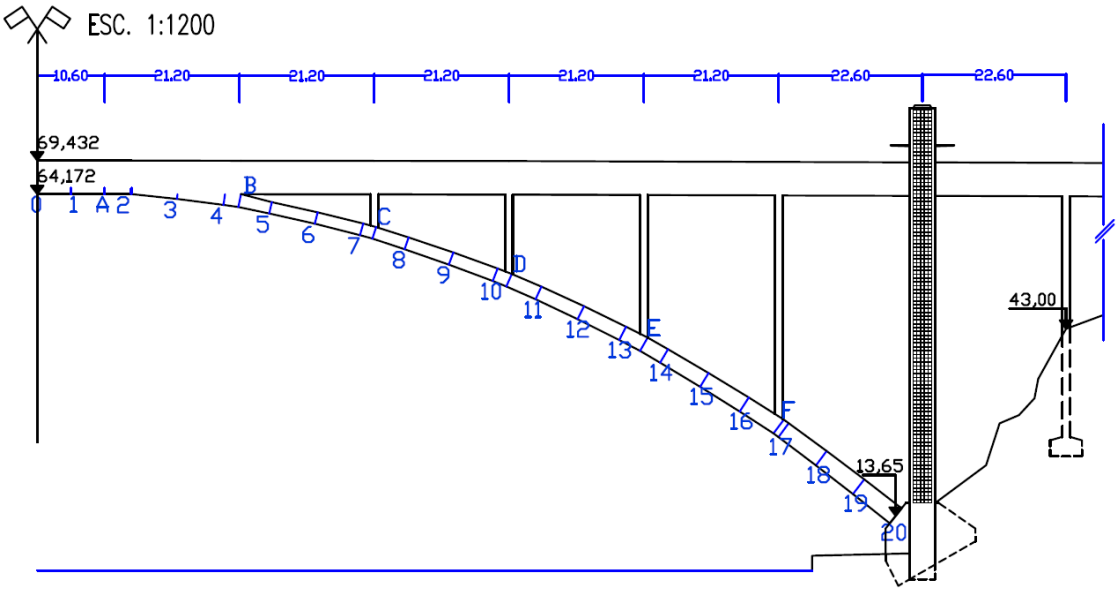


Fig.74 – Alçado com secções do novo arco e viga caixão

Quadro 7 – Características geométricas das secções do novo arco

Secção	H (m)	H_{banzo} (m)	Tipo	A (m^2)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	I_z (m^4)
20	3,00	0,80	Aligeirada	16,14	44,24	14,50	75,16
19	2,91	0,76		15,48	40,57	13,10	72,45
18	2,81	0,71		14,78	36,90	11,72	69,59
17	2,71	0,66		14,39	34,96	11,00	68,02
F	2,70	0,65		14,08	33,42	10,43	66,73
16	2,62	0,61		13,48	30,62	9,41	64,30
15	2,53	0,57		12,85	27,81	8,40	61,73
14	2,44	0,52		12,40	25,88	7,72	59,87
E	2,40	0,50		12,08	24,58	7,27	58,59
13	2,35	0,48		11,63	22,79	6,64	56,73
12	2,27	0,44		11,07	20,69	5,92	54,44
11	2,19	0,40		10,58	18,87	5,33	52,44
D	2,13	0,37		10,30	17,96	5,01	51,30
10	2,11	0,36		9,95	16,85	4,63	49,87
9	2,03	0,32		9,43	15,28	4,09	47,75
8	1,96	0,28		9,01	14,06	3,69	46,04
C	1,91	0,26		8,76	13,35	3,45	45,01
7	1,89	0,25		8,45	12,51	3,18	43,75
6	1,82	0,21		8,20	11,84	2,97	42,72
5	1,82	Cheia + Tabuleiro		12,74	11,76	3,52	52,02
B	2,08			14,55	17,07	5,25	59,45
4	1,72			12,07	9,97	2,95	49,05
3	0,77			5,42	0,99	0,27	22,01
2	Tabuleiro + Placa de aço						
A							
1							
0							

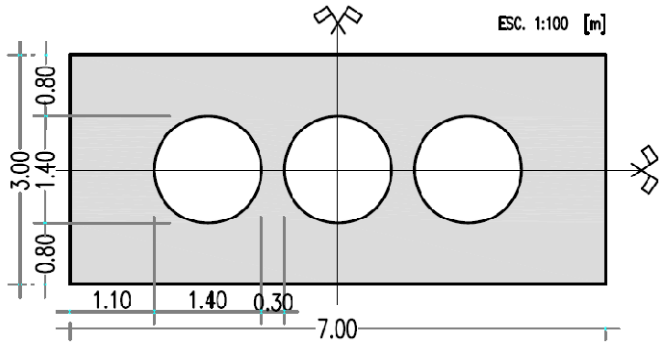


Fig.75 – Secção transversal 20 do novo arco (encontro)

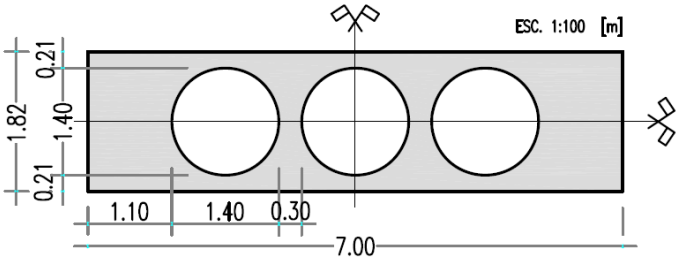


Fig.76 – Secção transversal 6 do novo arco (secção aligeirada de menor altura)

O tabuleiro em viga caixão possui secção transversal constante ao longo de grande parte do seu desenvolvimento. A excepção ocorre nas zonas em curva, onde é necessária uma sobre-largura total de 0,12m. As dimensões e características geométricas da secção transversal em alinhamento recto são apresentadas na figura 77 e quadro 8.

As dimensões do caixão são consequência das fortes condicionantes espaciais referidas nas secções anteriores. Assim, possui uma secção interior útil de 34,22m^2, onde se localizam todas as infra-estruturas necessárias à circulação do metro ligeiro em via dupla.

Ambos os banzos da viga caixão possuem espessura variável: o banzo inferior, de suporte ao metro, entre 0,70m na união com as almas e 0,35m a meio-vão; o banzo superior superior, de suporte às vias rodoviárias, entre 0,60m e 0,20m a meio-vão. O formato adoptado para a secção teve em consideração a localização dos veículos do metro, no sentido de explorar ao máximo o espaço disponível. Desta forma, a "laje" (banzo) superior possui uma variação de altura mais suave que a "laje" (banzo) inferior, consequência das restrições causadas pela via de circulação do metro.

As almas ("paredes") da viga possuem 0,30m de espessura mínima, numa altura de 3,96m, sendo muito esbeltas. Tal hipótese é válida pelo facto de estas se encontrarem contraventadas na estrutura do tabuleiro existente.

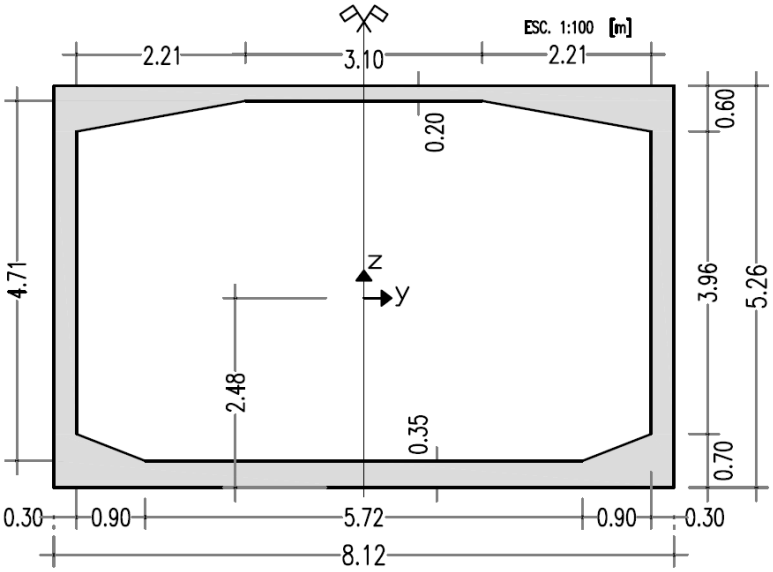


Fig.77 – Secção transversal do novo tabuleiro em viga caixão

Quadro 8 – Características geométricas da secção transversal do tabuleiro

A_x (m^2)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	I_z (m^4)
8,49	80,65	38,74	79,87

Todos os pilares projectados, sobre o rio e sobre as encostas, possuem secção transversal aparente igual à dos pilares existentes, pretendendo-se manter a uniformidade estética. Esta secção é quadrangular oca, de comprimento exterior 1,20m e com 0,25m de espessura de parede. As características geométricas da secção encontram-se expostas no quadro 9 e a secção transversal na figura 78.

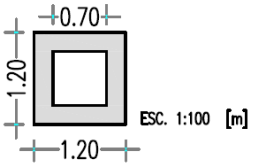


Fig.78 – Secção transversal dos pilares

Quadro 9 – Características geométricas da secção transversal dos pilares

A_x (m^2)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	I_z (m^4)
0,95	0,25	0,15	0,15

Na estrutura existente figuram, por cada plano de pilares, dois conjuntos de dois pilares, descarregando cada conjunto numa “costela” do arco. Na nova estrutura opta-se por adicionar outro conjunto de dois pilares ligando o novo arco ao novo tabuleiro (figura 79). Este conjunto mantém a distância entre pilares adoptada na ponte existente, 4,40m. A distância entre os pilares existentes e os novos é de 1,00m. Na figura 80 apresentam-se, num corte transversal pelo plano de pilares C, as secções transversais da nova estrutura em viga caixão, pilares e arco, evidenciando-se a ligação entre os novos pilares e arco. Conforme mencionado anteriormente, no alinhamento das paredes dos pilares o arco possui secção sem aligeiramentos.

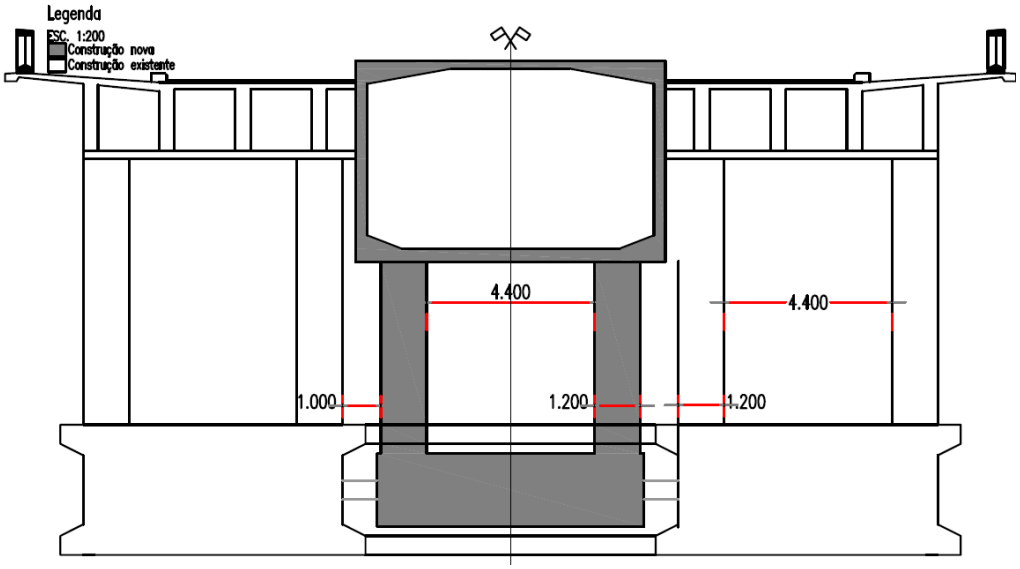


Fig.79 – Corte transversal pelo plano de pilares C – estrutura correspondente à situação final

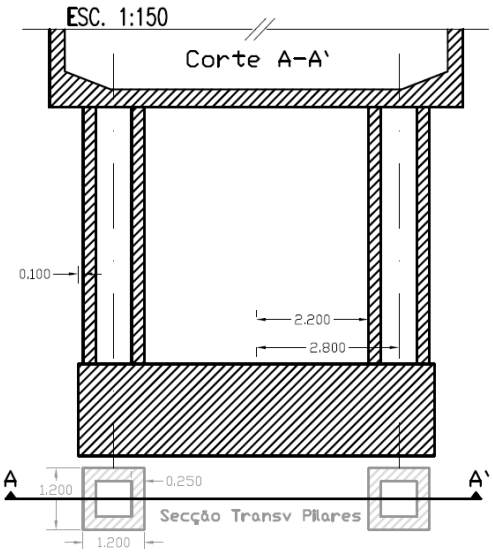


Fig.80 – Corte transversal pelo plano de pilares C – estrutura a construir

A construção do novo tabuleiro cruzando o local onde se encontra o pórtico das pilastras existente torna essencial a sua demolição e posterior reconstrução numa cota inferior à actual. A figura 81 expõe um corte da secção transversal do pórtico actual e as figuras 82 e 83 cortes transversais da solução a adoptar, a meio vão e no apoio, respectivamente. A figura 84 representa um corte longitudinal pelo pórtico das pilastras a construir. A secção existente dos pórticos é variável em altura, entre 4,50m nos apoios e 3,50m a meio vão. O novo pórtico possui secção de largura exterior igual ao actual pórtico, 4,00m. Contudo, a espessura das paredes é superior e a altura varia entre 4,00m nos apoios e 3,00m a meio-vão.

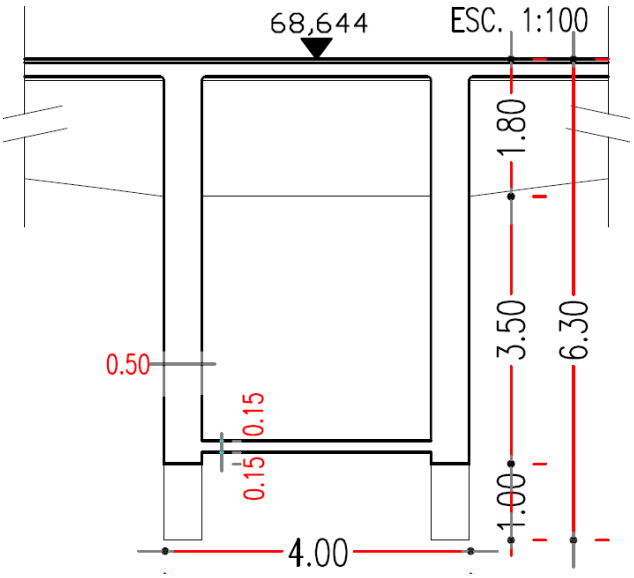


Fig.81 – Zona das pilastras: secção transversal do pórtico existente

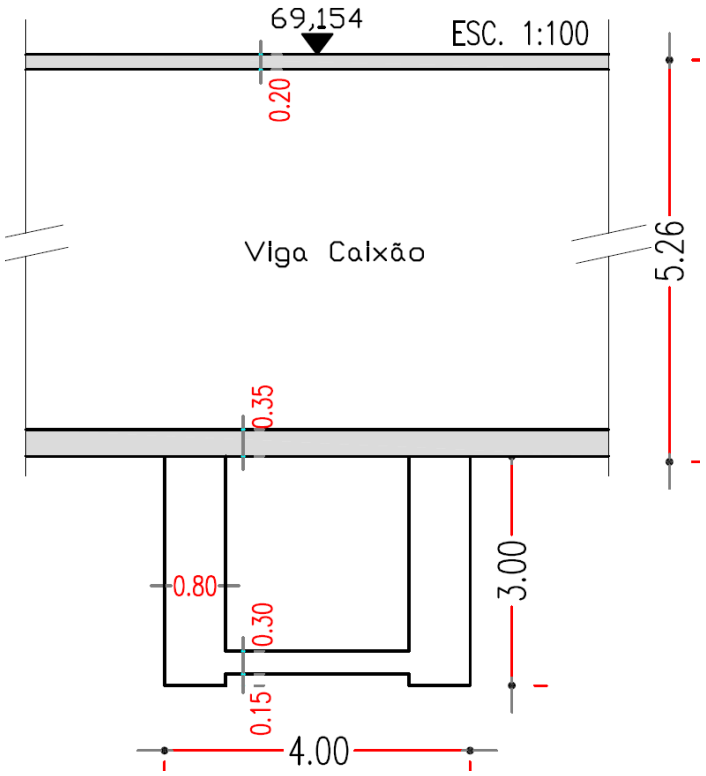


Fig.82 – Zona das pilastras: secção transversal do novo pórtico a meio-vão

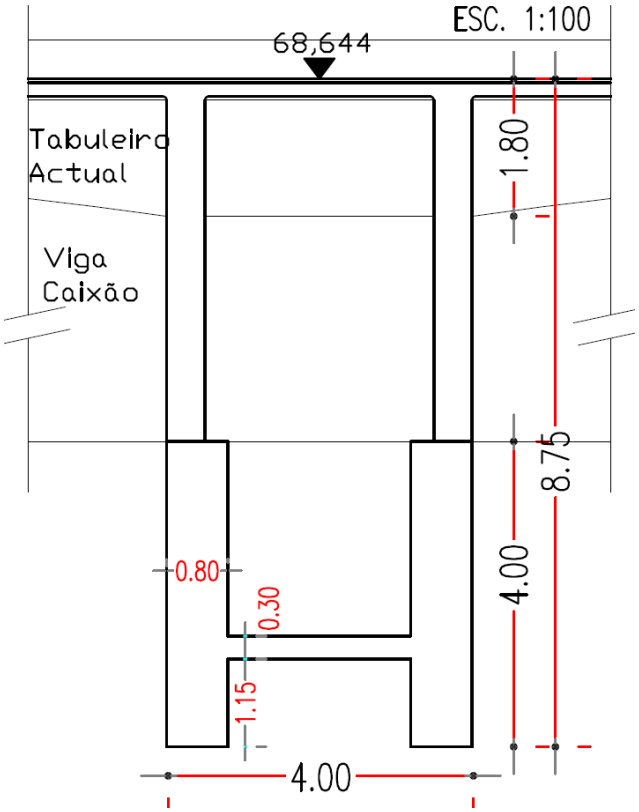


Fig.83 – Zona das pilastras: secção transversal do novo pórtico na zona do apoio

A utilização de altura inferior para o novo pórtico das pilastras é subjacente à restrição de não agravar excessivamente o impacto visual das alterações, considerando que a sua colocação numa cota inferior significa um aumento da sua altura, ainda que estruturalmente não tenha significado.

Devido ao acréscimo de carga consequente da nova estrutura e suas sobrecargas também as pilastras necessitam de ser reformuladas. A opção adoptada incide num reforço por aumento da secção transversal na face interna, conforme o exposto na figura 85 e características geométricas apresentadas no quadro 10. O sistema de eixos local utilizado apresenta a direcção *x* como longitudinal da secção, *y* como longitudinal em relação ao desenvolvimento da ponte, logo a menor extensão da pilastra, e *z* como transversal relativamente à ponte.

A figura 84 exibe a vista frontal e em corte do novo pórtico das pilastras, incluindo o aumento da secção nas pilastras.

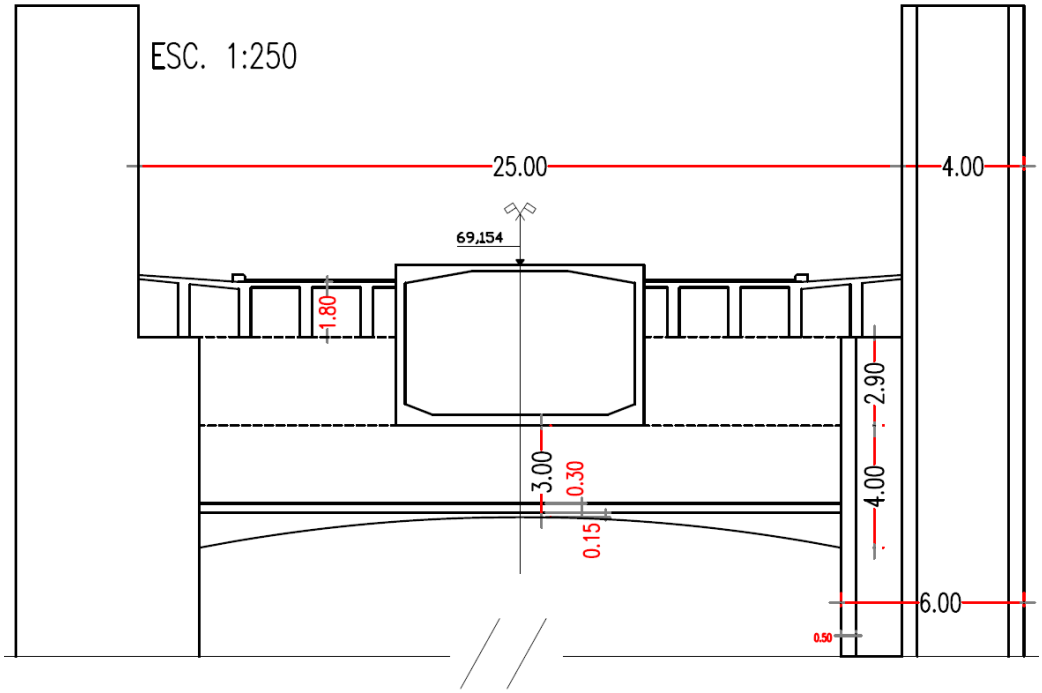


Fig.84 – Zona das pilastras: Corte transversal pelo pórtico

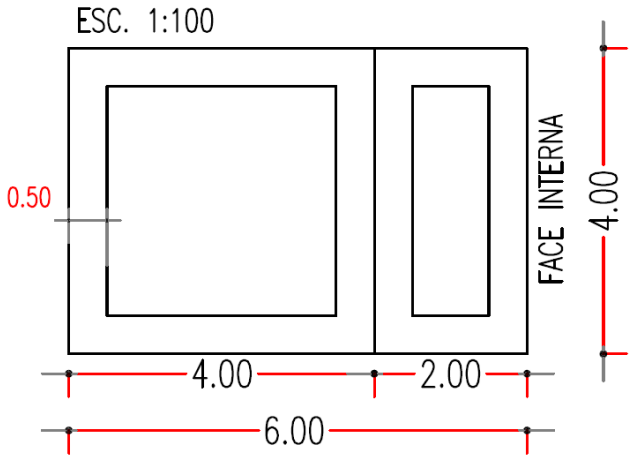


Fig.85 – Secção transversal das pilastras

Quadro 10 – Características geométricas da secção transversal das pilastras

Ax (m^2)	Ix (m^4)	Iy (m^4)	Iz (m^4)
12,00	48,97	43,25	23,00

4

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA NOVA ESTRUTURA

4.1. MATERIAIS

4.1.1. DESCRIÇÃO GERAL

Os materiais a empregar numa estrutura que se pretende como não ostensiva relativamente à construção existente recaem facilmente nos materiais utilizados actualmente na ponte. A estrutura existente é totalmente em betão armado e, assim, a nova estrutura privilegia a utilização deste material. No entanto, em situações pontuais, é necessário o recurso ao aço, consequência de algumas das suas melhores propriedades relativamente ao betão armado. A aplicação de ambos os materiais deve seguir critérios estéticos rigorosos, nomeadamente ao nível do tratamento final dos mesmos, no sentido de dissimular, de certa forma, as modificações projectadas.

No que concerne à via de circulação do metro ligeiro, opta-se pelo uso de uma via não balastrada, em betão armado, consequência das suas melhores características comparativamente com a via balastrada, abordadas na secção 4.1.4.

4.1.2. BETÃO ARMADO

O betão armado é dos materiais mais utilizados actualmente na construção e figura como a tela urbanística das cidades mais recentes, tendo-se iniciado a sua aplicação massiva apenas no século XX. Este reúne as vantagens dos dois constituintes principais: a capacidade compressiva do betão e a resistência à tracção do aço.

O betão é uma mistura proporcionada de agregados (brita ou godo e areia), um ligante hidráulico, água, e, em certos casos, adições e/ou adjuvantes. Constitui um material heterogéneo, muito sujeito à qualidade do seu fabrico e mão-de-obra, no sentido em que é necessário equilibrar rigorosamente as proporções de cada constituinte para obter as propriedades pretendidas.

O ligante hidráulico no betão tem a função de se transformar numa pasta aglomerante por reacção química. Assim, tem de ser suficiente para que a reacção ocorra por completo, mas não pode ser demasiado para que o betão não seja excessivamente permeável e, como consequência, perca a sua resistência e durabilidade. A proporção entre areia e brita também deve ser tal que permita que o betão se adapte às formas projectadas e envolva convenientemente as armaduras.

Como características principais do betão destacam-se: a sua capacidade de adaptação às mais diversas formas, moldando-se à visão do projectista; boa resistência à compressão, entre 20MPa e 50MPa no

caso do betão comum; peso volúmico médio de 2400kg/m^3, inferior ao do aço (7850kg/m^3); e resistência à tracção muito reduzida, tipicamente 10% da resistência à compressão, justificando a utilização de betão armado. No quadro 11 apresentam-se as características fundamentais de resistências e módulo de elasticidade dos betões de classes C40/50 e C45/55, segundo o Eurocódigo 2.

Quadro 11 – Características do betão

Classe	C40/50	C45/55
f_{ck} (MPa)	40	45
f_{ctm} (MPa)	3,5	3,8
E_{cm} (GPa)	35	36

O betão armado utilizado na superstrutura existente é, conforme referido na secção 1.4.2, considerado como da classe C40/50 (na data de execução não existiam as Normas Europeias, contudo, segundo Appleton 1998, esta comparação é aceitável). Na nova estrutura opta-se, por motivos de necessidade de uma resistência à compressão superior, pela utilização de betão armado da classe C45/55 no tabuleiro, pilares, arco e pórtico das pilastras. Na restante estrutura, nomeadamente as pilastras, por serem alvo de um reforço por aumento da secção, selecciona-se o betão da classe C40/50.

No que concerne às armaduras passivas do betão, estas são normalmente concretizadas em varões, redes electrossoldadas, fios ou armaduras especiais. A armadura ordinária presente na actual ponte é considerada como da classe A235, caracterizada por uma tensão de cedência de 235MPa. Na nova estrutura foram consideradas armaduras constituídas por varões de aço da classe A500 NR (N - fabrico laminado a quente; R - superfície rugosa). Esta armadura possui tensão de cedência de 500MPa e tensão de rotura de 550MPa. O valor de cálculo do módulo de elasticidade para ambas as classes é de 200GPa.

4.1.3. Aço

O aço é um material homogéneo, em consequência da mistura em solução sólida de ferro maioritariamente com carbono, formando a liga metálica mais utilizada na construção. A presença do carbono neste material representa entre 0,2% e 2,1% do peso total, dependendo da sua classe. Este elemento actua como agente de reforço, prevenindo os deslocamentos relativos na estrutura cristalina do ferro. A variação da quantidade de carbono no aço modifica as suas propriedades, particularmente a tensão de cedência, a ductilidade e a dureza. Além do carbono, existem normalmente outros materiais na composição do aço. Estes são provenientes principalmente do seu processo de fabrico e prejudiciais para as suas características, como o enxofre e o fósforo. Para melhorar as propriedades do aço, são utilizados igualmente outros componentes, tais como o níquel, o crómio e o magnésio. Todos estes materiais não devem representar mais do que 2% da composição da liga metálica (Soares 1992).

A utilização do aço na construção civil proliferou-se durante o século XIX, com a Revolução Industrial iniciada em Inglaterra. Apesar de já ser conhecido e empregue noutros sectores, os custos associados à sua produção impediam uma utilização em grande escala. O mais antigo utensílio em ferro conhecido possui cerca de 4000 anos. Foi descoberto numa escavação arqueológica em Anatólia, próximo da actual cidade de Ancara, na Turquia.

Quanto aos custos do aço na construção civil, este possui um preço superior ao do betão, necessitando de mão-de-obra especializada para o seu fabrico e montagem.

Dadas as suas características de resistência, permite superar o elevado peso volúmico, construindo estruturas relativamente leves e esbeltas, com recurso a menores quantidades deste material.

Como características essenciais destacam-se: elevado peso volúmico, a rondar os 7850kg/m^3; forte ductilidade; elevada resistência, com tensões de cedência para aço macio corrente entre 235MPa e 355MPa e tensões de rotura à tracção entre 360MPa e 550MPa; baixa resistência ao fogo; forte homogeneidade e isotropia nas suas propriedades; resistências semelhantes em tracção e compressão; e elevado módulo de elasticidade, 210GPa.

Um aspecto importante a considerar nas estruturas metálicas é a sua tendência para a corrosão. Em ambientes húmidos, o aço sofre uma reacção química expansiva que diminui progressivamente a sua secção resistente enquanto não se tomarem medidas mitigadoras, tais como sistemas de protecção catódica, pintura ou passivação. Este facto assume particular relevo numa estrutura próxima da costa como esta, pelo que é necessário proteger convenientemente os elementos metálicos com pintura adequada, manutenção frequente, e eventual colocação de elementos com resistência melhorada à corrosão nos seus constituintes.

O aço aplicado na estrutura projectada, excepto em armaduras ordinárias do betão armado, é do tipo S 235, de acordo com o Eurocódigo 3, Norma EN10025-2, com tensão de cedência f_y=235MPa e tensão de rotura f_u=360MPa, para elementos de espessura nominal, *t*, igual ou inferior a 4cm.

4.1.4. VIA DE CIRCULAÇÃO DO METRO

Conforme referido em capítulos anteriores, a via adoptada para a circulação do metro é do tipo betonada, ou seja, sem utilização de balastro. As vantagens comparativamente à via balastrada são claras: menor altura e largura necessárias para a infra-estrutura; menores vibrações transmitidas à estrutura de suporte; necessidade de manutenção menos frequente; e maior segurança, no sentido em que não existe a possibilidade de projecção acidental do balastro.

Confrontando os custos das duas opções, a via balastrada tem um preço inicial inferior mas, considerando as vantagens e menores encargos a longo prazo da opção pela via betonada, os custos totais com a última têm potencial para serem inferiores.

A via betonada a implementar (ver figuras 86 a 89) é constituída pelos seguintes elementos fundamentais: betão de selagem; travessas de betão bibloco do tipo *Stedef*; “pantufas” e “palmilhas”; e o carril do tipo *vignole* 50E6 (U-50).

O betão de selagem é da classe C35/45 e tem como objectivo garantir a posição da via. É aplicado até à junta do rebordo da “pantufa”, com a espessura máxima de 18cm. Possui inclinação transversal de 0,5% para escoamento de águas até à caleira longitudinal ao eixo da plataforma.

As travessas bibloco do tipo *Stedef* possuem 19cm de altura por 69cm de largura. Permitem o encaixe em cada um dos blocos de uma “pantufa” e uma “palmilha”, com espessura total de cerca de 2cm, com o objectivo de diminuir as vibrações. As travessas apoiam no betão de selagem e suportam os carris.

O perfil do carril utilizado é do tipo 50E6 (U-50) e/ou, se necessário, do tipo gola, com o objectivo de impedir que o veículo sofra rotação transversal. O perfil do tipo 50E6 possui secção transversal com 64,84cm^2, 15,3cm de altura e massa de 50,90kg/m. Na figura 86 apresenta-se a secção transversal do carril e a travessa bibloco. Este carril é do tipo *vignole*, caracterizado pelo seu fundo plano.

As figuras 87 e 88 correspondem a uma parcela da via betonada aplicada nos acessos do Metro do Porto à Ponte Luiz I. A figura 89 representa a secção transversal da via betonada a aplicar na nova estrutura.

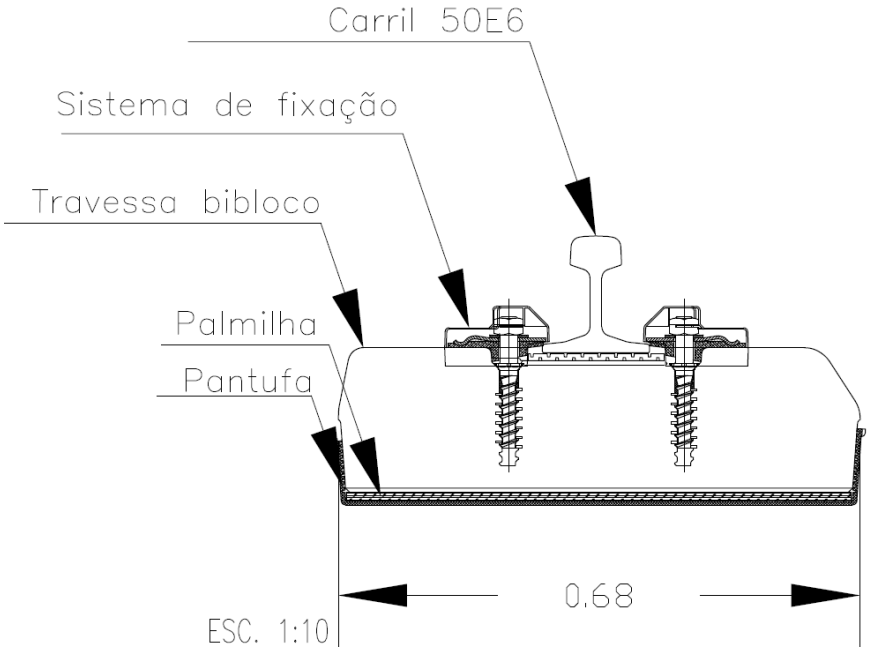


Fig.86 – Secção transversal do carril e travessa bibloco
(com elementos de Metro do Porto S.A. 2011c)

Fig.87 – Travessa bibloco e carril aplicado nos acessos à Ponte Luiz I na margem do Porto

Fig.88 – Via betonada nos acessos à Ponte Luiz I na margem do Porto

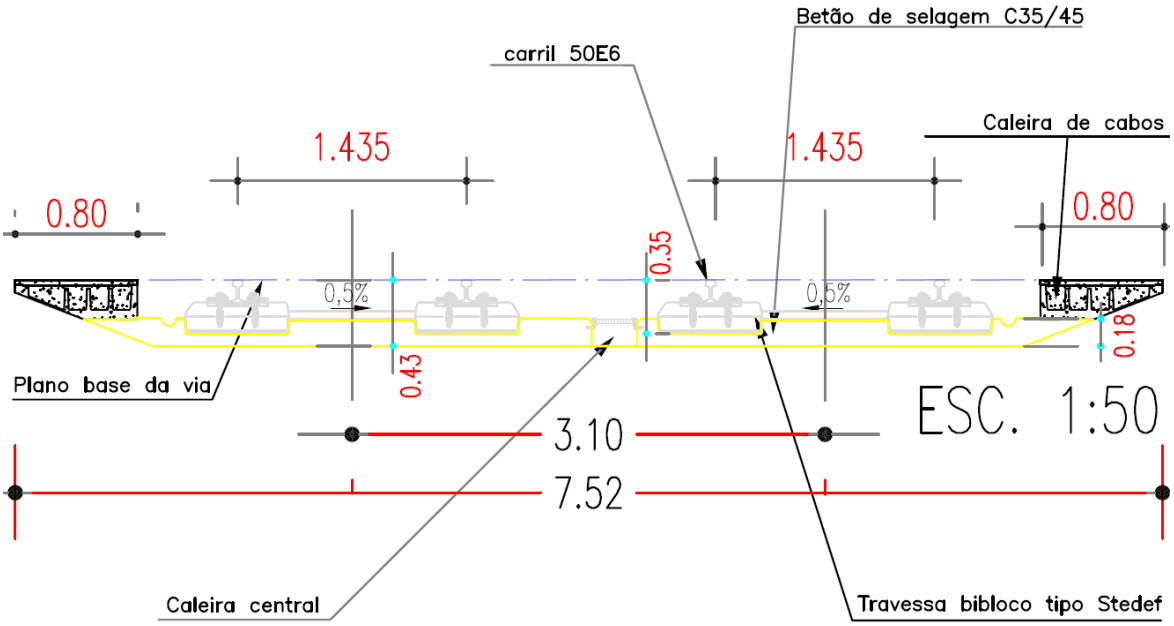


Fig.89 – Secção transversal da via betonada
(com elementos de Metro do Porto S.A. 2011c)

4.2. NORMAS E PRINCÍPIOS GERAIS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Os critérios de contabilização das acções sobre a estrutura e verificação de segurança utilizados no dimensionamento seguem preferencialmente as normas europeias, através dos Eurocódigos e, em casos pontuais, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA - Decreto-Lei nº 235/85, de 31 de Maio).

No que concerne às sobrecargas do Metro do Porto, atendendo ao facto de ambos os regulamentos não possuírem orientações para veículos de metro ligeiro, opta-se pela utilização do veículo real.

As normativas europeias usadas no dimensionamento são as seguintes:

- EN1990:2002, Bases para o projecto de estruturas;
- EN1990:2003, Anexo A2, Aplicação em pontes (versão final, em inglês);
- EN1991-1-1:2002, Acções em estruturas: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- EN1991-2:2003, Acções em estruturas: Sobrecargas em pontes (versão em inglês);
- EN1992-1-1:2004, Projecto de estruturas de betão – Regras gerais e regras para edifícios;
- EN1992-2:2005, Projecto de estruturas de betão – Pontes em betão – Regras de dimensionamento e detalhe (versão em inglês).

As verificações de segurança ao Estado Limite Último são efectuadas principalmente por limitação dos esforços actuantes aos esforços resistentes, onde as acções são majoradas e as propriedades resistentes dos materiais são minoradas por coeficientes tabelados.

No dimensionamento distinguem-se três tipos de combinações para as acções variáveis com diferentes probabilidades de ocorrência, determinados pela utilização de coeficientes acompanhantes, ψ, representados no quadro 12, juntamente com os coeficientes de segurança. No presente trabalho são apenas utilizados os coeficientes ψ_0 e ψ_2.

Quadro 12 – Coeficientes de segurança e valores acompanhantes de cálculo das diferentes acções

	γ	ψ_0	ψ_2
Peso Próprio Estrutural	1,35	-	-
Restante Peso Próprio	1,50	-	-
Sobrecarga Rodoviária	1,50	0,6	0,2
Sobrecarga Ferroviária	1,50	0,8	0,4
Vento	1,50	0,4	0,0

As acções dividem-se em três tipos: acções permanentes (G), onde se inclui o peso próprio das estruturas e equipamentos fixos; acções variáveis (Q), relativas às sobrecargas, acções do vento ou neve; e acções de acidente (A). No presente trabalho abordam-se os dois primeiros tipos de acções.

Para verificações em Estado Limite Último, o valor de cálculo dos esforços actuantes tendo como acção de base uma sobrecarga é dado por

$$S_{Ed} = \sum \gamma_G \times G_{k,i} + \gamma_Q \times \left[Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{m} \psi_0 \times Q_{k,i}\right] \qquad (9)$$

Em Estado Limite de Utilização é efectuado um controlo de tensões com recurso às combinações característica e quase-permanente de acções, esta última de maior probabilidade de ocorrência. A combinação característica, também denominada por combinação rara, é obtida por

$$S_{car} = \sum G_{k,i} + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \qquad (10)$$

enquanto a combinação quase-permanente é dada por

$$S_{cqp} = \sum G_{k,i} + \sum_{i=1}^{n} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \qquad (11)$$

onde γ_G e γ_Q são os coeficientes de segurança relativos às acções permanentes e variáveis, respectivamente; G_k é o valor característico resultante de uma acção permanente; $Q_{k,1}$ é a acção variável, no seu valor característico, considerada como de base na combinação; $Q_{k,i}$ são os valores característicos resultantes das restantes acções variáveis; ψ_0 é o coeficiente acompanhante de cálculo para a combinação característica; e ψ_2 é o coeficiente acompanhante de cálculo para a combinação quase-permanente.

Relativamente à deformada máxima admissível, recorre-se ao Eurocódigo 0, Anexo A2. Este estipula o valor máximo de

$$\delta = L/600 \qquad (12)$$

sob acção característica, ampliada do coeficiente dinâmico. Na expressão (12) L representa o vão entre apoios. Este valor da deformada é referência para pontes ferroviárias, contudo, dadas as características semelhantes, é admitido como válido para o metro ligeiro. Para pontes rodoviárias o Eurocódigo 0 refere que esta verificação é necessária apenas em casos excepcionais. Esta verificação tem como objectivos manter o material rolante e a via sem demasiado desgaste, assim como garantir as condições de conforto dos passageiros na categoria “muito bom”. Neste sentido, a verificação deve ser efectuada para as deformações causadas pelas sobrecargas de metro ligeiro, considerando que tal ocorre em simultâneo com a sobrecarga rodoviária.

O Eurocódigo menciona ainda, para pontes ferroviárias que se desenvolvam em viga contínua por três ou mais vãos, que o valor referido na expressão (12) deve ser multiplicado pelo factor 0,9. Isto limita,

desta forma, o deslocamento vertical máximo a *L*/540. Para o vão mais comum da Ponte da Arrábida, com *L*=21,2m, representa um deslocamento máximo vertical de 3,9cm sob acção das sobrecargas.

4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.3.1. ANÁLISE COM PROGRAMA DE CÁLCULO

A análise com recurso ao programa de cálculo engloba apenas a nova estrutura, não se efectuando a modelação da estrutura existente. Esta opção é justificada pela forma como a nova estrutura se relaciona com a existente para as acções consideradas no cálculo, sendo previsível que os esforços sejam absorvidos principalmente pela estrutura projectada.

A modelação numérica é efectuada com recurso ao software de análise estrutural comercial *Autodesk Robot Structural Analysis 2011*, elaborando-se dois modelos numéricos, um local e outro global. Em ambos é realizada apenas uma análise estática linear, considerada suficiente para efeitos de análise de viabilidade estrutural, permitindo obter os esforços, deslocamentos e deformações sob as acções consideradas.

Uma análise dinâmica seria justificável em estudos posteriores, que tivessem em conta os efeitos de vibração causados pelo deslocamento do metro ligeiro ao longo da travessia. Todavia, considera-se que a velocidade de circulação se encontra limitada de tal forma que os efeitos dinâmicos são negligenciáveis.

A hipótese de análise linear é válida se a relação entre as cargas e respostas for considerada como linear. Para tal, pressupõe-se que as deformações são pequenas, que as cargas se mantêm inalteráveis durante a deformação do modelo e que os materiais seguem a Lei de Hooke, mantendo a tensão proporcional à deformação.

O modelo local é composto totalmente por elementos do tipo casca e pretende analisar o comportamento transversal da viga caixão, dificilmente analisável no modelo global. O modelo global é discretizado em elementos finitos de barra que representam tridimensionalmente os constituintes principais da nova estrutura.

4.3.2. ANÁLISE LOCAL

A análise ao nível local tem como objectivo estudar o comportamento transversal da viga caixão sob as diferentes combinações de acções, permitindo assim a verificação ao Estado Limite Último de resistência à flexão, esforço transverso e momento torsor e ao Estado Limite de Utilização por controlo de tensões e deformações das duas “lajes” (banzos).

Comparativamente com os modelos de grelha, o modelo do tipo casca apresenta como vantagem mais significativa a melhor simulação da deformabilidade das lajes. É de realçar ainda que a representação deste tipo de tabuleiro para efeitos transversais num modelo de grelha não é facilmente resolúvel. Assim, o modelo deve permitir obter os esforços instalados nas duas lajes, superior e inferior, além da deformada ao nível transversal para as posições de carga mais desfavoráveis. O inconveniente mais significativo deste tipo de modelo é o facto de os esforços serem obtidos por nó e por elemento, ou seja, num mesmo nó existem diferentes valores de esforços consoante o elemento em questão. Esta situação ocorre porque os elementos finitos de laje são compatíveis em termos de deslocamentos mas não de esforços. Nestas situações é necessário efectuar a média dos vários momentos no mesmo nó.

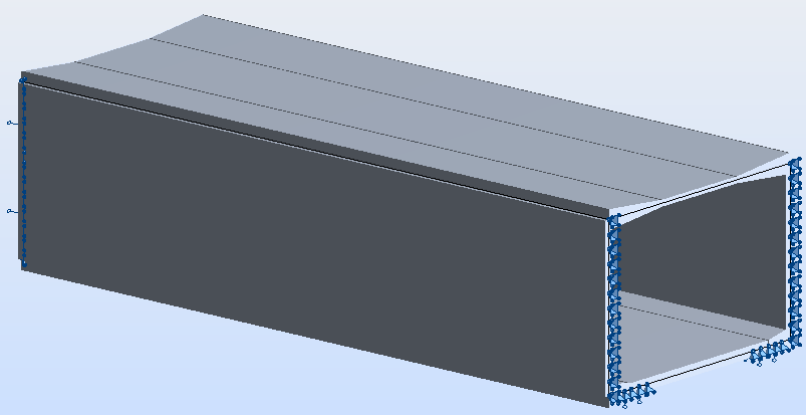


Fig.90 – Vista tridimensional do modelo de cálculo local da viga caixão

O modelo local (figura 90) utiliza elementos de casca definidos por quatro nós. Estes elementos podem apresentar espessura variável (opção *tapered*) segundo um plano definido, permitindo assim representar as secções dos banzos. O sistema de eixos adoptado para este modelo consiste nos eixos *x*, *y* e *z*, referentes, respectivamente, às direcções horizontal transversal, horizontal longitudinal e vertical.

De forma a conferir ao modelo dimensões mais aproximadas relativamente à estrutura real são utilizados habitualmente elementos fictícios de ligação, sem massa. No entanto, neste modelo a opção recai por não utilizar este tipo de elementos e, assim, é necessário analisar as diferenças de dimensões por comparação do peso próprio transmitido aos apoios. A reacção total dos apoios no modelo de casca é 4 413kN, enquanto a contabilização da carga permanente associada à secção transversal real é 4 500kN. Este desvio representa um erro de 1,9%, considerado desprezável para este estudo. A aproximação efectuada está representada na figura 91.

Foi estudada a possibilidade de utilização de elementos de volume, sendo este tipo de modelo mais complexo em modelação, cálculo e tratamento de resultados, prevendo-se que os ganhos no tipo de análise efectuada não sejam relevantes. Este tipo de modelo seria justificável apenas na análise da ligação do arco ao tabuleiro, de geometria complexa, não sendo o assunto abordado com tal detalhe neste trabalho.

Durante o processo de dimensionamento as almas da viga caixão são também referidas como “paredes” e, em concordância com esta nomenclatura, os banzos são abordados como “lajes”. Esta opção surge naturalmente da utilização dos banzos como “lajes” de suporte às acções das sobrecargas rodoviárias e de metro ligeiro, descarregando estas transversalmente em “paredes”, correspondentes às almas da viga caixão.

A malha de elementos finitos utilizada (ver figura 92) possui elementos com dimensões de 0,40m nas secções das paredes da viga caixão e zonas de laje onde esta apresenta espessura constante. Nas secções de espessura variável são utilizados elementos com metade da dimensão anterior na direcção transversal, 0,20m, e o mesmo comprimento na direcção longitudinal, 0,40m. Na figura 91 é exposta uma parcela do modelo de cálculo com a representação da malha de elementos finitos.

É modelado apenas um tramo típico entre pilares, de 21,20m de extensão, por se considerar como sendo suficiente para replicar o comportamento transversal da viga caixão e as redistribuições ocorridas a nível longitudinal, além de permitir estudar os casos mais desfavoráveis de posicionamento do metro ligeiro.

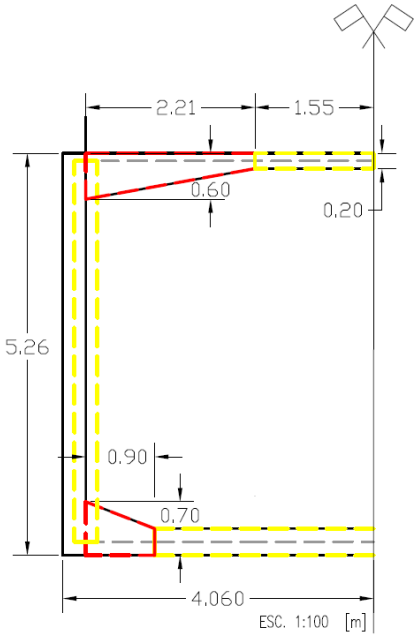


Fig.91 – Aproximação efectuada no modelo de cálculo local da viga caixão

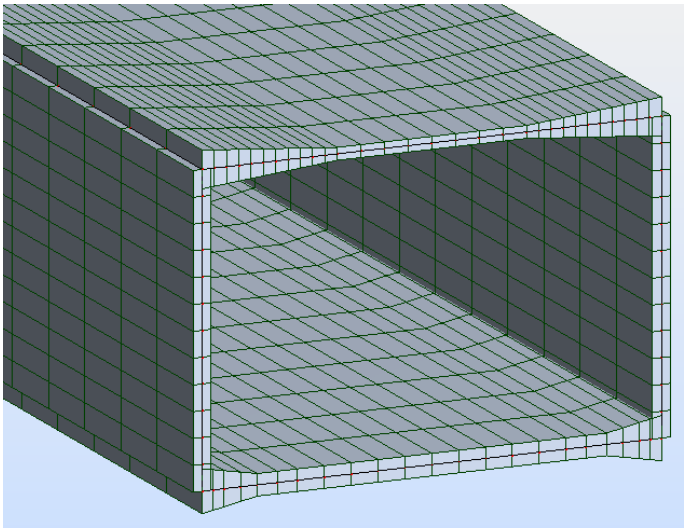


Fig.92 – Malha de elementos finitos do modelo local da viga caixão

Neste tipo de modelo, as condições fronteira são essenciais para obter resultados fiáveis. Nesse sentido, de forma a simular os apoios dos pilares, esbeltos em comparação com as dimensões da viga caixão, são aplicados apoios lineares com restrição de movimentos de translação verticais mas com liberdade de rotação e de translação horizontal, conforme demonstram as figuras 90 e 93.

De forma a replicar as condições de continuidade, tendo em conta que a viga caixão actua como um elemento único ao longo de toda a sua extensão, são utilizados apoios nas “paredes” da viga caixão que impedem o movimento longitudinal, garantindo assim que as superfícies destas “paredes” se mantêm planas. O fenómeno do bambeamento, ou seja, o movimento das “paredes” no sentido transversal, é impedido pelo contraventamento do tabuleiro existente ao longo da zona superior, preenchendo entre 31% e 44% da altura total da viga caixão.

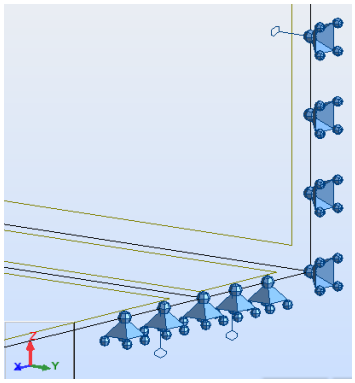


Fig.93 – Detalhe das condições fronteira utilizadas no modelo local da viga caixão

4.3.3. ANÁLISE GLOBAL

O modelo global é espacial no seu conjunto, ou seja, constitui um modelo do tipo pórtico tridimensional. Contudo, o elemento longitudinal preponderante à flexão, a viga caixão, é bidimensional, do tipo barra.

Os eixos utilizados no referencial global da estrutura apresentam a direcção *x* como longitudinal, *y* como transversal e *z* como vertical. O modelo de cálculo global está representado nas figuras 94 a 98.

As condições de apoio são simuladas com apoios nodais do tipo rígido. Os encontros do tabuleiro apresentam liberdade de deslocamento horizontal e de rotação, os encontros do arco são modelados com apoios do tipo duplo, apenas com liberdade de rotação em torno de qualquer eixo e, nas fundações de todos os pilares assentes nas encostas em viaduto, os apoios são do tipo encastramento total. Opta-se por inserir rótulas na ligação entre o tabuleiro e os pilares nos oito pilares mais curtos apoiados no arco, pertencentes aos planos C, C´, D e D´ (ver anexo A4-1), de modo a evitar os previsíveis momentos flectores elevados.

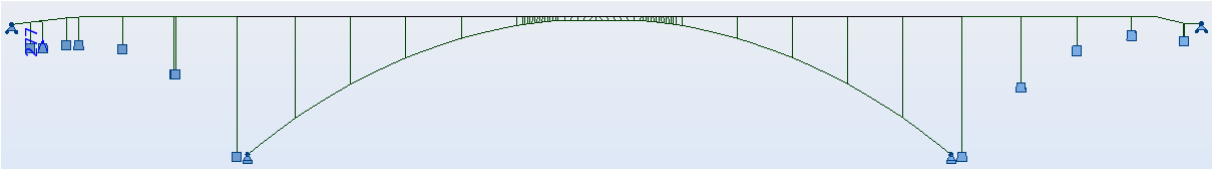


Fig.94 – Alçado longitudinal do modelo de cálculo global da estrutura projectada – plano *x0z*

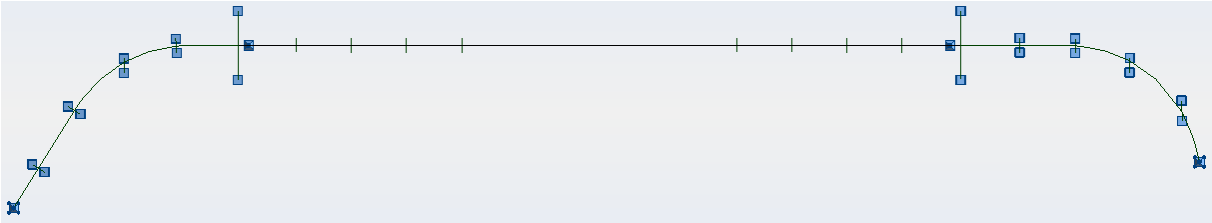


Fig.95 – Planta do modelo de cálculo global da estrutura projectada – plano *x0y*

Fig.96 – Alçado lateral do modelo de cálculo global da estrutura projectada com representação a cor vermelha dos nós – plano *x0y*

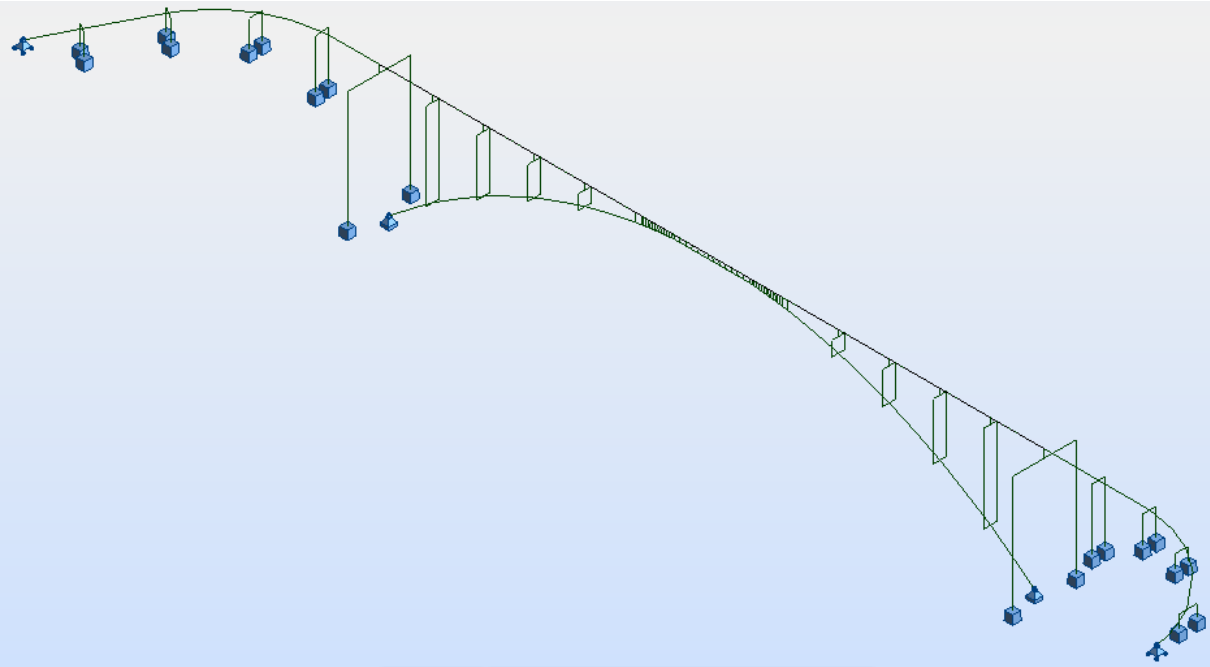


Fig.97 – Vista tridimensional do modelo de cálculo global da estrutura projectada

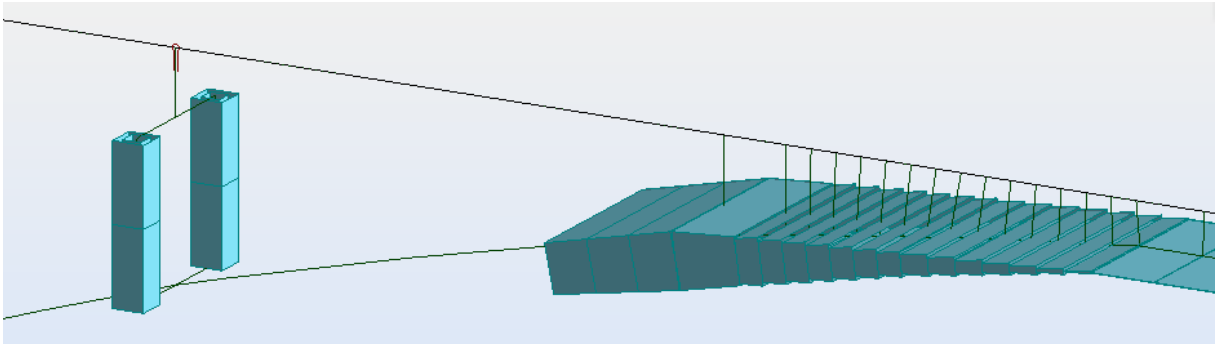


Fig.98 – Vista tridimensional de algumas das secções utilizadas e rótula do modelo de cálculo global da estrutura projectada

O modelo é totalmente discretizado em elementos finitos do tipo barra. Pretende-se com este efectuar uma análise ao nível dos esforços instalados e deformações longitudinais e transversais sob acção das diferentes combinações, como consequência da replicação das acções na direcção longitudinal. Isto

permite efectuar as verificações ao Estado Limite Último e Estado Limite de Utilização ao nível dos diferentes elementos estruturais.

Este tipo de modelo reproduz todos os elementos principais da ponte e é muito vantajoso em tempo de elaboração, facultando a rápida modelação de uma estrutura de dimensões significativas. Como consequência, é um modelo "leve", com baixos tempos de cálculo, facilitando diversos ajustes durante a fase de dimensionamento.

O tabuleiro em viga caixão dispõe-se com uma única secção transversal, modelada com elementos de barra alinhados longitudinalmente de comprimento maioritariamente constante de valor 1,325m, que simula principalmente o comportamento à flexão da viga caixão. Cada barra é totalmente representada pela sua área transversal e três momentos de inércia: de torção, de flexão segundo o eixo horizontal e de flexão segundo o eixo vertical. Estas características, considerando a geometria complexa da peça, são obtidas com o auxílio do software *Fagus-4*, de cálculo e dimensionamento de secções transversais, produzido pela empresa *Cubus*.

A ligação da viga caixão aos pilares e dos pilares ao arco é efectuada com recurso a elementos de barra de comportamento infinitamente rígido, sem massa, de forma a serem colocados na sua posição transversal correcta, conferindo tridimensionalidade ao modelo. Esta tridimensionalidade é necessária para estudo dos efeitos torsionais.

Inicialmente, foi considerada a hipótese de discretizar a viga caixão transversalmente, adicionando barras sem massa, definidas pelo seu eixo médio, que simulam o comportamento transversal da viga caixão. Todavia, tal situação levaria a demasiado detalhe num modelo que se pretende simples, de rápida análise e preponderantemente de estudo do comportamento longitudinal. Assim, a opção incide por conduzir toda a análise transversal ao nível da viga caixão para o modelo local de casca.

Os pilares apresentam secção transversal constante ao longo do seu desenvolvimento, podendo ser caracterizados, tal como a viga caixão e as pilastras, por uma única secção transversal, definida na secção 3.2.2. As barras referentes aos pilares possuem secção facilmente definida no programa de cálculo como do tipo paramétrico.

O arco possui secção transversal variável ao longo do seu desenvolvimento, caracterizada na secção 3.2.2. A transposição dessa variação para o modelo de cálculo é efectuada com recurso às secções médias, caracterizadas no quadro 13. O sistema de eixos local utilizado no arco apresenta a direcção *x* como longitudinal, *y* como transversal e *z* como vertical.

A introdução das secções no programa de cálculo segue o mesmo método utilizado na viga caixão. A partir da secção 5 em direcção ao fecho do arco, tal como mencionado anteriormente, as secções são de alma cheia. A sua definição no programa de cálculo é efectuada com a função *tapered*, permitindo realizar secções com variação linear de dimensões do nó inicial para o final. Além disso, as secções encontram-se ligadas por barras infinitamente rígidas sem massa à viga caixão, até à situação em que o arco se funde com o tabuleiro. A partir desta secção as forças de compressão são transmitidas ao longo da viga caixão com o auxílio de uma placa de aço colocada justaposta inferiormente à laje inferior da viga caixão, apresentando 2cm de espessura por 7m de largura, em sintonia com a dimensão transversal que vem do arco. No modelo, este elemento encontra-se ligado à viga caixão por intermédio de barras infinitamente rígidas sem massa.

Quadro 13 – Secções transversais do arco utilizadas no modelo de cálculo global

Secção	H (m)	A (m^2)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	I_z (m^4)	Tipo
20-19	13,802	16,14	44,24	14,50	75,16	Secção Aligeirada
19-18	12,408	15,48	40,57	13,10	72,45	
18-17	11,358	14,78	36,90	11,72	69,59	
17-F	10,715	14,39	34,96	11,00	68,02	
F-16	9,922	14,08	33,42	10,43	66,73	
16-15	8,908	13,48	30,62	9,41	64,30	
15-14	8,062	12,85	27,81	8,40	61,73	
14-E	7,494	12,40	25,88	7,72	59,87	
E-13	6,955	12,08	24,58	7,27	58,59	
13-12	6,282	11,63	22,79	6,64	56,73	
12-11	5,626	11,07	20,69	5,92	54,44	
11-D	5,171	10,58	18,87	5,33	52,44	
D-10	4,819	10,30	17,96	5,01	51,30	
10-9	4,359	9,95	16,85	4,63	49,87	
9-8	3,888	9,43	15,28	4,09	47,75	
8-C	3,570	9,01	14,06	3,69	46,04	
C-7	3,318	8,76	13,35	3,45	45,01	
7-6	3,076	8,45	12,51	3,18	43,75	
6-5	3,243	8,20	11,84	2,97	42,72	
5	4,383	30,68	-	-	-	Secção Cheia (*Tapered*) +Viga Caixão
B	4,098	28,69	-	-	-	
4	1,607	11,25	-	-	-	
3	0,266	1,86	-	-	-	
2	-	8,49	80,65	38,74	79,87	Viga Caixão
A	-	8,49	80,65	38,74	79,87	
1	-	8,49	80,65	38,74	79,87	
0	-	8,49	80,65	38,74	79,87	

As pilastras e respectivo pórtico, tal como a viga caixão e o arco, encontram-se definidos com um alinhamento em barra representativo de toda a secção. De forma a posicionar correctamente ambos os elementos no seu eixo são utilizadas, novamente, barras infinitamente rígidas e sem massa. As características geométricas necessárias para definir a secção das pilastras encontram-se sistematizadas na secção 3.2.2.

O pórtico das pilastras apresenta secção variável ao longo do seu desenvolvimento, tendo sido necessária a sua divisão em diferentes secções para discretização no programa de cálculo. Opta-se pela fragmentação em cinco secções de 2,10m de comprimento longitudinal, conforme se encontra representado no quadro 14. O sistema de eixos local utilizado apresenta a direcção *x* como longitudinal, *y* como transversal e *z* como vertical.

Quadro 14 – Características geométricas da secção transversal considerada no cálculo dos pórticos das pilastras

Secções	1	2	3	4	5
H (m)	3,82	3,36	3,16	3,04	3,00
A (m^2)	6,83	6,10	5,78	5,58	5,52
I_x (m^4)	0,83	0,70	0,64	0,61	0,60
I_y (m^4)	7,89	5,72	5,00	4,62	4,51
I_z (m^4)	16,32	14,39	13,56	13,06	12,89

4.4. ANÁLISE ESTÁTICA DA ESTRUTURA

4.4.1. ACÇÕES SOBRE A ESTRUTURA

As acções consideradas como fundamentais para o dimensionamento com o rigor necessário são as cargas permanentes, que numa estrutura deste tipo representam a maior percentagem da carga total, as sobrecargas verticais rodoviárias e de metro ligeiro, e a sobrecarga do vento, para análise do comportamento torsional. As componentes transversais destas sobrecargas, tal como a força de lacete, não foram consideradas no dimensionamento. A sobrecarga relativa à neve não é aplicada atendendo à localização da estrutura.

Em desenvolvimentos futuros deverão ser consideradas as acções do tipo lento, tais como a fluência e retracção do betão, e os efeitos da temperatura. Relativamente às sobrecargas, também se devem analisar, por exemplo, as forças centrífugas, as forças de aceleração e de travagem. A sobrecarga de sismo é considerada como sendo absorvida pela estrutura existente, de maiores dimensões transversais, na qual se encontra contraventada a nova estrutura. Em desenvolvimentos futuros é necessário o estudo da interacção entre as duas estruturas a este nível.

4.4.1.1. Acções permanentes

As acções permanentes englobam o peso próprio estrutural e o peso próprio das instalações fixas colocadas no tabuleiro da ponte.

O peso próprio estrutural é analisado directamente no programa de cálculo através do peso volúmico dos elementos. Para esse efeito, considera-se 77kN/m^3 e 25kN/m^3 para os pesos volúmicos do aço e betão armado, respectivamente.

Ao nível das pilastras e seu pórtico é necessário considerar também a carga referente à estrutura existente. No que concerne às pilastras em si, é indispensável contabilizar a carga relativa à sua estrutura superior a partir do nível inferior da viga caixão. Esta parcela não apresenta funções estruturais, não tendo sido incluída como elemento no modelo de cálculo. Sabendo que as pilastras possuem secção transversal de 7m^2 e uma extensão de 13,75m desde a secção inferior da viga caixão até ao topo, considera-se uma carga nodal por pilastra de 2 406kN.

Relativamente à carga dos vãos adjacentes ao pórtico das pilastras, que descarregam neste, segundo os dados obtidos do Projecto da Ponte da Arrábida (Cardoso 1955), a carga permanente a distribuir pelo comprimento longitudinal do pórtico pode ser considerada como 582t, ou seja, 5 705kN. A esta carga permanente acrescentam-se todas as sobrecargas. No entanto, este projecto engloba a demolição de uma extensão transversal com 8,12m do tabuleiro original. Sabendo que a largura total corresponde a 26,5m, está prevista a demolição de aproximadamente um terço da largura do tabuleiro existente, na zona onde se concentra mais material estrutural. Assim, de forma conservativa, é considerada para o

cálculo a carga referida anteriormente de 5 705kN, evitando assim o cálculo das sobrecargas. Dessa forma, é aplicada uma carga uniformemente distribuída ao longo do comprimento de 22,5m do pórtico das pilastras, de valor 255kN/m.

No que concerne à carga das instalações fixas (ver quadro 15), a via de metro ligeiro possui a maior parcela, com 28,3kN/m de desenvolvimento da viga caixão. A via rodoviária apresenta apenas o pavimento e o separador central, totalizando 19,5kN/m.

Para colocação no modelo de cálculo local, as cargas referentes à via de metro ligeiro, excepto catenária, foram consideradas como uniformemente distribuídas ao longo do comprimento transversal central, onde a laje inferior possui menor espessura.

A carga pertencente à via rodoviária é dividida em duas componentes. A carga do separador de faixas de trânsito rodoviário do tipo *New Jersey,* distribuída por um comprimento transversal de 0,55m, e a carga do pavimento, distribuída pelo restante comprimento, correspondente a 7,57m. O pavimento considerado possui uma espessura de 6cm e é do tipo rígido, constituído por uma laje de betão de cimento. Apesar de este apresentar um custo inicial superior, não exige manutenção tão regular. Também na restante extensão transversal rodoviária, referente ao tabuleiro existente, se propõe a utilização deste tipo de pavimento. De forma a efectuar o preenchimento da altura entre o topo do tabuleiro existente e o topo da viga caixão (anexo A1-2) é utilizado um betão aligeirado com granulado de poliestireno expandido (EPS). A dosagem das partículas de EPS e a quantidade de areia permitem controlar a densidade deste betão. De forma a atingir a resistência de 2,1MPa é utilizada uma solução de massa volúmica 400kg/m^3, resultante da mistura em 1m^3 de betão de 175l de água, 300kg de cimento, 100kg de areia e 1 000l de EPS.

A carga referente à catenária é considerada como uniformemente distribuída ao longo da laje superior, na extensão de espessura inferior da laje, correspondente a 3,10m. As diferentes cargas equacionadas encontram-se sistematizadas no quadro 15.

Quadro 15 – Cargas permanentes utilizadas nos modelos de cálculo

	γ (kN/m^3)	A_{transv} (m^2)	L_{transv} (m)	Nº de elementos	Carga (kN/m^2)	Carga (kN/m)
Carris	77	0,003	5,60	4	0,18	1,0
Travessas bibloco	25	0,066	5,60	4	1,18	6,6
Betão de selagem	25	0,814	5,60	1	3,64	20,4
Catenária	-	-	3,10	1	-	0,3
Pavimento	25	0,454	7,27	1	1,56	11,4
Separador tipo *New-Jersey*	25	0,325	0,55	1	14,77	8,1
					TOTAL	47,80

4.4.1.2. Acções variáveis

Sobrecarga rodoviária

As acções de sobrecarga rodoviária encontram-se definidas no Eurocódigo 1-2, secção 4, para pontes com vãos carregados até 200m. Para vãos superiores, como o caso em estudo, a regulamentação actua de um modo conservativo.

Estão previstos quatro modelos de carga, tendo sido utilizado no dimensionamento apenas um, considerado suficientemente abrangente. O Modelo de Carga 1 possui dois sistemas de carregamento, permitindo uma verificação tanto ao nível local como global.

O primeiro sistema de carregamento consiste num conjunto de cargas concentradas, de forma a cobrir os veículos mais pesados, adequando-se assim a uma verificação ao nível local (ver figura 99).

Este sistema, de eixo duplo, apresenta em cada roda uma carga de valor

$$0{,}5 \times \alpha_Q \times Q_k \qquad (12)$$

onde α_Q corresponde a um factor de redução atendendo ao tráfego esperado, tomado, de forma conservativa, igual à unidade . O valor de Q_k é tomado como 300kN para a via número um, onde se espera o tráfego mais pesado. As vias em questão são ambas do tipo três (as vias de trânsito numeram-se da direita para a esquerda no sentido do trânsito), consistindo num valor regulamentado de 100kN. No entanto, é utilizado o valor superior, atendendo ao facto de esta estrutura não ser a mesma da referente às restantes vias de trânsito.

O segundo sistema consiste numa carga distribuída ao longo da superfície do tabuleiro, posicionada de forma a obter os efeitos mais desfavoráveis nos diferentes elementos. De forma semelhante ao primeiro sistema, opta-se por utilizar o valor máximo para esta carga, correspondente à via número um, sem utilização do factor de redução. O valor da carga distribuída a aplicar é, assim, 9kN/m^2, distribuído ao longo dos 6m correspondentes às duas vias de circulação. No modelo global apenas se utiliza este sistema, considerando que o primeiro é insignificante numa ponte com estas dimensões, totalizando assim uma sobrecarga uniforme por comprimento longitudinal do tabuleiro de valor 54kN/m.

Relativamente aos restantes modelos de carga, refira-se que o Modelo de Carga 3 é específico para veículos especiais, não se prevendo que estes circulem nas vias em questão. O Modelo de Carga 4, para o estudo de multidão, consiste numa carga uniformemente distribuída de valor 4kN/m^2, encontrando-se já incluída nos pressupostos utilizados na avaliação do Modelo de Carga 1, no qual se aplica uma carga de 9kN/m^2.

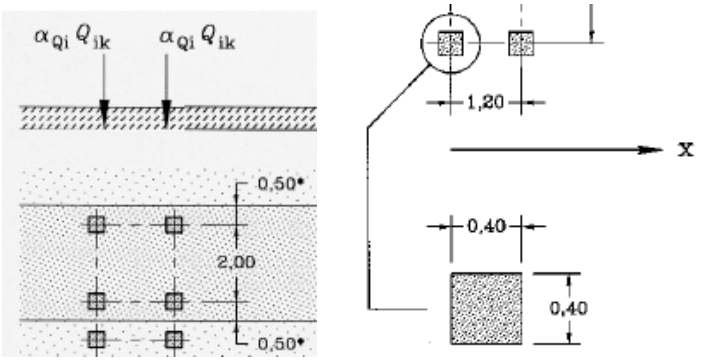


Fig.99 – Sistema de cargas concentradas em eixo duplo (Adaptado de EN1991-2:2003)

Sobrecarga do metro ligeiro

As solicitações para acções devido a veículos de metro ligeiro não se encontram abrangidas pelos Eurocódigos nem o RSA. Assim, de forma a se obter as acções verticais aplicadas à estrutura, considerando a homogeneidade de veículos a utilizar e por não ser necessário um detalhe substancial, a opção recai pela utilização do veículo real na sua carga característica totalmente cheio (6 pessoas por metro quadrado). No cálculo é considerado um coeficiente de segurança relativo à sobrecarga em Estado Limite Último de 1,50. Atendendo a que neste tipo de transporte não são expectáveis variações de carga superiores a 5%, o coeficiente de segurança utilizado é considerado suficiente para abranger eventuais alterações na gama de veículos utilizada pelo Metro do Porto.

A sobrecarga característica por eixo para o veículo *Eurotram*, totalmente carregado, obtida junto da empresa Metro do Porto S.A. (2011c), encontra-se representada na figura 100, onde Q_1=60kN e Q_2=110kN. Assim, considerando a situação mais desfavorável de dois veículos acoplados, a sobrecarga total é de 1 360kN.

Para ter em consideração os efeitos dinâmicos devido às vibrações resultantes do tráfego, é utilizado o coeficiente dinâmico previsto no art.º 51 do RSA, para pontes ferroviárias, admitindo-se a validade deste modelo para metro ligeiro. Este coeficiente, φ, deve multiplicar as sobrecargas, encontrando-se definido por

$$\varphi = 1 + \left(\frac{2{,}16}{\sqrt{l} - 0{,}2} - 0{,}27\right) \qquad (13)$$

$$\varphi = 1 + \left(\frac{2{,}16}{\sqrt{33{,}9} - 0{,}2} - 0{,}27\right) = 1{,}1$$

onde l representa um comprimento de referência, em metros, obtido pelo vão médio multiplicado pelo factor (1+0,1n), onde n é o número de vãos. Este factor não pode ser tomado superior a 1,5. Atendendo à existência de 22 vãos na ponte, este valor é ultrapassado, utilizando-se assim para o factor o valor 1,5. A extensão total da ponte é 496,9m, traduzindo-se num vão médio de 22,6m. Desta forma, o comprimento de referência assume o valor de 33,9m.

Para efeitos de análise global, a metodologia adoptada para colocação das cargas no modelo numérico utiliza a opção do programa de cálculo de colocação de cargas móveis segundo um percurso pré-definido. Na figura 101 é apresentado o modelo de cálculo com a sobrecarga de um veículo do metro ligeiro e respectiva deformada.

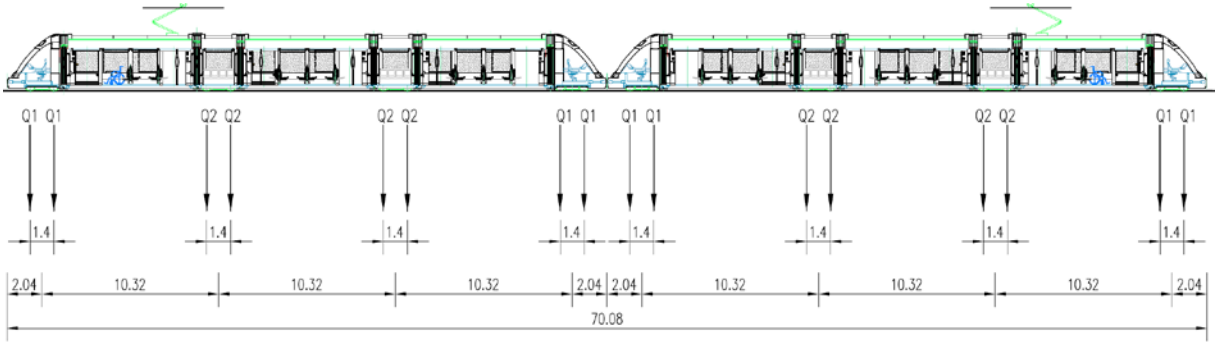


Fig.100 – Sobrecarga característica do veículo *Eurotram* (Adaptado de Metro do Porto S.A. 2011c)

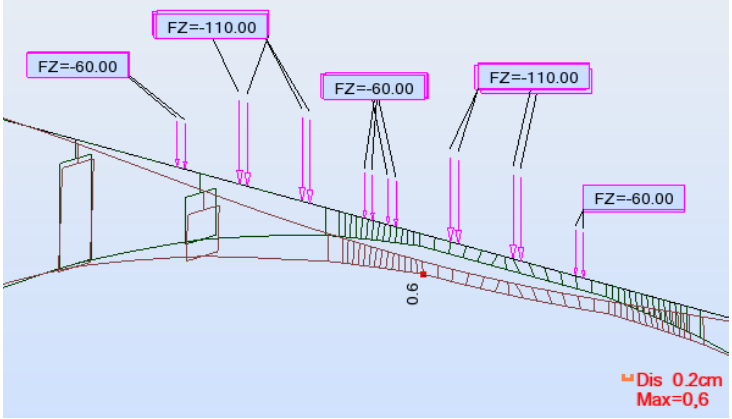


Fig.101 – Vista tridimensional do modelo de cálculo global solicitado pelo veículo de metro ligeiro e respectiva deformada

De forma a estudar a excentricidade do eixo do veículo relativamente ao eixo da viga caixão, em situações de apenas um veículo, recorre-se a momentos flectores representativos do seu "braço" de 1,55m em adição às cargas verticais referidas anteriormente.

Na análise local, atendendo a que é abordado apenas um tramo de 21,20m do tabuleiro, a opção recaiu pela colocação directa das cargas nas posições que conduzem aos maiores esforços.

Acção do vento

Este tipo de acção apresenta grande complexidade por si só e, nesta estrutura, encontra-se agravada pelas características de proximidade com a estrutura existente, que poderão conduzir a um regime de escoamento imprevisível. Assim, um estudo correcto envolveria a criação de um modelo experimental para ensaios em túnel aerodinâmico, moroso e complexo para a análise em consideração.

O método analítico previsto no Eurocódigo 1 é aplicável apenas a pontes de vão até 200m, não englobando a estrutura em estudo.

Atendendo aos dois factos anteriores, a opção adoptada consiste em efectuar uma verificação estática simplificada segundo as indicações previstas no RSA, que se baseia na aplicação de uma pressão dinâmica do vento afectada de coeficientes aerodinâmicos, denominados coeficientes de forma.

A acção do vento é aplicada apenas na direcção transversal ao tabuleiro em toda a altura da viga caixão, apesar de esta se encontrar protegida pelo tabuleiro existente. Não se considerou neste modelo simplificado a actuação do vento no arco e pilares, por estes se encontrarem transversalmente protegidos pela estrutura existente. Também na zona sobre as encostas, mais próxima do solo, se optou por ignorar a acção do vento. Assim, considera-se o vento a actuar na zona central numa extensão longitudinal em planta com 302,4m de comprimento. Esta opção resulta num sobredimensionamento, atendendo a que a consideração da carga do vento na zona em viaduto iria equilibrar a acção do vento na zona em ponte, atendendo a que o pórtico das pilastras é muito rígido, actuando assim como centro de rotação.

A quantificação da acção do vento envolve a localização da ponte relativamente à proximidade costeira. Estando situada a uma distância inferior a 5km da linha de costa é incluída na Zona B do RSA.

De forma a considerar a variação da velocidade do vento com a altura ao solo é necessário caracterizar a rugosidade aerodinâmica do solo. Um solo livre de obstáculos permite maior velocidade de rajada do vento. Na situação em estudo o solo pode ser considerado como de tipo II, mais gravoso, atendendo a que o vento pode circular livremente sobre a superfície do rio.

Os valores característicos da pressão dinâmica do vento, *w*, estão relacionados com os valores da velocidade de rajada do vento, *v*, segundo a expressão

$$w = 0{,}613 \times v^2 \qquad (14)$$

onde a pressão dinâmica do vento é expressa em N/m^2 e a velocidade em m/s.

Em função do zonamento e classificação do solo anteriores, a velocidade de rajada do vento é obtida por

$$v = 1{,}1 \times \left[25 \times \left(\frac{h}{10}\right)^{0{,}20} + 14\right] \qquad (15)$$

onde *h* se admite como 67m, correspondente à altura média da secção superior da viga caixão abrangida pelo vento e, assim, *v*=55,6m/s. Aplicando este valor à equação (14) obtém-se para a pressão dinâmica do vento o valor de 1897N/m^2.

Os coeficientes de forma a multiplicar pelo valor da pressão dinâmica do vento estão especificados no Anexo I do RSA. Este anexo não estipula coeficientes específicos para pontes, porém refere que estes podem assumir os valores de outras estruturas que apresentem forma semelhante. Assim, a viga caixão pode ser incorporada nas construções fechadas de forma prismática, previstas no regulamento.

As forças globais, *F*, por metro de desenvolvimento perpendicular ao vento e actuantes na direcção do vento, para uma faixa de altura h_1, são obtidas pela expressão

$$F = \delta_f \times h_1 \times w \qquad (16)$$

onde δ_f é o coeficiente de forma. Este coeficiente, para secções do tipo viga caixão, encontra-se previsto. É assumida uma secção prismática semelhante à secção transversal do tabuleiro, neste caso com *a*=8,12m e *d*=5,26m. Para uma altura, *h*, correspondente a 67m, o coeficiente de forma possui, assim, o valor interpolado de 1,35.

Substituindo na equação (16), é possível obter o valor característico para a acção do vento de 13,5kN/m. Ou seja, é possível utilizar uma carga uniforme de área com o valor 2,6kN/m^2 de superfície exposta ao vento.

4.4.2. Combinações de acções

Descritos os critérios de verificação de segurança adoptados e as acções sobre a estrutura, é necessário efectuar as combinações consideradas relevantes para obtenção dos esforços de dimensionamento e deformadas da estrutura.

4.4.2.1. Modelo global

Atendendo à elevada quantidade de secções e variação dos esforços, a análise de combinações é efectuada de forma a obter os esforços máximos para cada tipo de secção. Tendo em consideração que se pretende efectuar um dimensionamento geral, não é necessário conhecer todos os esforços, mas sim os determinantes para verificação das secções utilizadas. No entanto, é considerado no cálculo o facto de os elementos se encontrarem em flexão composta.

Os valores de esforços apresentados respeitam os referenciais locais descritos na secção 4.3.3.

Relativamente ao arco, de secção variável ao longo do seu desenvolvimento, são analisados os esforços ao nível da secção dos encontros e de momento flector em torno de *y* máximo, analisando-se posteriormente as restantes secções com os valores destes esforços máximos.

Para dimensionamento dos pilares, são contabilizados os esforços determinantes nas secções de encastramento e coroamento. Relativamente ao tabuleiro em viga caixão, são analisadas as secções de meio-vão, de ligação ao arco, de momento positivo em torno de *y* máximo e sobre o pórtico das pilastras.

Relativamente à sobrecarga do veículo real do metro ligeiro, o seu posicionamento longitudinal ao longo do tabuleiro conduziria a demasiadas combinações. Assim, o seu tratamento de resultados é efectuado ao nível da secção dos elementos, procurando a envoltória de esforços. Os esforços referidos em seguida incluem os veículos na posição que conduz aos valores críticos.

Atendendo à aproximada simetria da ponte pelo meio-vão, os esforços obtidos apresentam um valor semelhante nos dois lados.

Estado Limite Último (ELU)

Em Estado Limite Último são efectuadas sete combinações, incluindo duas combinações parciais:

1- Combinação permanente

A primeira acção considerada corresponde à nova ponte acabada de construir, solicitada apenas pelo peso próprio estrutural, sem multiplicação pelos coeficientes de segurança. Com esta combinação obtêm-se os esforços axiais mínimos em parte da estrutura, podendo ser determinantes em situações de flexão composta. Os diagramas de esforço axial e de momento flector para esta combinação encontram-se representados nas figuras 102 e 103.

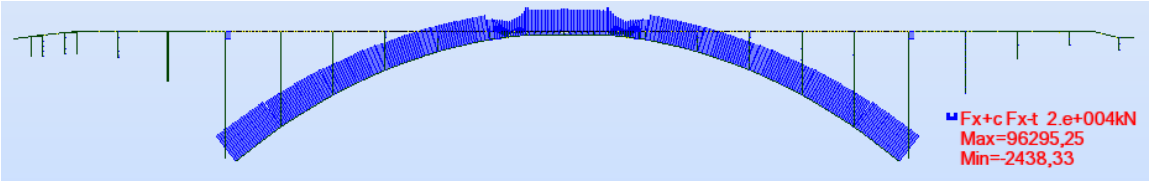


Fig.102 – Vista de alçado do diagrama de esforços axiais da combinação permanente

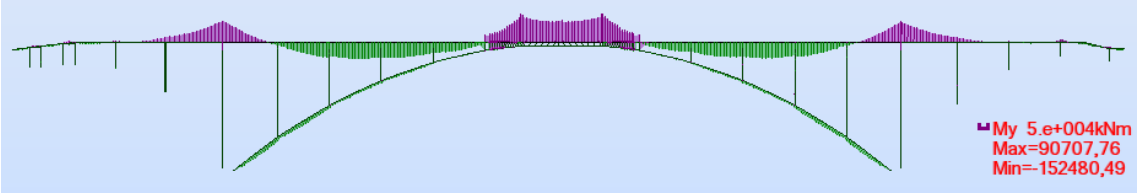


Fig.103 – Vista de alçado do diagrama momentos flectores em torno de *y* na combinação permanente

2- Combinação ELU com sobrecarga rodoviária como acção de base e sobrecarga de metro ligeiro nas duas vias de circulação como acção secundária

A expressão de cálculo desta combinação é

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{ke} + \gamma_2 \left[G_{kne} + Q_{rodo} + \psi_{0,m} \times \varphi \times Q_m \right] \qquad (17)$$

$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{ke} + 1{,}5 \times \left[G_{kne} + Q_{rodo} + 0{,}8 \times 1{,}1 \times Q_m \right]$$

Na expressão (17) G_{ke} representa o peso próprio estrutural, G_{kne} representa o peso próprio não estrutural, Q_{rodo} a sobrecarga rodoviária e Q_m a sobrecarga relativa ao metro ligeiro. γ_1 representa o coeficiente de segurança relativo ao peso próprio estrutural, γ_2 representa o coeficiente de segurança relativo às restantes acções, $\psi_{0,m}$ representa o valor acompanhante de cálculo quase-permanente para o metro ligeiro e φ o coeficiente de amplificação dinâmica.

Nas figuras 104 e 105 apresentam-se os diagramas de esforços axiais e momentos flectores em torno de *y*.

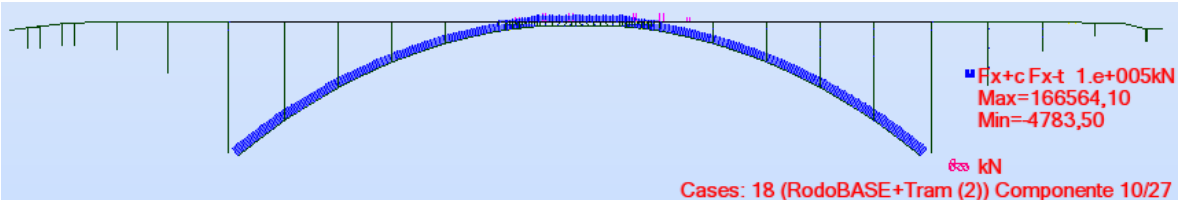


Fig.104 – Vista de alçado do diagrama de esforços axiais da combinação 2

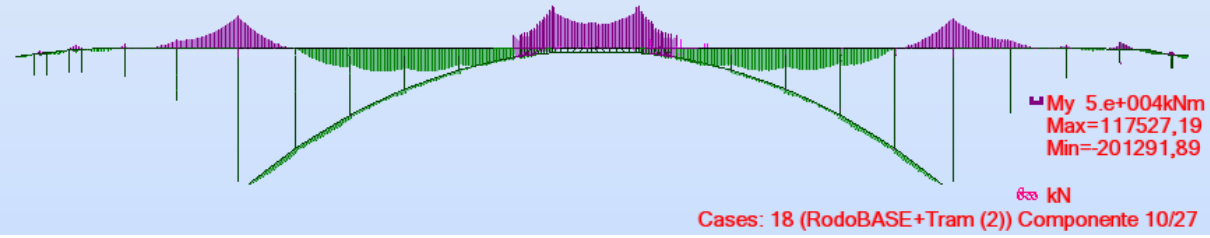


Fig.105 – Vista de alçado do diagrama de momentos flectores em torno de *y* na combinação 2

Com esta combinação pretende-se obter os esforços máximos ao nível das diferentes secções. Atinge-se o esforço axial máximo ao nível da secção de ligação entre a viga caixão e o arco, correspondente a -117 306kN, nos pilares de maior comprimento sobre o arco, onde o valor máximo atinge os -4 569kN e nos pórticos das pilastras, onde, numa das secções de apoio, apresenta o valor de -4 264kN. Na mesma secção atinge-se o momento flector máximo em torno de *y*, -132 942kNm, e o esforço transverso máximo, -19 097kN.

3- Combinação ELU com sobrecarga rodoviária como acção de base

Esta combinação resulta da mesma acção de base da combinação anterior mas sem acções secundárias. Apesar de não produzir esforços máximos em nenhuma secção pode originar uma combinação de esforços condicionante atendendo a que existe flexão composta. Os diagramas de esforço axial e de momentos flectores em torno de *y* possuem forma semelhante aos apresentados nas figuras 104 e 105, respectivamente.

4- Combinação ELU com sobrecarga de metro ligeiro nas duas vias de circulação como acção de base e sobrecarga rodoviária como acção secundária

A expressão de cálculo desta combinação é

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{ke} + \gamma_2 \times \left[G_{kne} + \varphi \times Q_m + \psi_{0,r} \times Q_{rodo}\right] \qquad (18)$$

$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{ke} + 1{,}5 \times [G_{kne} + 1{,}1 \times Q_m + 0{,}6 \times Q_{rodo}]$$

Esta combinação apresenta o momento flector em torno de *y* máximo na secção de ligação entre a viga caixão e o arco, correspondente a -220 795kNm quando ambos os veículos se encontram posicionados na secção intermédia entre o fecho do arco e as pilastras. Na mesma posição dos veículos apresenta também todos os esforços máximos na secção da viga caixão sobre a pilastra. O esforço axial é -6 944kN, o esforço transverso é -13 709kN, o momento torsor é 435kNm, o momento flector em torno de *y* é -184 270kNm e o momento flector em torno de *z* é 1 864kNm.

Os diagramas de esforço axial e de momentos flectores em torno de *y* possuem forma semelhante aos apresentados nas figuras 104 e 105, respectivamente.

5- Combinação ELU com sobrecarga de metro ligeiro nas duas vias de circulação como acção de base

Esta combinação resulta da mesma acção de base da combinação anterior, porém sem acções secundárias. Apresenta o esforço máximo positivo de momento flector em torno de *y* no arco, correspondente a 29 708kNm, na sua secção 18. Apresenta também o momento flector máximo em torno de *y* na secção de fecho do arco, de valor -174 064kNm.

Os diagramas de esforço axial e de momentos flectores em torno de *y* possuem forma semelhante aos apresentados nas figuras 104 e 105, respectivamente.

6- Combinação ELU parcial com o vento como acção de base e as sobrecargas rodoviária e de metro ligeiro em uma via de circulação como secundárias

A expressão de cálculo desta combinação é

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{ke} + \gamma_2 \times \left[G_{kne} + Q_w + \varphi \times \psi_{0,m} \times Q_m + \psi_{0,r} \times Q_{rodo}\right] \qquad (19)$$

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{ke} + 1{,}5 \times [G_{kne} + Q_w + 1{,}1 \times 0{,}8 \times Q_m + 0{,}6 \times Q_{rodo}]$$

onde Q_w representa a acção característica do vento sobre a viga caixão.

Nesta combinação considera-se a situação de tanto a circulação rodoviária como de metro ligeiro se processar em apenas uma via, criando um momento torsor no tabuleiro. Da mesma forma, a acção do vento sobre a viga caixão actua no sentido de incrementar esse momento torsor e produzir um momento flector em torno de *z*. Este efeito encontra-se sobreavaliado pelo facto de o tabuleiro se encontrar contraventado na estrutura existente, diminuindo os esforços sobre a restante estrutura. Assim, a acção do vento é sobretudo importante para análise dos esforços de torção das pilastras e o momento flector em torno do eixo *z* dos pórticos das pilastras. A estrutura apresenta deslocamentos maioritariamente horizontais, sendo o valor máximo obtido a meio vão, correspondente a 19,9cm. Na figura 106 apresenta-se a deformada da estrutura vista em planta.

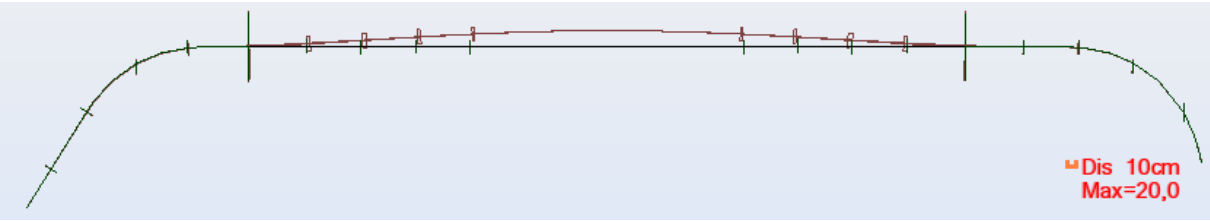


Fig.106 – Vista em planta do diagrama de momentos flectores em torno de *y* na combinação 6

Esta combinação é analisada nas variantes com e sem coeficientes de segurança para o peso próprio. Os diagramas de esforço axial e de momentos flectores em torno de *y*, em vista de alçado, possuem forma semelhante aos apresentados nas figuras 104 e 105, respectivamente. Na figura 107 apresenta-se o diagrama de momentos flectores em torno de *y* na vista de topo da margem do Porto. Na figura 108 apresenta-se o diagrama de momentos torsores.

O esforço de torção máximo é obtido para a viga caixão, de valor 16 395kNm, na secção junto às pilastras. Para os pórticos das pilastras obtêm-se os momentos flectores máximos em torno de *z*. Estes apresentam na secção central o valor correspondente a 14 802kNm e na secção do apoio o valor de 11 400kNm.

Consequentemente, nas pilastras atinge-se os esforços máximos. A pilastra mais solicitada, na secção do encastramento, possui o esforço axial de -43 209kN, o momento flector em torno de *y* de -118 833kNm, o momento flector em torno de *z* de -14 035kNm e o momento torsor de 10 509kNm, de igual valor ao da secção do coroamento. Assim, na secção do coroamento apresenta o esforço axial de -23 931kN, o momento flector em torno de *y* de -153 139kNm e o momento flector em torno de *z* de 1 681kNm.

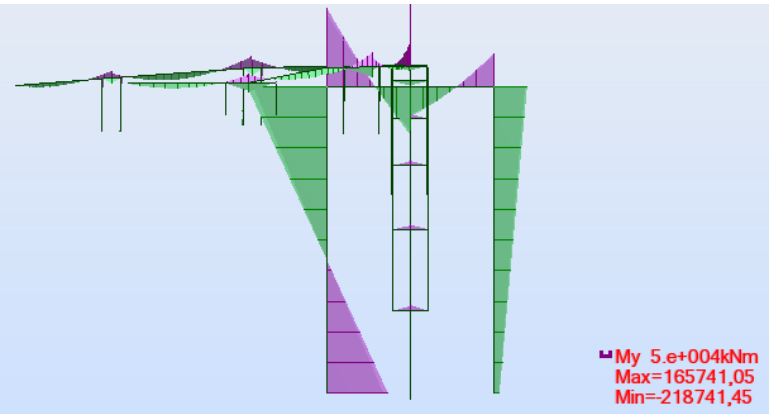


Fig.107 – Vista de topo do diagrama de momentos flectores em torno de *y* na combinação 6

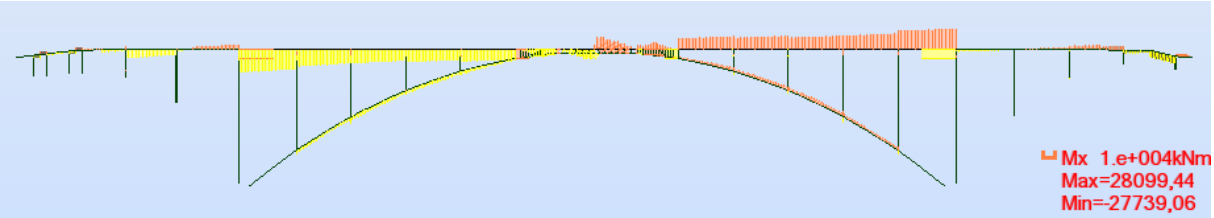


Fig.108 – Vista de alçado do diagrama de momentos torsores da combinação 6

7- Combinação ELU parcial com a sobrecarga rodoviária central como acção de base e a sobrecarga de metro ligeiro em duas vias de circulação como secundária

Nesta combinação coloca-se a sobrecarga rodoviária uniforme e de metro ligeiro apenas na zona sobre o arco, entre pilastras, de forma a criar os esforços axiais e os momentos flectores em torno de *y* máximos ao nível do arco.

Os diagramas de esforço axial e de momentos flectores em torno de *y* possuem forma semelhante aos apresentados nas figuras 104 e 105, respectivamente.

O valor máximo do esforço axial na secção de apoio do arco é -166 794kN. Na secção 18, de maior momento flector em torno de *y* positivo, o esforço axial também é máximo, correspondendo a -158 108kN. Na secção de fecho do arco também é atingido o esforço axial máximo de -122 516kN. Esta combinação apresenta também para a viga caixão o valor máximo de momento flector em torno de *y* positivo, correspondente a 161 505kNm.

Estado Limite de Utilização (ELS)

Em Estado Limite de Utilização são abordadas as combinações característica e quase-permanente. Os casos considerados são os mesmos do Estado Limite Último, distinguindo-se pela ausência de coeficientes de segurança e na disposição dos valores acompanhantes de cálculo. As expressões gerais de cada combinação encontram-se expostas nas equações (10) e (11).

Em combinação característica, determinante para verificação da deformada, observa-se, como expectável, que o peso próprio estrutural é responsável por cerca de 80% da deformação vertical. Assim, para o peso próprio estrutural, observa-se um deslocamento vertical máximo ao nível do meio-vão entre o fecho do arco e pilastras de 8,4cm. A deformada encontra-se representada na figura 109.

Nas diferentes combinações característica analisadas a deformação máxima vertical do tabuleiro oscila entre 9,4cm e 10,4cm. O valor máximo é atingido na mesma secção que sofre o deslocamento máximo sob acção permanente estrutural, ocorrendo para a combinação de sobrecarga rodoviária uniforme total como acção de base e dois veículos de metro ligeiro localizados sobre a referida secção como acção secundária. O deslocamento horizontal longitudinal nesta situação é de 1,9cm. A deformação máxima é atingida na secção D do arco para a combinação característica com a acção do vento como de base e sobrecargas rodoviária e de metro numa via como secundárias, atingindo-se o deslocamento combinado total de 11,6cm, distribuído entre um deslocamento horizontal transversal de 6,2cm, deslocamento horizontal longitudinal de 3,1cm e deslocamento vertical de 7,4cm. O deslocamento máximo vertical ascendente ocorre sob acção de apenas o peso próprio estrutural e atinge o seu valor máximo de 2,4cm na secção de fecho do arco (figura 109).

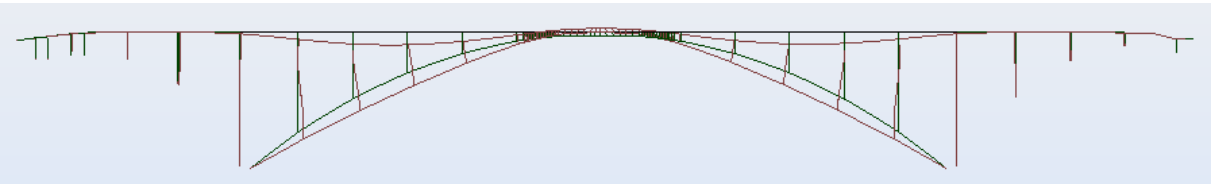


Fig.109 – Vista de alçado da deformada sob acção permanente estrutural

4.4.2.2. Modelo local

Ao nível do modelo local é possível obter os esforços necessários para o dimensionamento transversal das duas lajes da viga caixão.

As acções consideradas para este modelo são: o peso próprio estrutural e dos restantes elementos constituintes das vias de circulação; a sobrecarga rodoviária composta por quatro cargas concentradas em cada via colocadas a meio-vão, conforme demonstra a figura 110; e a sobrecarga do metro ligeiro nas duas vias.

Na análise da sobrecarga rodoviária, além do sistema de cargas concentradas foi equacionada a utilização do sistema de sobrecarga uniforme total. No entanto, os esforços e deformações provocados por este são inferiores.

Na análise da sobrecarga do metro ligeiro, atendendo ao comprimento reduzido do vão comparativamente com a extensão do metro, existem poucas posições do veículo condicionantes para a análise. As que produzem maiores esforços correspondem à colocação a meio-vão das quatro cargas concentradas de 60kN referentes à zona de copulação dos dois veículos ou a que corresponde a duas cargas concentradas de 110kN, também posicionadas a meio-vão, referentes à posição intermédia de um veículo. Após comparação dos esforços produzidos por ambas, nas duas lajes, conclui-se que apenas a segunda é determinante, sendo assim utilizada no cálculo das combinações.

A adopção deste tipo de carga concentrada para o metro ligeiro é conservadora, uma vez que na realidade a carga é distribuída pelos dois carris e não actua em apenas um ponto, assumindo a forma de carga distribuída numa área.

O sistema de eixos adoptado para o modelo local apresenta os eixos *x*, *y* e *z* referentes, respectivamente, às direcções horizontal transversal, horizontal longitudinal e vertical.

A direcção dos momentos representa a direcção da armadura, ou seja:

m_x → momentos flectores para disposição de armaduras na direcção do eixo *x*;

m_y → momentos flectores para disposição de armaduras na direcção do eixo *y*;

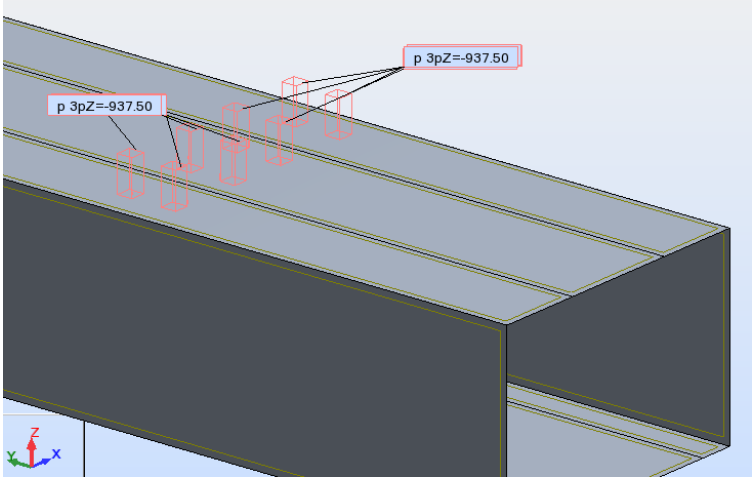


Fig.110 – Vista tridimensional do modelo local solicitado pela sobrecarga rodoviária

(o valor -937,5kN/m^2 é obtido pela distribuição da carga concentrada de 150kN numa secção quadrada com 0,40m de lado)

Assim, para as duas sobrecargas consideradas, são utilizadas as quatro combinações possíveis em Estado Limite Último, variando a posição das acções de base e utilizando ou não acção secundária.

Relativamente ao coeficiente de segurança para o peso próprio da estrutura, os esforços condicionantes são obtidos quando este assume o valor 1,35.

Analisando o comportamento da estrutura sob acção das diferentes combinações, é possível observar que os momentos flectores máximos positivos são obtidos, em ambas as lajes, para as combinações em que não existem acções secundárias, ou seja, apenas se encontra a actuar o peso próprio e a sobrecarga na laje em estudo. Para efeitos de cálculo dos momentos flectores negativos máximos, estes são observados quando as duas sobrecargas actuam em simultâneo.

Estado Limite Último (ELU)

As quatro combinações analisadas são:

1- Combinação ELU com a sobrecarga de metro ligeiro em duas vias de circulação como variável de base

Na figura 111 encontra-se a deformada da estrutura sob acção desta combinação, onde o deslocamento máximo é de 0,6cm a meio-vão da laje inferior.

Nas figuras 112 e 113 apresentam-se os mapas de momentos flectores segundo as direcções *x* e *y*, respectivamente, para a combinação 1.

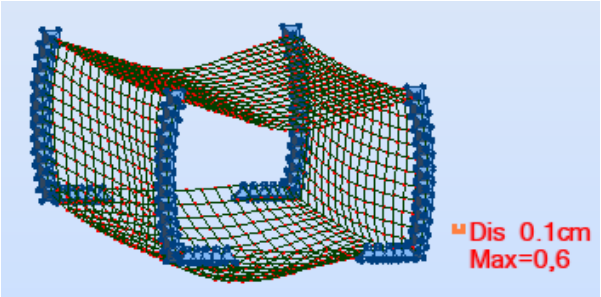


Fig.111 – Vista tridimensional da deformada da combinação 1

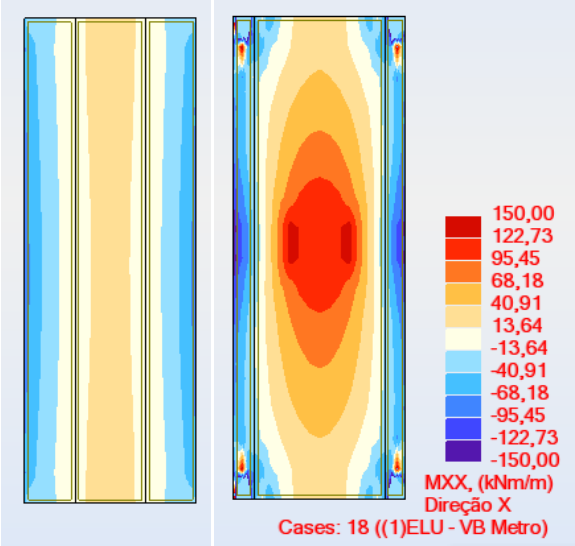


Fig.112 – Momentos flectores segundo a direcção *x* da combinação 1

laje superior (à esquerda); laje inferior (à direita)

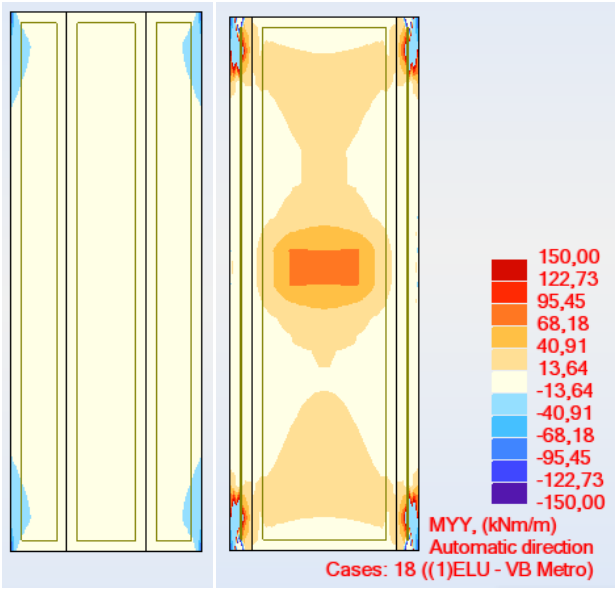


Fig.113 – Momentos flectores segundo a direcção *y* da combinação 1

laje superior (à esquerda); laje inferior (à direita)

2- Combinação ELU com a sobrecarga de metro ligeiro em duas vias de circulação como variável de base e a sobrecarga rodoviária nas duas vias de circulação como secundária

Nesta combinação atinge-se o esforço transverso máximo na laje inferior, correspondente a 139,6kN/m.

Na figura 114 apresenta-se o mapa de momentos flectores segundo a direcção *x* para a combinação 2.

Na figura 115 encontra-se a deformada da estrutura sob acção desta combinação, onde o deslocamento máximo é de 1,0cm a meio-vão da laje superior.

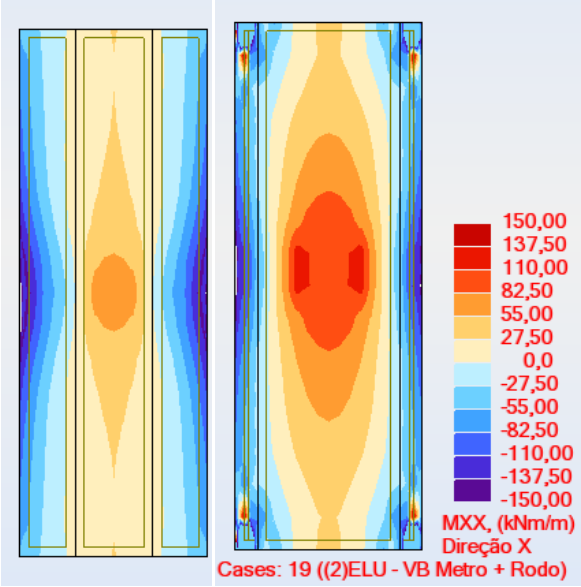


Fig.114 – Momentos flectores segundo a direcção *x* da combinação 2

laje superior (à esquerda); laje inferior (à direita)

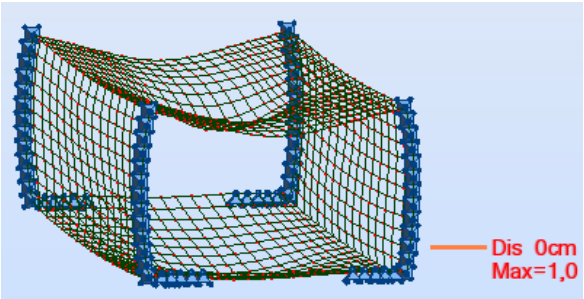


Fig.115 – Vista tridimensional da deformada da combinação 2

3- Combinação ELU com a sobrecarga rodoviária em duas vias de circulação como variável de base

Na figura 116 apresenta-se o mapa de momentos flectores segundo a direcção *x* para a combinação 3. Na figura 117 encontra-se a deformada da estrutura sob acção desta combinação, onde o deslocamento máximo é de 1,4cm a meio-vão da laje superior.

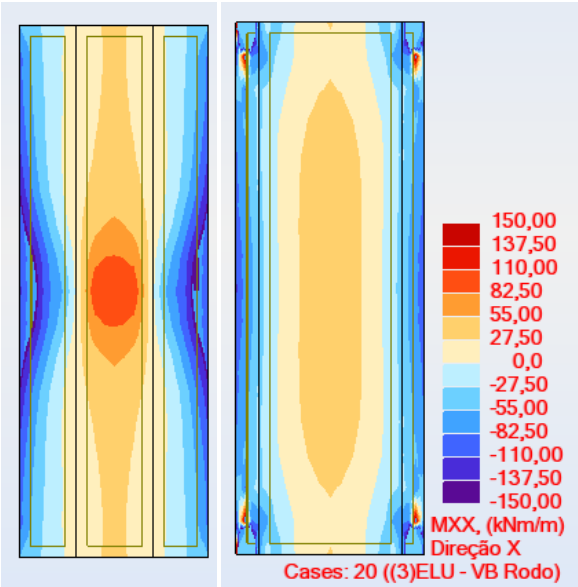


Fig.116 – Momentos flectores segundo a direcção *x* da combinação 3

laje superior (à esquerda); laje inferior (à direita)

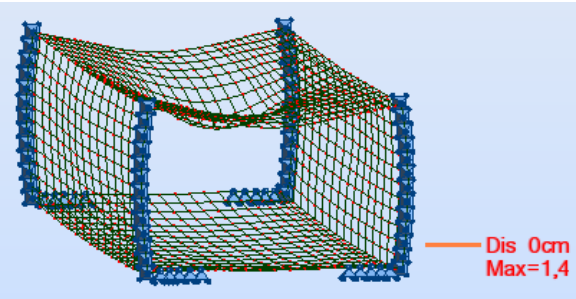


Fig.117 – Vista tridimensional da deformada da combinação 3

4- Combinação ELU com a sobrecarga rodoviária em duas vias de circulação como variável de base e a sobrecarga de metro ligeiro em duas vias de circulação como secundária

Nesta combinação surgem os esforços transversos máximos na laje superior. Na análise destes esforços divide-se a laje em duas zonas: a primeira correspondente à espessura mínima da laje (0,20cm), onde apresenta o esforço transverso de 120,5kN/m; a segunda para a secção onde ocorre o esforço transverso global máximo, correspondente a 185,9kN/m, e onde a laje apresenta *h*=0,467m. Na figura 118 apresenta-se o mapa dos esforços transversos para a laje superior.

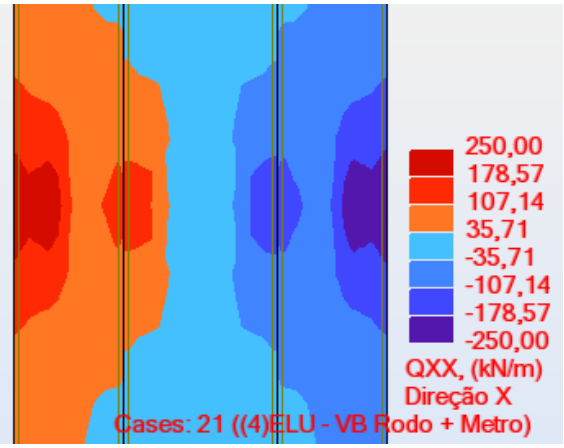


Fig.118 – Mapa dos esforços transversos da laje superior na combinação 4

Na figura 119 apresenta-se o mapa de momentos flectores segundo a direcção *x* para a combinação 4. Na figura 120 encontra-se a deformada da estrutura sob acção desta combinação, onde o deslocamento máximo é de 1,4cm a meio-vão da laje superior.

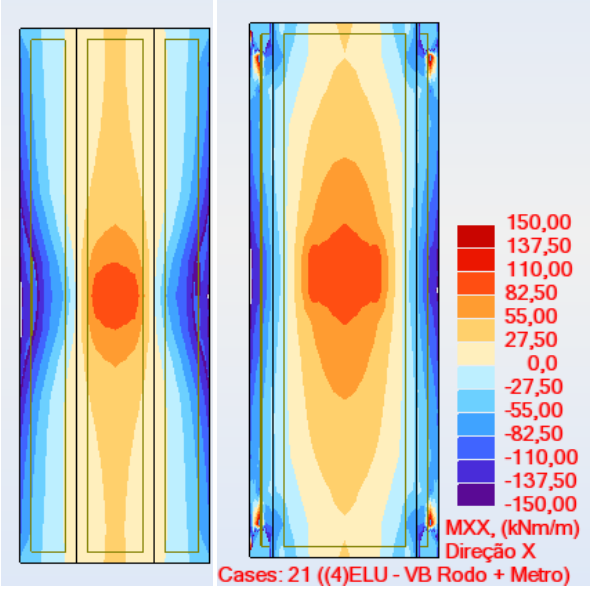


Fig.119 – Momentos flectores segundo a direcção *x* da combinação 4

laje superior (à esquerda); laje inferior (à direita)

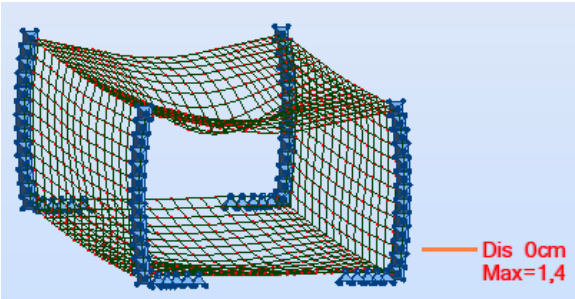


Fig.120 – Vista tridimensional da deformada da combinação 4

Estado Limite de Utilização (ELS)

No sentido de efectuar as verificações necessárias em Estado Limite de Utilização é utilizada a combinação quase-permanente. A expressão geral da combinação quase-permanente encontra-se exposta na equação (11). Assim, é possível a existência de três combinações: a) apenas sobrecarga rodoviária; b) apenas sobrecarga de metro ligeiro; c) ambas as sobrecargas em simultâneo.

Na laje inferior, o valor máximo de momento flector na direcção *x* é obtido sob actuação de ambas as sobrecargas em simultâneo, correspondendo a -68,5kNm/m. Na laje superior, como resultado da reduzida espessura da laje na zona central, é necessário analisar o valor máximo para duas localizações. Na zona de menor espessura da laje o momento flector máximo segundo *x* é obtido para a combinação na qual actua apenas a sobrecarga rodoviária, correspondente a 26,5kNm/m; na zona de espessura variável, o momento flector máximo ocorre quando a espessura da secção é máxima, de valor -96,2kNm/m.

4.4.3. Análise quantitativa dos resultados em Estado Limite Último

Modelo Global

A análise quantitativa dos resultados do modelo global em Estado Limite Último é efectuada para um conjunto de secções consideradas relevantes para obtenção dos esforços condicionantes para dimensionamento dos diferentes elementos estruturais.

As secções utilizadas encontram-se representadas nas figuras 121 e 122. A numeração exposta é referência posterior para os quadros 16 a 22. Estes apresentam o conjunto de esforços F_x, F_y, F_z, M_x, M_y e M_z, para as combinações analisadas, segundo o referencial local dos elementos, abordado na secção 4.3.3.

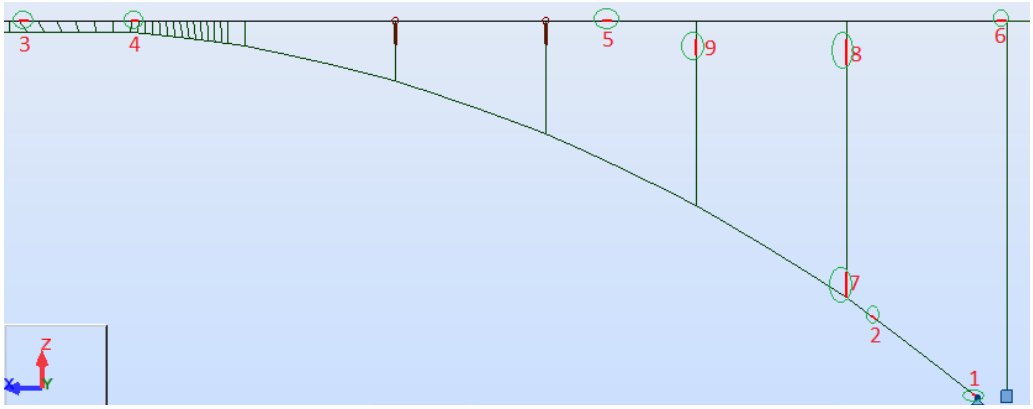


Fig.121 – Vista de alçado da nomenclatura utilizada na análise quantitativa dos resultados do modelo global

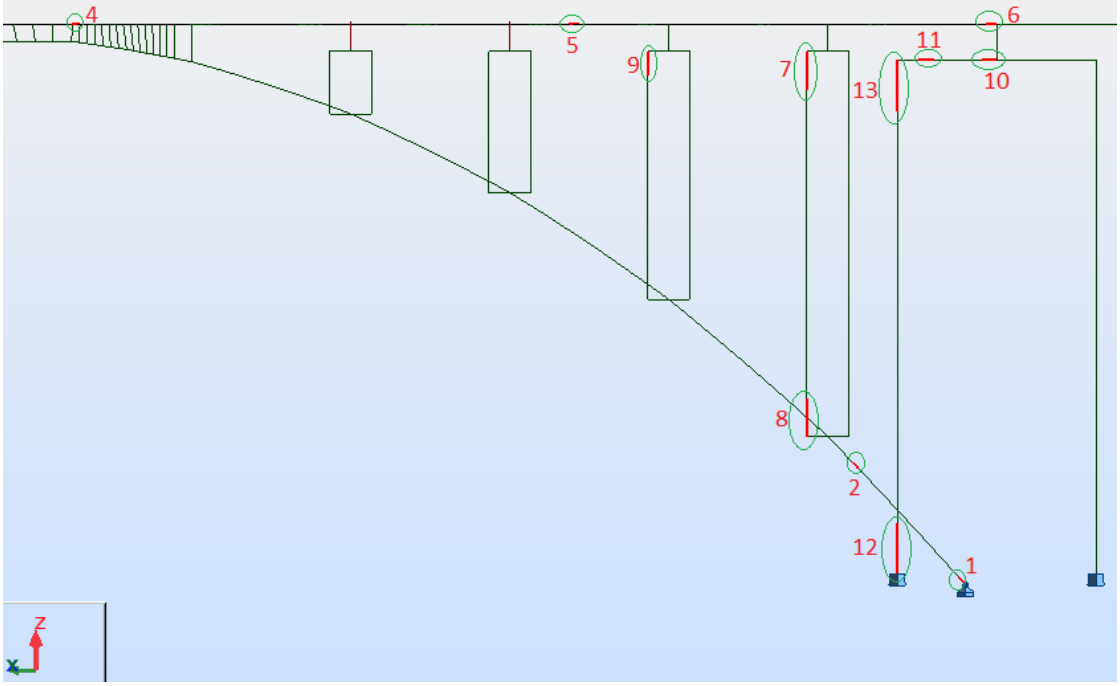


Fig.122 – Vista tridimensional da nomenclatura utilizada na análise quantitativa dos resultados do modelo global

Quadro 16 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 1

Secção	Nº	Combinação 1					
		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Arco	1	-95728	-1	3045	0	0	0
Arco	2	**-91519**	-1	-25	0	20062	22
Tabuleiro	3	-71085	-2	-386	136	-122177	430
Tabuleiro	4	-68939	-41	-3204	70	-146467	430
Tabuleiro	5	896	-3	-114	12	94286	461
Tabuleiro	6	2442	-1	-8249	202	-112951	711
Pilar	7	-1841	-1	131	-2	2420	14
Pilar	8	-993	-1	131	-2	2360	16
Pilar	9	-762	-1	295	-2	3525	17
Pórtico das Pilastras	10	-2576	25	-7687	-954	53997	510
Pórtico das Pilastras	11	-2576	25	-11885	-954	-81166	179
Pilastra	12	-28571	-25	2576	-179	-43795	-2165
Pilastra	13	-14291	-25	2576	-179	81166	-954

Quadro 17 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 2

Secção	Nº	Combinação 2					
		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Arco	1	-166777	-5	3477	0	0	0
Arco	2	-158091	-4	556	-1	27514	82
Tabuleiro	3	-122504	0	-620	268	-167293	553
Tabuleiro	4	-117306	-57	-6783	73	-220069	918
Tabuleiro	5	2615	-4	-200	-50	146358	1043
Tabuleiro	6	6561	-2	-13688	422	-181357	1773
Pilar	7	-4569	-2	201	-4	3697	38
Pilar	8	-3425	-2	201	-4	3615	42
Pilar	9	-3089	-4	478	-5	5700	49
Pórtico das Pilastras	10	**-4254**	116	-13439	-1386	**90128**	**1773**
Pórtico das Pilastras	11	-4264	130	-19097	-1373	-132942	229
Pilastra	12	-41623	-130	4264	-229	-73905	-7697
Pilastra	13	-22345	-130	4264	-229	132942	-1373

Quadro 18 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 3

Secção	Nº	Combinação 3					
		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Arco	1	-160645	-2	**3684**	0	0	0
Arco	2	-154963	-2	348	-1	24493	41
Tabuleiro	3	-120042	-4	-753	206	-157266	710
Tabuleiro	4	-116659	-63	-6631	105	-208139	717
Tabuleiro	5	1828	-6	-461	-23	127877	795
Tabuleiro	6	4224	-1	-12442	327	-160481	1212
Pilar	7	-4279	-2	182	-3	3341	28
Pilar	8	-3135	-2	182	-3	3268	31
Pilar	9	-2739	-3	432	-4	5150	33
Pórtico das Pilastras	10	-3913	79	-12121	-1275	82753	1279
Pórtico das Pilastras	11	-3913	79	-17788	-1275	-122812	229
Pilastra	12	-40313	-79	3913	-229	-66998	-5120
Pilastra	13	-21036	-79	3913	-229	122812	-1275

Quadro 19 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 4

Secção	Nº	Combinação 4					
		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Arco	1	-161340	-6	3513	0	0	0
Arco	2	-151903	-5	517	-1	28732	89
Tabuleiro	3	-117776	1	-536	283	-171557	494
Tabuleiro	4	-112231	-55	-6309	65	**-220795**	946
Tabuleiro	5	2766	-2	-29	-47	159937	1103
Tabuleiro	6	6944	-2	**-13709**	435	-184270	1864
Pilar	7	-4235	-2	205	-4	3772	38
Pilar	8	-3091	-2	205	-4	3688	42
Pilar	9	-2782	-4	**483**	-6	5754	50
Pórtico das Pilastras	10	-4184	114	-13125	-1430	88301	1753
Pórtico das Pilastras	11	-4197	132	-18782	-1414	-130631	237
Pilastra	12	-41307	-132	4197	-237	-72943	-7803
Pilastra	13	-22030	-132	4197	-237	130631	-1414

Quadro 20 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 5

Secção	Nº	Combinação 5					
		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Arco	1	-150859	-6	3661	0	0	0
Arco	2	-141422	-5	396	-1	**29708**	87
Tabuleiro	3	-109741	1	-458	271	-174064	442
Tabuleiro	4	-104359	-51	-5540	60	-217271	893
Tabuleiro	5	2470	-3	-36	-35	150655	1008
Tabuleiro	6	6632	-2	-13274	416	-182131	1773
Pilar	7	-3646	-2	204	-4	3746	36
Pilar	8	-2501	-2	204	-4	3657	39
Pilar	9	-2204	-4	472	-5	5620	47
Pórtico das Pilastras	10	-4098	100	-12799	-1420	86494	1567
Pórtico das Pilastras	11	-4110	118	-18456	-1404	-128118	235
Pilastra	12	-40981	-118	4110	-235	-71256	-7122
Pilastra	13	-21704	-118	4110	-235	128118	-1404

Quadro 21 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 6

Secção	Nº	Combinação 6					
		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Tabuleiro	6	2426	-2966	-10746	**10278**	-121589	107507
Pórtico das Pilastras	10	**-5607**	324	**-15016**	1681	**90015**	**14802**
Pórtico das Pilastras	11	-5607	324	**-20683**	1681	-96260	11400
Pilastra	12	**-43209**	-324	**5607**	-10509	**-118833**	**-14035**
Pilastra	13	**-23931**	-324	**5607**	-10509	**138139**	**1681**

Quadro 22 – Esforços nas diferentes secções do modelo global para a combinação 7

Secção	Nº	Combinação 7					
		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Arco	1	**-166794**	-5	3466	0	0	0
Arco	2	-158108	-4	546	-1	27327	80
Tabuleiro	3	**-122516**	0	-620	275	-167378	569
Tabuleiro	4	-117317	-59	-6784	77	-220162	932
Tabuleiro	5	2766	-2	-40	-48	**161505**	1103
Tabuleiro	6	6568	-2	-13687	423	-180477	1784
Pilar	7	-4556	-2	201	-4	3700	37
Pilar	8	-3412	-2	201	-4	3621	41
Pilar	9	-3084	-4	479	-5	5706	48
Pórtico das Pilastras	10	-4157	114	-13013	-1409	87661	1753
Pórtico das Pilastras	11	-4166	128	-18672	-1396	-129774	239
Pilastra	12	-41197	-128	4166	-239	-72341	-7613
Pilastra	13	-21920	-128	4166	-239	129774	-1396

Modelo Local

A análise quantitativa dos resultados do modelo local em Estado Limite Último é efectuada para uma faixa transversal ao meio-vão longitudinal, correspondente aos esforços máximos. Esta encontra-se representada na figura 123. Assim, para esta faixa, são recolhidos os dados relativos aos pontos de possível momento flector máximo positivo e momento flector negativo ao longo de toda a secção de espessura variável. Estes nós estão representados na figura 124 para a laje inferior e na figura 125 para a laje superior.

Nos quadros 23 a 26 encontram-se os valores dos diferentes momentos flectores relevantes para o dimensionamento de ambas as lajes.

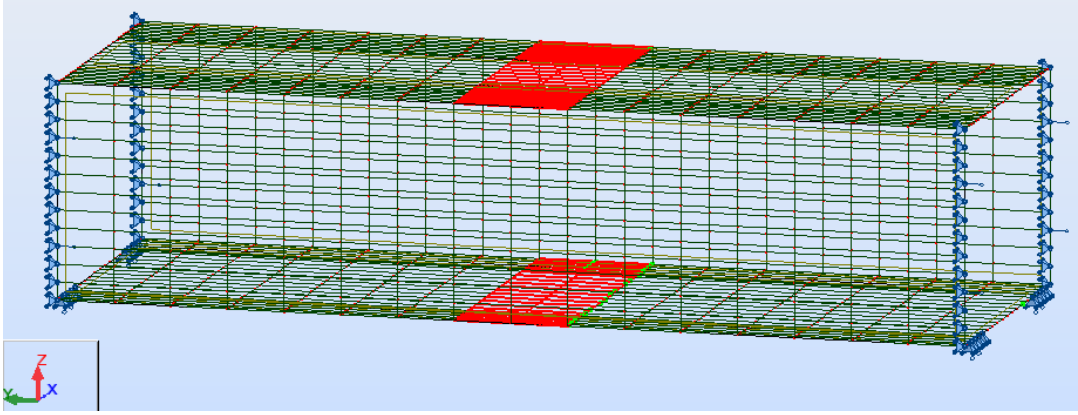


Fig.123 – Representação da faixa transversal de esforços máximos

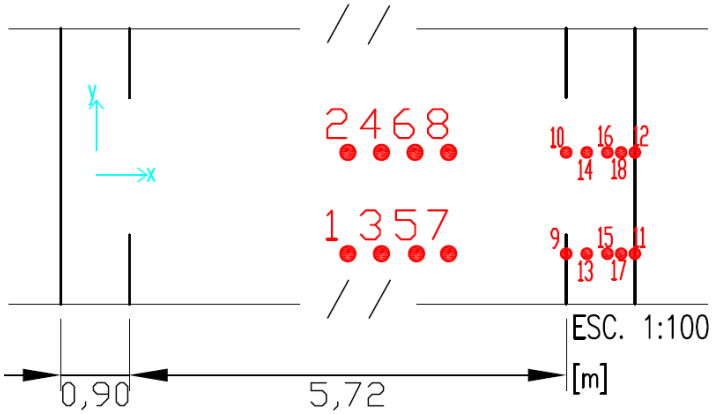


Fig.124 – Representação dos pontos analisados na laje inferior

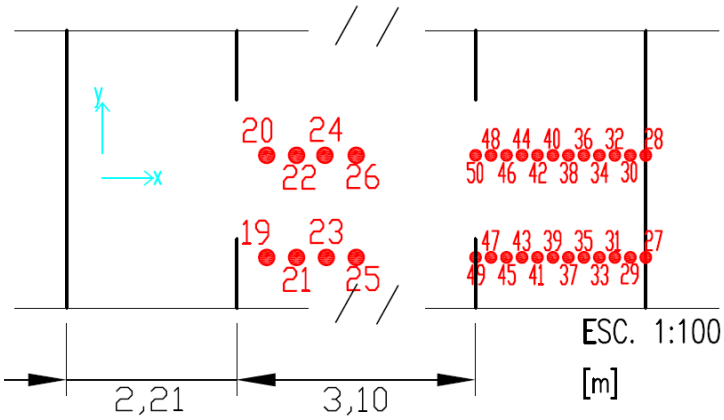


Fig.125 – Representação dos pontos analisados na laje superior

Quadro 23 – Momentos flectores positivos da laje inferior para a combinação 1

				Combinação 1	
Nó	x	y	z	m_x (kNm/m)	m_y (kNm/m)
1	3,76	9,28	0,00	117,1	68,6
2	3,76	10,60	0,00	117,6	68,4
3	4,20	9,28	0,00	118,4	69,5
4	4,20	10,60	0,00	118,6	69,0
5	4,64	9,28	0,00	123,0	71,7
6	4,64	10,60	0,00	122,8	70,9
7	5,08	9,28	0,00	138,6	77,8
8	5,08	10,60	0,00	138,1	76,8

Quadro 24 – Momentos flectores negativos da laje inferior para as combinações 2 e 4

				Combinação 2		Combinação 4	
Nó	x	y	z	m_x (kNm/m)	m_y (kNm/m)	m_x (kNm/m)	m_y (kNm/m)
9	6,62	9,28	0,00	-43,7	-2,0	-46,2	-4,4
10	6,62	10,60	0,00	-41,4	0,4	-43,5	-1,3
11	7,52	9,28	0,00	-105,7	-11,6	-106,5	-14,6
12	7,52	10,60	0,00	-100,5	-6,1	-100,2	-7,6
13	6,89	9,28	0,00	-146,1	-21,4	-146,2	-23,8
14	6,89	10,60	0,00	-137,2	-11,5	-134,9	-11,0
15	7,16	9,28	0,00	-154,7	-24,7	-155,2	-24,3
16	7,16	10,60	0,00	-146,5	-14,8	-144,8	-11,3
17	7,34	9,28	0,00	-197,1	-49,7	-195,8	-41,1
18	7,34	10,60	0,00	-190,6	-39,9	-187,4	-27,8

Quadro 25 – Momentos flectores positivos da laje superior para a combinação 3

				Combinação 3	
Nó	x	y	z	m_x (kNm/m)	m_y (kNm/m)
19	2,60	9,28	4,99	58,4	33,5
20	2,60	10,60	4,99	53,7	45,4
21	2,99	9,28	4,99	84,0	36,2
22	2,99	10,60	4,99	105,2	64,7
23	3,37	9,28	4,99	87,1	34,0
24	3,37	10,60	4,99	102,2	66,9
25	3,76	9,28	4,99	84,7	31,1
26	3,76	10,60	4,99	96,9	66,0

Quadro 26 – Momentos flectores negativos da laje superior para as combinações 2 e 4

				Combinação 2		Combinação 4	
Nó	x	y	z	m_x (kNm/m)	m_y (kNm/m)	m_x (kNm/m)	m_y (kNm/m)
27	7,52	9,28	4,99	-337,7	-150,4	-345,1	-149,5
28	7,52	10,60	4,99	-277,7	-59,2	-285,1	-58,3
29	7,32	9,28	4,99	-286,1	-109,1	-292,8	-110,3
30	7,32	10,60	4,99	-210,7	10,8	-217,4	8,6
31	7,12	9,28	4,99	-266,1	108,0	-272,0	-100,4
32	7,12	10,60	4,99	-186,0	36,5	-191,9	33,7
33	6,92	9,28	4,99	-230,2	103,1	-235,1	-80,7
34	6,92	10,60	4,99	-158,0	52,0	-162,9	49,2
35	6,72	9,28	4,99	-191,5	93,6	-195,6	-62,1
36	6,72	10,60	4,99	-123,3	62,8	-127,4	60,1
37	6,52	9,28	4,99	-156,6	82,3	-160,1	-46,3
38	6,52	10,60	4,99	-97,7	65,3	-101,2	62,9
39	6,31	9,28	4,99	-128,6	70,7	-131,7	-34,3
40	6,31	10,60	4,99	-88,3	59,3	-91,3	57,2
41	6,11	9,28	4,99	-103,7	59,9	-106,3	-25,7
42	6,11	10,60	4,99	-79,1	51,1	-81,7	49,5
43	5,91	9,28	4,99	-79,1	50,1	-81,5	-19,1
44	5,91	10,60	4,99	-64,6	43,5	-66,9	42,2
45	5,71	9,28	4,99	-54,3	40,9	-56,5	-13,7
46	5,71	10,60	4,99	-45,7	36,8	-47,9	35,8
47	5,51	9,28	4,99	-29,2	33,2	-31,2	-8,5
48	5,51	10,60	4,99	-23,1	31,2	-25,2	30,3
49	5,31	9,28	4,99	22,5	24,9	20,9	24,4
50	5,31	10,60	4,99	4,6	26,6	3,0	26,1

4.5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

O dimensionamento envolve a verificação de segurança em Estado Limite Último e estado Limite de Utilização dos diferentes elementos estruturais. O Estado Limite Último é analisado na direcção longitudinal e, quando relevante, também na direcção transversal. O Estado Limite de Utilização é controlado pelos níveis de tensões em serviço, abertura de fendas e deformações, em elementos em que tal é necessário.

O Eurocódigo 2 especifica na secção 4, de forma a garantir a durabilidade das estruturas, classes de exposição em função das condições ambientais a que a estrutura se encontra sujeita. Na sua generalidade, a estrutura actual considera-se, atendendo à sua proximidade com a costa, como exposta ao sal transportado pelo ar mas não em contacto directo com a água do mar. Este tipo de ambiente é definido como da classe XS1, com corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar.

O Estado Limite de Utilização é verificado seguindo os parâmetros definidos no Eurocódigo 2, baseando-se na limitação das tensões, controlo da fendilhação e controlo das deformações.

A tensão de compressão em serviço no betão é limitada de forma a evitar a formação de fendas longitudinais, micro-fendilhação ou elevada fluência. Assim, a tensão de compressão, na combinação característica, é limitada ao valor de

$$\sigma_c \leq 0{,}6 \times f_{ck} \qquad (20)$$

onde f_{ck} é a tensão de rotura característica do betão à compressão.

Para a combinação quase-permanente a tensão de compressão é limitada ao valor

$$\sigma_c \leq 0{,}45 \times f_{ck} \qquad (21)$$

de forma a considerar a fluência como linear.

As tensões de tracção da armadura, em combinação característica, para acções directas, também se encontram limitadas pelo valor

$$\sigma_s \leq 0{,}8 \times f_{yk} \qquad (22)$$

onde f_{yk} é a tensão característica de cedência da armadura.

Em Estado Limite de Utilização, o controlo da fendilhação é efectuado pela abertura de fendas. A fendilhação encontra-se limitada para que esta não prejudique o funcionamento, durabilidade e estética da estrutura. Para a classe de exposição XS1, o valor limite de largura de fendas é 0,3mm para a combinação quase-permanente.

A verificação é efectuada segundo o Eurocódigo 2 (EN1992-1-1:2004), sem cálculo directo, de acordo com a secção 7.3.3 da normativa europeia. Este estipula os diâmetros e espaçamentos máximos dos varões para a combinação quase-permanente em função da tensão no aço traccionado, conforme demonstra o quadro 27.

Quadro 27 – Diâmetros e espaçamentos máximos para controlo da fendilhação (Adaptado de EN1992-1-1:2004)

	w_k=0,3mm	
Tensão no aço (MPa)	Diâmetro máximo dos varões (mm)	Espaçamento máximo dos varões (mm)
160	32	300
200	25	250
240	16	200
280	12	150
320	10	100
360	8	50

Em Estado Limite Último é necessário verificar a resistência à flexão, à torção e ao esforço transverso das diferentes secções.

A averiguação da resistência à flexão é realizada, para a maioria das secções, com recurso ao software de cálculo automático *Fagus-4*. Este permite efectuar o dimensionamento e análise de secções transversais com qualquer forma poligonal. Executa igualmente a verificação da resistência da secção

quando submetida a flexão composta ou desviada, baseando-se na hipótese de Bernoulli de a secção permanecer plana e, conforme referido anteriormente, permite também obter as características geométricas das secções.

A verificação da resistência ao esforço transverso e à torção é realizada de acordo com o Eurocódigo 2. Já a análise da necessidade de armadura de esforço transverso nos elementos é efectuada segundo a equação

$$V_{Rd,c} = \left[0{,}12 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp}\right] \times b_w \times d \qquad (23)$$

[Expressão 6.2a do EN1992-1-1:2004]

Para elementos em que é necessária armadura de esforço transverso, esta é obtida por

$$A_{sw}/s = V_{Ed} \Big/ 0{,}9 \times d \times f_{yd} \times \cot\theta \qquad (24)$$

onde A_{sw} é a área da secção transversal das armaduras de esforço transverso, s é o espaçamento dos estribos, V_{Ed} é o esforço transverso actuante, d é a distância da fibra mais comprimida ao centro de gravidade das armaduras de tracção, f_{yd} é a tensão de cedência de cálculo das armaduras de esforço transverso e de torção e

$$1 \leq \cot\theta \leq 2{,}5 \qquad (25)$$

representando θ o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

A armadura transversal de torção a adicionar à armadura de esforço transverso é obtida por

$$A_{st}/s = T_{Ed} \Big/ 2 \times A_k \times f_{yd} \times \cot\theta \qquad (26)$$

onde A_{st} é a área da secção transversal das armaduras de torção, T_{Ed} é o momento torsor actuante de cálculo e A_k é a área de torção, definida a partir da espessura eficaz das paredes da secção.

A armadura longitudinal de torção é obtida por

$$A_{sl} = T_{Ed} \times u_k \times \cot\theta \Big/ 2 \times A_k \times f_{yd} \qquad (27)$$

onde u_k é o perímetro de torção, obtido a partir da espessura eficaz das paredes da secção.

A estabilidade das bielas em situação conjunta de esforço transverso com momento torsor segue a inequação dada por

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1 \qquad (28)$$

A área de armadura encontra-se limitada inferiormente para garantir que não ocorre plastificação da armadura aquando da formação da primeira fenda. Esta é obtida por

$$A_{s,mín} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} \qquad (29)$$

[Expressão 7.1 do EN1992-1-1:2004]

No Eurocódigo 2 (EN1992-1-1:2004) encontram-se definidas as áreas de armadura longitudinal mínima e máxima em função do tipo de elemento estrutural, aplicando-se estes valores também a pontes, segundo o EN1992-2:2005.

Deste modo, para elementos do tipo viga e laje, a área de armadura mínima longitudinal, $A_{s,min}$, é obtida por

$$A_{s,mín} = mín\left\{ {0{,}26 \times f_{ctm}}/{f_{yk} \times b_t \times d}\,;\ 0{,}0013 \times b_t \times d \right\} \qquad (30)$$

onde b_t representa a largura média da zona traccionada.

A área de armadura máxima, $A_{s,max}$, para elementos do tipo viga e pilar é obtida por

$$A_{s,max} = 0{,}04 \times A_c \qquad (31)$$

onde A_c representa a área da secção transversal de betão.

A área de armadura mínima, $A_{s,mín}$, para elementos do tipo pilar é obtida por

$$A_{s,mín} = {0{,}10 \times N_{ed}}/{f_{yd}} \qquad (32)$$

onde N_{Ed} é o esforço normal actuante de cálculo.

4.5.1. TABULEIRO

A obrigatoriedade de manutenção dos vãos entre pilares iguais aos da estrutura existente, as restrições de altura necessária para a passagem do metro ligeiro, o facto de o tabuleiro descarregar num arco muito flexível e possuir duas lajes sujeitas a sobrecargas de tráfego, conduzem a uma solução cujo tabuleiro apresenta grande rigidez. Além dos aspectos referidos, na zona central sobre o rio o tabuleiro substitui o arco, apresentando os esforços de compressão característicos de uma estrutura em arco.

Deste modo, conforme analisado na secção 4.4.2.1, este tabuleiro apresenta, longitudinalmente, duas valências marcantes: momentos flectores fortemente negativos na ligação arco/tabuleiro e sobre as pilastras; e esforço axial de compressão elevado na zona central de fecho do arco.

Transversalmente, considera-se que o tabuleiro possui duas lajes (banzos) que descarregam nas paredes (almas) da viga caixão. O funcionamento transversal deste elemento é analisado num modelo local de troço reduzido.

Segundo o Eurocódigo 2 relativo à análise de pontes em betão (EN1992-2:2005), o controlo da armadura mínima segundo a equação (29) deve ser efectuado para cada parte individual, dividindo-se a análise em banzos e almas.

Os banzos da viga caixão possuem comportamento preponderantemente transversal, entre almas, atendendo a que a dimensão transversal (8,12m) é inferior a metade do vão comum entre pilares (21,2m).

O dimensionamento em Estado Limite Último tendo por base valores de elementos finitos de casca é efectuado para comprimentos de referência, envolvendo mais do que um nó. Na laje inferior, as armaduras na direcção *x*, transversal, são dimensionadas para um comprimento longitudinal na direcção *y* de 2,65m, englobando dois nós nesta direcção.

Os esforços de dimensionamento para a secção de maior momento positivo encontram-se representados no quadro 28. A opção recai por adoptar uma armadura inferior Φ16//0,17.

A distância do topo da secção ao eixo das armaduras, *d*, é obtida utilizando de forma conservativa um recobrimento de 55mm e estribos Φ8.

O momento flector reduzido, μ, é obtido pela equação

$$\mu = {M_{Ed}}/{b \times d^2 \times f_{cd}} \qquad (33)$$

A taxa mecânica de armadura, w, é obtida por

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \qquad (34)$$

A área de armadura longitudinal a colocar é dada pela equação

$$A_s = \omega \times b \times d \times f_{cd}/f_{yd} \qquad (34)$$

Quadro 28 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo positivo na direcção *x* da laje inferior

Nó	m_x (kNm/m)	L_{inf} (m)	M_{Ed} (kNm)	$M_{Ed,total}$ (kNm)	L_{zona} (m)	M_{Ed} (kNm)	*h* (m)	*d* (m)	*μ*	*w*	A_s (cm^2/m)
7	138,6	1,325	183,6	366,6	2,65	138,4	0,35	0,279	0,059	0,061	11,7
8	138,1	1,325	183,0								

Para a direcção *y* os esforços encontram-se representados no quadro 29, adoptando-se uma armadura *Φ*16//0,30.

Quadro 29 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo positivo na direcção *y* da laje inferior

Nó	m_y (kNm/m)	L_{inf} (m)	M_{Ed} (kNm)	$M_{Ed,total}$ (kNm)	L_{zona} (m)	M_{Ed} (kNm)	*h* (m)	*d* (m)	*μ*	*w*	A_s (cm^2/m)
5	71,7	0,440	31,5	65,7	0,88	74,7	0,35	0,279	0,032	0,033	6,3
7	77,8	0,440	34,2								

Para dimensionamento nas zonas de espessura variável considera-se apenas a altura da secção correspondente a 0,35m. Não é possível utilizar a altura total com recurso a uma armadura inclinada, pois os esforços de tracção conduziriam ao arranque do betão. Assim, os esforços condicionantes situam-se na secção mais próxima do apoio, com os valores representados no quadro 30 para a direcção *x* e no quadro 31 para a direcção *y*. A armadura superior adoptada na direcção *x* é constituída por *Φ*16//0,10 e na direcção *y* por *Φ*16//0,30, correspondente à armadura mínima.

Quadro 30 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo negativo na direcção *x* da laje inferior

Nó	m_x (kNm/m)	L_{inf} (m)	M_{Ed} (kNm)	$M_{Ed,total}$ (kNm)	L_{zona} (m)	M_{Ed} (kNm)	*h* (m)	*d* (m)	*μ*	*w*	A_s (cm^2/m)
11	-197,1	1,325	-261,1	-513,6	2,650	-193,8	0,35	0,279	0,083	0,087	16,7
12	-190,6	1,325	-252,5								

Quadro 31 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo negativo na direcção *y* da laje inferior

Nó	m_y (kNm/m)	L_{inf} (m)	M_{Ed} (kNm)	$M_{Ed,total}$ (kNm)	L_{zona} (m)	M_{Ed} (kNm)	*h* (m)	*d* (m)	*μ*	*w*	A_s (cm^2/m)
17	-24,7	0,180	-4,4	-8,9	0,270	-33,0	0,350	0,279	0,014	0,014	2,7
11	-49,7	0,090	-4,5								

Para a laje superior o procedimento adoptado é semelhante ao da laje inferior. Na secção de altura mínima encontram-se os esforços correspondentes aos momentos máximos positivos. Para a direcção *x* os valores estão representados no quadro 32 e para a direcção *y* no quadro 33. A armadura inferior adoptada na direcção *x* é constituída por *Φ*16//0,10 e na direcção *y* por *Φ*16//0,15. A distância do topo da secção ao eixo das armaduras, *d*, é obtida utilizando de forma conservativa um recobrimento de 55mm e estribos *Φ*8.

Quadro 32 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo positivo na direcção *x* da laje superior

Nó	m_x (kNm/m)	L_{inf} (m)	M_{Ed} (kNm)	$M_{Ed,total}$ (kNm)	L_{zona} (m)	M_{Ed} (kNm)	*h* (m)	*d* (m)	*μ*	*w*	A_s (cm^2/m)
23	87,1	1,325	115,4	250,9	2,65	94,7	0,20	0,129	0,190	0,213	19,0
24	102,2	1,325	135,5								

Quadro 33 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo positivo na direcção *y* da laje superior

Nó	m_y (kNm/m)	L_{inf} (m)	M_{Ed} (kNm)	$M_{Ed,total}$ (kNm)	L_{zona} (m)	M_{Ed} (kNm)	*h* (m)	*d* (m)	*μ*	*w*	A_s (cm^2/m)
24	66,9	0,386	25,8	51,3	0,772	66,4	0,20	0,129	0,133	0,144	12,8
26	66,0	0,386	25,5								

Na secção de altura variável, correspondente aos momentos máximos negativos, é necessário utilizar toda a altura disponível da secção para fazer face aos esforços de dimensionamento, conforme demonstra o quadro 34. Atendendo a que a armadura é disposta na secção superior, plana, é possível colocar a armadura de forma a tornar toda a secção útil. Considerando a armadura necessária, opta-se por dividir a secção em duas zonas. A primeira, desde a secção de maior altura (0,6m) até à secção de altura 0,429m, correspondente a uma extensão na direcção *x* de 1,01m. Nesta secção recorre-se a uma armadura constituída por *Φ*16//0,14. Na segunda zona, desde a secção referida anteriormente até à secção de altura mínima, com *h*=0,20m, correspondente a uma extensão de 1,21m, adopta-se uma armadura constituída por *Φ*16//0,25.

Na direcção *y*, os esforços determinantes encontram-se representados no quadro 35, sendo necessário adoptar a armadura mínima, correspondente a *Φ*16//0,20.

Os valores referidos previamente respeitam as armaduras mínima e máxima obtidas pelas equações (29), (30) e (31). Tendo em consideração que é realizado apenas um dimensionamento generalizado não se efectua o detalhe de posicionamento e escalonamento das armaduras.

Quadro 34 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo negativo na direcção *x* da laje superior

Nó	m_x (kNm/m)	L_{inf} (m)	M_{Ed} (kNm)	$M_{Ed,total}$ (kNm)	L_{zona} (m)	M_{Ed} (kNm)	*h* (m)	*d* (m)	*μ*	*w*	A_s (cm^2/m)
27	-345,1	1,325	-457,3	-835,0	2,65	-315,1	0,60	0,529	0,038	0,039	14,2
28	-285,1	1,325	-377,7								
29	-292,8	1,325	-387,9	-676,0	2,65	-255,1	0,60	0,529	0,030	0,030	11,0
30	-217,4	1,325	-288,0								
31	-272,0	1,325	-360,3	-614,6	2,65	-231,9	0,54	0,472	0,035	0,036	11,7
32	-191,9	1,325	-254,3								
33	-235,1	1,325	-311,6	-527,4	2,65	-199,0	0,51	0,434	0,035	0,036	10,8
34	-162,9	1,325	-215,8								
35	-195,6	1,325	-259,2	-428,0	2,65	-161,5	0,47	0,396	0,034	0,035	9,6
36	-127,4	1,325	-168,8								
37	-160,1	1,325	-212,1	-346,3	2,65	-130,7	0,43	0,358	0,034	0,035	8,6
38	-101,2	1,325	-134,1								
39	-131,7	1,325	-174,5	-295,4	2,65	-111,5	0,39	0,320	0,036	0,037	8,2
40	-91,3	1,325	-120,9								
41	-106,3	1,325	-140,9	-249,2	2,65	-94,0	0,35	0,282	0,039	0,040	7,8
42	-81,7	1,325	-108,3								
43	-81,5	1,325	-107,9	-196,6	2,65	-74,2	0,32	0,244	0,042	0,043	7,2
44	-66,9	1,325	-88,7								
45	-56,5	1,325	-74,9	-138,3	2,65	-52,2	0,27	0,200	0,043	0,044	6,1
46	-47,9	1,325	-63,5								
47	-31,2	1,325	-41,4	-74,8	2,65	-28,2	0,24	0,168	0,033	0,034	3,9
48	-25,2	1,325	-33,4								
49	20,9	1,325	27,7	31,8	2,65	12,0	0,20	0,129	0,024	0,024	2,1
50	3,0	1,325	4,0								

Quadro 35 – Dimensionamento em ELU para o momento máximo negativo na direcção *y* da laje superior

Nó	m_x (kNm/m)	L_{inf} (m)	M_{Ed} (kNm)	$M_{Ed,total}$ (kNm)	L_{zona} (m)	M_{Ed} (kNm)	*h* (m)	*d* (m)	*μ*	*w*	A_s (cm^2/m)
27	-150,4	0,100	-15,0	-36,9	0,30	-122,9	0,60	0,529	0,015	0,015	5,5
29	-109,1	0,200	-21,8								

Em ambas as lajes é verificado o Estado Limite Último de esforço transverso. De acordo com a expressão (23) é verificado que o esforço transverso actuante, V_{Ed}, é inferior à capacidade resistente do elemento sem armadura de esforço transverso, $V_{Rd,c}$. Para a laje inferior o esforço transverso condicionante é 139,6kN/m. Considerando no dimensionamento, conservativamente, a secção de menor altura, correspondente a 0,35m, e a armadura da secção onde o esforço transverso é máximo, correspondente a 20,1cm^2/m, o esforço transverso resistente é de 164,4kN/m, verificando-se a segurança.

Na laje superior é efectuada a verificação para a secção de altura 0,20m, onde o esforço transverso de cálculo é 120,5kN/m e a área de armadura longitudinal é 19cm^2/m, obtendo-se o esforço transverso resistente de 125,3kN/m. Na zona de altura variável, o esforço transverso máximo é 185,9kN/m na secção de altura 0,467m, onde a área de armadura longitudinal é de 14,4cm^2/m. O esforço transverso resistente desta secção é 208kN/m, verificando-se a segurança de ambas as zonas sem necessidade de armadura de esforço transverso.

Relativamente às verificações em Estado Limite de Utilização, além da análise das deformações, abordada posteriormente, procede ao controlo da fendilhação sem cálculo directo, em combinação quase-permanente, conforme o quadro 27.

Assim, para a laje inferior, o momento máximo em combinação quase-permanente é de -68,5kNm/m. Este momento flector corresponde a uma tensão máxima de tracção no betão de 3,4MPa, inferior ao valor médio da tensão de rotura do betão à tracção, f_{ctm}, correspondente a 3,8MPa, não se encontrando a secção fendilhada. Utilizando uma relação entre a tensão no aço e tensão no betão, α, de valor 15, característica da combinação quase-permanente, implica uma tensão no aço de 50,3MPa. Recorrendo ao quadro 27 e, tendo em conta a tensão nas armaduras, é verificado o controlo da fendilhação e de tensões em serviço.

Na laje superior a verificação segue os mesmos procedimentos da praticada para a laje inferior. Porém, esta análise é efectuada para a secção de menor altura e para a secção de altura variável. Em combinação quase-permanente, na secção de menor altura, o momento flector máximo é de 26,5kNm/m. Para uma área de armadura de 20,1cm^2/m e em secção não fendilhada, a tensão de compressão máxima no betão é de 4,0MPa. Considerando a contribuição das armaduras para a inércia a tensão máxima de tracção é de 3,8MPa, igual ao valor médio de tensão de rotura à tracção, encarando-se novamente a secção como não fendilhada. A tensão máxima de tracção no aço atinge, aproximadamente, 57,3MPa, verificando novamente o estipulado no quadro 27. Na zona de altura variável, o momento flector máximo em combinação quase-permanente é -96,2kNm/m quando a secção possui a altura de 0,6m. Para este valor de esforço a tensão máxima de tracção é 1,6MPa, considerando-se, deste modo, como secção não fendilhada. A tensão no aço atinge os 24MPa, cumprindo-se o disposto no quadro 27.

Efectuadas as verificações ao nível transversal, generalizadas para toda a extensão do tabuleiro, é necessário efectuar a verificação das secções fundamentais na direcção longitudinal.

A análise longitudinal é efectuada de forma simplificada, dividindo a viga caixão em secções funcionais. Ou seja, distingue-se a parcela referente às lajes (banzos) da referente às paredes (almas) da viga caixão.

Considerando que uma viga é “um elemento cujo vão não é inferior a três vezes a altura total da sua secção transversal, caso contrário deve ser considerada como viga-parede” (Eurocódigo 2 - EN1992-1-1:2004 e EN1992-2 específico para pontes), é possível o dimensionamento da viga caixão como elemento do tipo viga, dado que esta possui 5,26m de altura para um vão mínimo de 18,0m, o que corresponde a uma relação vão/altura de 3,4. Neste sentido, é exequível a análise do tabuleiro em viga caixão como possuindo duas vigas, unidas por duas lajes, superior e inferiormente, conforme representado na figura 126.

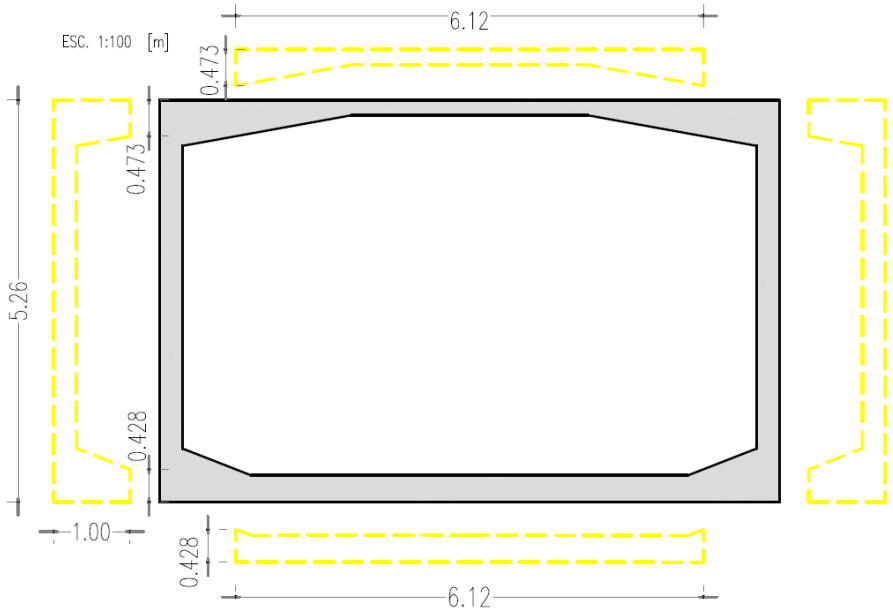


Fig.126 – Representação das secções adoptadas para o dimensionamento longitudinal

Segundo o Eurocódigo 2, secção 5.3.2.1, é considerada uma largura efectiva para os banzos, b_{eff}. Esta largura relaciona-se com a distância l_0 entre pontos de momento nulo. Atendendo ao diagrama de momento flector e às dimensões da ponte esta assume um mínimo aproximado de 15m. Considerando este factor, a largura efectiva do banzo nunca é inferior a cerca de 2m, permitindo atingir, na zona sobre o arco, um valor superior à largura disponível nos banzos. Atendendo a que o método utilizado é simplificado, a opção incide por adoptar como largura efectiva, de forma conservativa, o valor de 1m.

Na secção de fecho do arco, conforme referido anteriormente, verificam-se esforços de compressão elevados, associados a momentos flectores fortemente negativos. O dimensionamento da secção segundo os critérios simplificados definidos distribui os esforços de compressão pela laje inferior e os momentos flectores negativos pelas duas vigas.

A sobreposição dos esforços axiais de compressão com os esforços de compressão consequentes do momento flector negativo ultrapassa as tensões admissíveis na secção inferior da viga, logo o cálculo ao esforço axial de compressão no fecho do arco não engloba o banzo à compressão das vigas.

No que respeita aos esforços de compressão vindos do arco, considera-se, assim, que são totalmente transferidos, na zona de fecho, pela laje inferior da viga caixão, auxiliada por uma peça de aço com 2cm de espessura e 7m de largura, correspondente à largura do arco. Esta peça encontra-se ligada à secção inferior da laje de forma a evitar fenómenos de encurvadura. Atendendo à altura da viga caixão e ao facto de as forças de compressão se concentrarem na sua secção inferior, de ligação ao arco, não se prevê como plausível a utilização da secção da laje superior para condução do esforço axial de compressão.

Em Estado Limite Último o esforço máximo de compressão na zona de fecho do arco é atingido na secção de meio-vão para a combinação 7, correspondendo a 122 516kN.

A capacidade de resistência à compressão, N_{Rd}, do conjunto da laje inferior em betão armado com a peça de aço é obtida por

$$N_{Rd} = A_c \times f_{cd} + A_s \times f_{y0,2\%} + A_f \times f_{yd,f} \qquad (35)$$

Na equação (35) A_c é a área de betão considerada como resistente aos esforços axiais de compressão, correspondente a 2,14m^2, A_s é a área de armaduras longitudinais de compressão, correspondentes a 857cm^2, materializada em 106Φ32, $f_{y0,2\%}$ é a tensão do aço correspondente a 0,2% de extensão, que para a classe S500 corresponde a 400MPa, A_f é a área da secção transversal da placa de aço, de valor 0,14m^2 e $f_{yd,f}$ é a tensão de cálculo da placa de aço, correspondente a 204MPa. Esta secção apresenta uma capacidade resistente de 127 149kN.

As armaduras de compressão encontram-se distribuídas em quatro fiadas horizontais, duas de 27 varões e duas de 26 varões, com um espaçamento entre varões na horizontal de 197mm. Na vertical encontram-se espaçadas 32mm.

A armadura máxima, conforme referido anteriormente, deve ser calculada para cada secção. Sendo obtida pela equação (31), corresponde a 1137cm^2, cumprindo esta restrição. A percentagem de aço relativamente ao betão corresponde a 3,5%.

O dimensionamento em Estado Limite Último de flexão das "vigas" do tabuleiro é efectuado para as secções de momento negativo, com compressão nos banzos inferiores, e para as secções de momento positivo. Os esforços obtidos na secção 4.4.3 devem ser divididos por dois, distribuindo os esforços pelas duas almas da viga caixão. Este dimensionamento é efectuado em flexão simples em torno do eixo *y*, sendo condicionado apenas pelo valor máximo do momento flector, correspondente a -110 398kNm para a combinação 4 na ligação arco/tabuleiro. O momento flector máximo positivo é de 80753kNm para a combinação 7 na secção de meio-vão entre os alinhamentos D e E dos pilares. Utilizando o software *Fagus*-4 é possível efectuar o dimensionamento das secções com posicionamento correcto das armaduras, conforme apresentado nos quadros 36 e 37. Atendendo à largura disponível, incluindo recobrimento, é possível colocar na direcção horizontal 15 varões Φ32 por fiada, correspondentes a uma área de armadura de120,6cm^2. É considerado para o cálculo da altura útil das armaduras recobrimento nominal com 55mm, de forma conservativa, e estribos Φ8. Assim, para o momento positivo foram necessários 50Φ32 (A_s=402,1cm^2), enquanto para o momento negativo 68Φ32 (A_s=546,9cm^2). Em ambas as situações a armadura máxima permitida corresponde a A_s=939cm^2, cumprindo-se este requisito. A percentagem de armadura para o momento positivo é de 1,7%, enquanto para o momento negativo é de 2,3%.

Quadro 36 – Dimensionamento em ELU para o momento flector máximo positivo segundo *y* da viga caixão

Fiada	d (m)	A_s (cm^2)
1	5,181	120,6
2	5,149	120,6
3	5,117	120,6
4	5,085	35,0
	TOTAL	396,8

Quadro 37 – Dimensionamento em ELU para o momento flector máximo negativo segundo *y* da viga caixão

Fiada	d (m)	A_s (cm^2)
1	5,181	120,6
2	5,149	120,6
3	5,117	120,6
4	5,085	120,6
5	5,053	62,0
	TOTAL	544,4

A verificação ao Estado Limite Último de esforço transverso e de torção para as vigas é efectuada segundo as equações (23) a (28).

O esforço transverso de cálculo máximo corresponde a 6 854kN, para cada viga, e é obtido na secção sobre o pórtico das pilastras para a combinação 4. A secção sem armadura de esforço transverso não possui resistência suficiente, logo é necessário efectuar o seu dimensionamento.

Quanto menor o ângulo das escoras de betão com o eixo da viga maior é a economia de armaduras, devendo ser minimizado. É adoptado o ângulo θ=25º, no sentido de compatibilizar com o momento torsor, abordado posteriormente. Para este ângulo, o valor de $V_{Rd,max}$, correspondente ao limite de esforço transverso para evitar o esmagamento das escoras de betão, é de 7 821kN. Substituindo na equação (24) o valor do esforço transverso actuante máximo obtém-se uma área de armadura para o esforço transverso de 15,9cm^2/m.

O momento torsor máximo actuante corresponde a 10 278kNm para a combinação 6, sobre as pilastras, actuando em toda a secção da viga caixão. Para verificação de segurança ao momento torsor é necessário definir uma secção oca eficaz, de acordo com a secção 6.3.2 do Eurocódigo 2. Atendendo às características da viga caixão esta secção é definida pelo eixo médio das paredes da viga. Assim, obtém-se para a área limitada pelas linhas médias das paredes, A_k, o valor de 38,98m^2 e para o perímetro pelas linhas médias das paredes, u_k, o valor de 25,61m. O ângulo das escoras de betão adoptado, conforme referido anteriormente, é de 25º. Atendendo a estes valores, recorrendo à expressão (27), é obtida a área de armadura longitudinal de torção, A_{sl}, correspondendo a 167cm^2.

O valor máximo de momento torsor para verificação do não esmagamento das escoras de betão, $T_{Rd,Max}$, corresponde, para as vigas, a 132 224kNm.

A armadura transversal de torção a adicionar à armadura de esforço transverso é obtida pela expressão (26). Para as vigas, com espessura eficaz, t_{ef}, de valor 0,3m, é necessária uma área de armadura de 4,71cm^2, em cada viga. Nas lajes, considerando em ambas a altura mínima, na laje inferior t_{ef}=0,35m e na laje superior t_{ef}=0,20m, a área de armadura de torção necessária é 7,07cm^2 (2rΦ8//0,14) na laje superior e 4,04cm^2 (2rΦ8//0,20) na laje inferior.

É efectuada a verificação conjunta de esforços transversos e momento torsor segundo a expressão (28), de forma conservativa, atendendo ao facto de estes esforços máximos corresponderem a combinações diferentes, obtendo-se o valor 0,99. Assim, a armadura conjunta a aplicar nas vigas consiste em 4rΦ8//0,10 (A_s=20,1cm^2/m).

Em Estado Limite de Utilização a deformada vertical é importante nesta estrutura, atendendo à proximidade contraventamento na estrutura existente. Flechas elevadas poderão conduzir a problemas de avarias nas juntas e aparelhos de apoio entre a estrutura existente e a nova estrutura, forçando uma

manutenção mais frequente. Além deste aspecto, a via de circulação do metro também é sensível a deformações excessivas, causando desgaste nos carris e nas diferentes juntas.

A deformação vertical no tabuleiro analisada no modelo global, conforme referido anteriormente, apresenta os valores máximos de 8,4cm para o peso próprio estrutural e 10,4cm para a combinação característica sob acção rodoviária e de metro ligeiro. Assim, a parcela subjacente às sobrecargas é de 2cm, cerca de metade do valor máximo permitido pelo Eurocódigo 0 de 3,9cm, correspondente a *L*/540, cumprindo-se o Estado Limite de Deformação.

Para análise das flechas referentes ao comportamento na direcção transversal da viga caixão é necessário recorrer ao modelo local. Dada a elevada rigidez do tabuleiro, os critérios definidos no EN1992-2:2005 são respeitados. Sob acção de ambas as sobrecargas no seu valor característico o valor máximo para a deformação é 0,5cm, inferior a L/1000.

É efectuado o controlo de tensões em serviço para as combinações característica e quase-permanente com coeficientes de homogeneização de, respectivamente, 10 e 15. Conforme referido, a tensão de compressão no betão e a tensão de tracção no aço encontram-se limitadas. A tensão máxima de compressão no betão para a combinação característica é 27MPa e para a combinação quase-permanente 20,3MPa. A tensão máxima de tracção no aço para a combinação característica é 400MPa.

Para a laje inferior, sob acção do esforço normal de compressão, os esforços máximos na combinação característica e quase-permanente são, respectivamente, -89579kN e -81617kN. Utilizando as áreas homogeneizadas obtêm-se, respectivamente, as tensões máximas de compressão no betão de 17,1MPa e 12,7MPa.

As vigas do tabuleiro, sob acção das combinações em Estado Limite de Utilização, encontram-se fendilhadas, ultrapassando o valor médio da tensão de rotura à tracção correspondente a 3,8MPa.

O cálculo das tensões em secção fendilhada seguem as hipóteses de o betão não resistir à tracção e as secções manterem-se planas após fendilhação. O diagrama de tensões é triangular e o cálculo da posição da linha neutra é efectuado através do cálculo do centro de gravidade da secção homogeneizada, para cada combinação.

Para as secções sob acção do momento flector positivo, o esforço máximo é de 58 559kNm na combinação característica e 51 354kNm na combinação quase-permanente. Estes correspondem a tensões de compressão no betão de 10,8MPa e 10,1MPa, respectivamente. A tensão de tracção no aço atinge 188,9MPa e 196,3MPa, respectivamente.

Relativamente ao momento flector negativo, o esforço máximo é de -80 882kNm na combinação característica e -77 328kNm combinação quase-permanente. Estes correspondem a tensões de compressão no betão de 16,2MPa e 15,8MPa, respectivamente. A tensão de tracção no aço atinge 212,7MPa e 153,0MPa, respectivamente.

O controlo da fendilhação sem cálculo directo é cumprido pelo espaçamento máximo dos varões.

4.5.2. ARCO

Atendendo ao espaço confinado entre as "costelas" do arco existente e os contraventamentos "horizontais", a opção recai por um tabuleiro muito rígido, permitindo utilizar um arco esbelto e flexível. Além deste aspecto, também a necessidade do arco não constituir um elemento incomportável para utilização do arco existente como cimbre durante a construção, contribui pela opção de um arco com esta configuração.

Relativamente ao suporte do novo arco, a opção pela aplicação de apoios com liberdade de rotação é justificada pela necessidade de não criar um desequilíbrio excessivo nos esforços transmitidos aos encontros, o que obrigaria eventualmente a um reforço mais complexo.

Analisando os diagramas de momentos flectores das diferentes combinações constata-se que os momentos flectores no arco não são significativos, encontrando-se, previsivelmente, sujeito maioritariamente a esforços normais de compressão.

A verificação da segurança em Estado Limite Último é efectuada com recurso ao software *Fagus-4*, não sendo necessária aplicação de armadura ordinária de flexão.

A secção do encontro está sujeita apenas a esforços normais de compressão, de valor máximo -166 794kN, obtido para a combinação 7.

As restantes secções encontram-se em flexão composta. Dessa forma, atendendo a que o esforço axial de compressão pode ter um efeito favorável, é necessário averiguar as diferentes combinações de esforços. O momento flector apresenta sempre um efeito desfavorável, independentemente do valor do esforço axial. Assim, de forma conservativa, é efectuada a verificação da secção de menor capacidade resistente, secção 6, com altura de 1,82m e aligeiramentos, sujeita ao momento flector máximo, observado numa secção diferente. O momento flector máximo é 29 708kNm para a combinação 5. O esforço axial mínimo é -91 519kN para a combinação 1.

Analisando o comportamento desta secção verifica-se que se encontra, para o esforço axial mínimo de -91 519kN, na zona desfavorável do esforço axial, obtendo-se uma relação entre esforços actuantes e capacidade resistente de 1,81. Colocando o esforço axial máximo, correspondente à secção do encontro, a relação entre esforços actuantes e capacidade resistente é de 1,18 cumprindo-se ainda a segurança. O ponto de balanceamento para o momento flector máximo situa-se num esforço axial de 54 500kN.

Para considerar a secção como de betão armado é necessário aplicar a armadura mínima, obtida pelas equações (29), (30) e (32).

A verificação ao Estado Limite Último de esforço transverso é efectuada segundo o procedimento adoptado anteriormente para o tabuleiro. Neste capítulo a contribuição do esforço axial de compressão é muito importante. O valor de cálculo do esforço transverso é 4110kN na secção do encontro. A capacidade de resistência da secção ao esforço transverso, sem armaduras, $V_{Rd,c}$, é 10 794kN, considerando a secção com a armadura mínima de 383,6cm^2.

Em Estado Limite de Utilização foram verificadas as tensões de compressão no betão e de tracção no aço, conforme efectuado para o tabuleiro. Ambas as tensões encontram-se dentro dos limites especificados, sem fendilhação da secção. O valor máximo de tensão de compressão no betão é obtido para a secção de maior momento máximo positivo, em combinação característica, correspondente a 10,2MPa. Em combinação quase-permanente o valor máximo atinge os 9,5MPa.

4.5.3. PILARES

Os pilares são de secção quadrada oca, semelhante aos da estrutura existente, sobre o arco. A opção por secção oca reside no facto de se pretender manter o peso próprio baixo, mantendo um braço razoável para fazer face aos momentos flectores.

O dimensionamento em Estado Limite Último é efectuado para flexão composta com esforço axial, momentos flectores segundo *y* e momentos flectores segundo *z*.

Tendo em consideração que esta é um dimensionamento geral não se analisa cada pilar em particular, dimensionando-se apenas a armadura máxima necessária nas secções de coroamento e encastramento dos pilares mais solicitados.

Tal como na análise do arco é necessário ter em consideração o efeito do esforço de compressão favorável, abaixo do ponto de balanceamento.

A combinação mais desfavorável ocorre para a combinação 5, na secção de coroamento dos pilares do alinhamento E, com esforços F_x=-2204kN, M_y=5620kNm e M_z=47kNm. Para esta combinação é necessária uma área de armadura longitudinal de tracção de 192cm^2, distribuídas pelas duas faces. A distância do topo da secção ao eixo das armaduras é considerada como 1,127m. O recobrimento utilizado, de forma conservativa, é de 55mm, prevendo-se estribos Φ8.

A solução de armaduras consiste em armaduras simétricas nas duas faces transversais à direcção longitudinal da ponte com 32Φ20 (A_s=100,5cm^2) por face, dispostos em 2 fiadas. A primeira fiada com 27 varões e espaçamento entre estes de 20,5mm e a segunda com 5 varões. A percentagem de armadura longitudinal na secção é 2,1%.

Relativamente à verificação ao Estado Limite Último de esforço transverso, o valor máximo é de 483kN, atingido na combinação 4 na mesma secção condicionante para o Estado Limite Último de flexão. Utilizando a equação (23) verifica-se que o esforço transverso resistente sem utilização de armadura de esforço transverso é de 499,7kN, não sendo necessário dimensionar esta armadura. Na expressão (23) é apenas contabilizada a armadura de tracção, correspondente a metade da armadura adoptada para a secção.

Relativamente às verificações em Estado Limite de Utilização, é controlado o nível de tensões como efectuado nas secções anteriores. No cálculo a secção encontra-se fendilhada e são desprezados os momentos flectores segundo *z*, atendendo ao seu valor reduzido. A tensão máxima de compressão do betão é 6,85MPa e a tensão máxima de tracção nas armaduras é 108,5MPa, na combinação característica. Para a combinação quase-permanente a tensão máxima de compressão é 5,92MPa e a tensão máxima de tracção nas armaduras é 102,7MPa. Atendendo a estes valores também é verificada a fendilhação sem cálculo directo.

4.5.4. PÓRTICOS DAS PILASTRAS

Os pórticos das pilastras apresentam secção variável em altura, aumentando do meio-vão para os apoios.

A verificação de segurança em Estado Limite Último de flexão é efectuada para as secções do encastramento e a meio-vão. Em ambas as secções a estrutura encontra-se em flexão composta sujeita a esforços de compressão e flexão segundo *y* e *z*. A verificação das secções, atendendo à sua complexa forma, é efectuada com recurso ao software *Fagus-4*.

As combinações de esforços condicionantes para o cálculo da secção de meio-vão são a combinação 2 e 6, com, respectivamente, F_x=-4 254kN, M_y=90 128kNm e M_z=1 773kNm, e F_x=-5 607kN, M_y=90 015kNm e M_z=14 802kNm. O diagrama de dimensionamento para a combinação 6 encontra-se representado na figura 127.

Para estas combinações é necessária uma armadura longitudinal de tracção com 794cm^2. Esta é executada com 51Φ32 (A_s=402,3cm^2) por banzo da viga, conforme se encontra representado a vermelho na secção transversal da figura 127. No quadro 38 encontra-se a localização e a área transversal de cada fiada das armaduras. Atendendo à largura disponível, é possível colocar na direcção horizontal 11 varões Φ32 por fiada e por face. É considerado para o cálculo da altura útil das armaduras um recobrimento nominal com 55mm, de forma conservativa, e estribos Φ10. A taxa de armadura longitudinal nesta secção é de 1,46%, respeitando o disposto nas equações (29) a (31).

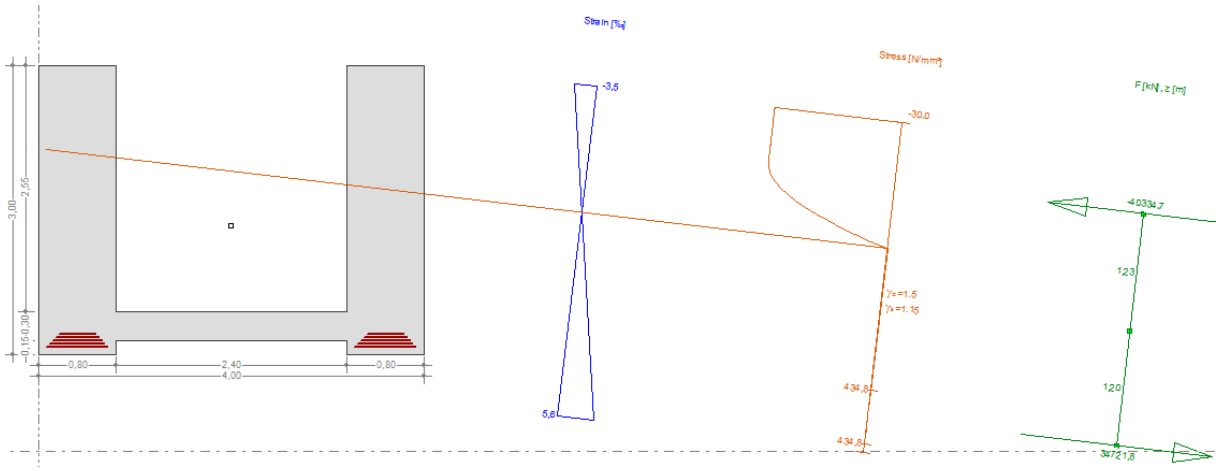


Fig.127 – Dimensionamento da secção de meio-vão dos pórticos das pilastras em Estado Limite Último de flexão para a combinação 6 (*Fagus-4)*

Quadro 38 – Dimensionamento em ELU para o momento flector máximo positivo nos pórticos das pilastras

Fiada	d (m)	A_s (cm^2)
1	2,919	88,5
2	2,887	88,5
3	2,855	88,5
4	2,823	88,5
5	2,791	48,3
	TOTAL	402,3

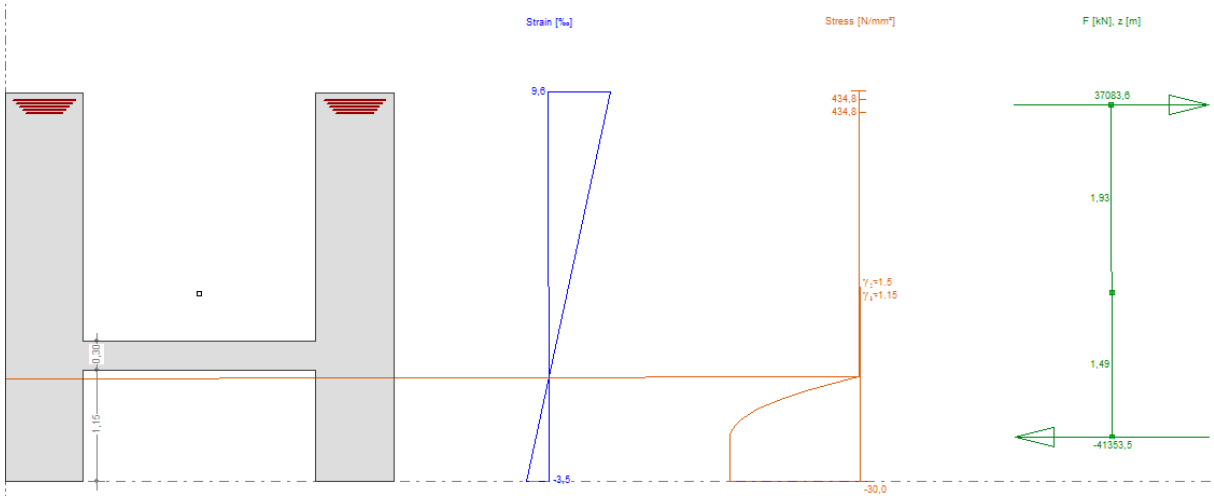


Fig.128 – Dimensionamento da secção de apoio dos pórticos das pilastras em Estado Limite Último de flexão para a combinação 2 (*Fagus-4)*

A combinação de esforços condicionante para o cálculo da secção de apoio é a combinação 2 com F_x=-4 264kN, M_y=-132 942kNm e M_z=229kNm. O diagrama de dimensionamento para a combinação 2 encontra-se representado na figura 128.

Para esta combinação é necessária uma armadura longitudinal de tracção com 836cm^2. Esta é concretizada com 53Φ32 (A_s=426,4cm^2) por banzo da viga, conforme se encontra representado a vermelho na secção transversal da figura 128. No quadro 39 encontra-se a localização e a área de cada fiada das armaduras. Atendendo à largura disponível, igual à da secção de meio-vão, é possível colocar na direcção horizontal 11 varões Φ32 por fiada e por face. É considerado para o cálculo da altura útil das armaduras um recobrimento nominal com 55mm, de forma conservativa, e estribos Φ10. A taxa de armadura longitudinal nesta secção é 1,20% e respeita o disposto nas equações (29) a (31).

Quadro 39 – Dimensionamento em ELU para o momento flector máximo negativo nos pórticos das pilastras

Fiada	d (m)	A_s (cm^2)
1	3,919	88,5
2	3,887	88,5
3	3,855	88,5
4	3,823	88,5
5	3,791	72,4
	TOTAL	426,4

A verificação ao Estado Limite Último de esforço transverso é efectuada segundo as equações (23) a (25).

O esforço transverso de cálculo máximo para a secção de meio-vão é obtido na combinação 6, correspondente a 15 016kN. A secção sem colocação de armadura de esforço transverso não possui resistência suficiente, logo é necessário efectuar o seu dimensionamento.

Quanto menor o ângulo das escoras de betão com o eixo da viga maior é a economia de armaduras, devendo ser minimizado. É adoptado o ângulo mínimo regulamentar, θ=21,8º. Para este ângulo, o

valor de $V_{Rd,max}$, correspondente ao limite de esforço transverso para evitar o esmagamento das escoras de betão, é de 20 972kN. Substituindo na equação (24) o valor do esforço transverso actuante máximo obtém-se uma área de armadura para o esforço transverso de 53,6cm^2/m. Esta armadura é realizada com 10rΦ10//0,15 (A_s=52,4cm^2/m).

Para a secção do apoio do pórtico nas pilastras o esforço transverso máximo é obtido também para a combinação 6, correspondente a 20 683kN. A secção sem armadura de esforço transverso não tem capacidade resistente suficiente, logo é necessário dimensionar esta armadura. O ângulo das escoras de betão adoptado é de θ=21,8º. Para este ângulo, o valor de $V_{Rd,max}$, correspondente ao limite de esforço transverso para evitar o esmagamento das escoras de betão, é de 28 271kN. Substituindo na equação (24) o valor do esforço transverso actuante máximo, obtém-se uma área de armadura para o esforço transverso de 54,8cm^2/m. A armadura adoptada é semelhante à da secção de meio-vão: 10rΦ10//0,15 (A_s=52,4cm^2/m).

Ambas as secções, sob acção das combinações em Estado Limite de Utilização, encontram-se fendilhadas, ultrapassando o valor médio da tensão de rotura à tracção, correspondente a 3,8MPa. O cálculo das tensões, por simplificação, despreza a contribuição do momento flector segundo *z*.

Para a secção do meio-vão, sob acção do momento flector máximo positivo, as tensões máximas de compressão no betão são 15,2MPa e 14,5MPa, respectivamente para as combinações característica e quase-permanente. A tensão de tracção no aço atinge 180,3MPa e 131,7MPa, respectivamente.

Relativamente à secção do apoio, de momento flector máximo negativo, as tensões máximas de compressão no betão são 13,1MPa e 12,4MPa, respectivamente para as combinações característica e quase-permanente. A tensão de tracção no aço atinge 192,5MPa e 144,1MPa, respectivamente.

O controlo da fendilhação sem cálculo directo é cumprido pelo espaçamento máximo dos varões.

4.5.5. PILASTRAS

As pilastras são os únicos elementos da nova superstrutura que apresentam betão da classe C40/50. Esta opção, conforme referido em secções anteriores, é consequência de a sua secção ser constituída por elementos da estrutura existente e nova estrutura. Para efeitos de cálculo considera-se que a ligação entre os novos elementos e os existentes é do tipo rígido, com transmissão total de momentos flectores.

As pilastras são de secção rectangular oca (figura 129). A opção por secção oca reside no facto de se pretender manter o peso próprio baixo, garantindo um braço razoável para fazer face aos momentos flectores.

A armadura longitudinal da secção existente é considerada na verificação ao Estado Limite Último de resistência à flexão para flexão composta com esforço axial, momentos flectores em torno de *y* e momentos flectores em torno de *z*, efectuada com o auxílio do software *Fagus-4*. A armadura existente, do tipo S 235, é colocada no programa como armadura linear (ver figura 129). Cada linha representa uma área de armadura de 40,2cm^2, constituída por 5Φ32. A secção transversal com as armaduras existentes encontra-se representada na figura 129, para as secções do coroamento e encastramento.

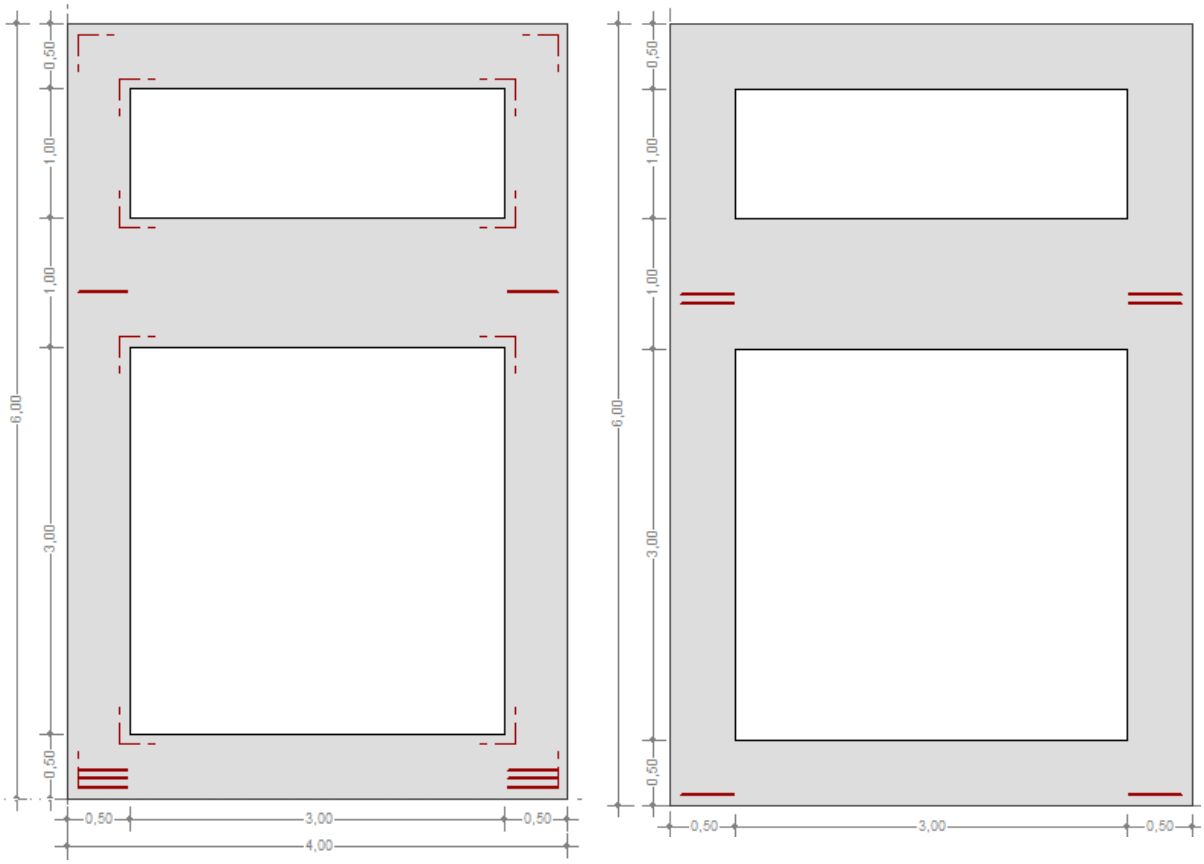


Fig.129 – Secção transversal da pilastra na zona do coroamento (à esquerda) e na zona do encastramento (à direita) com representação das armaduras existentes (*Fagus-4)*

Tendo em consideração que é efectuado apenas um dimensionamento geral não se analisam as secções intermédias das pilastras, dimensionando-se apenas a armadura máxima necessária nas secções de coroamento e encastramento.

Tal como na análise do arco e pilares é necessário ter em consideração o efeito do esforço de compressão favorável, abaixo do ponto de balanceamento.

A combinação mais desfavorável na secção da base das pilastras ocorre para a combinação 6, com esforços F_x=-43 209kN, M_y=-118 833kNm e M_z=-14 035kNm. Para esta combinação a armadura longitudinal existente é suficiente, com o total de 241,2cm^2 e um factor de segurança de 1,91. Esta respeita a armadura mínima definida no Eurocódigo 2.

Na secção do coroamento das pilastras a combinação 6 também é a mais desfavorável, com esforços F_x=-23 931kN, M_y=138 139kNm e M_z=-1 681kNm. Nesta secção já é necessário dimensionar armadura longitudinal, do tipo S 500. A colocação da armadura na secção encontra-se representada na figura 130, assim como os diagramas de dimensionamento. No quadro 40 encontra-se a localização e a área de cada fiada das armaduras.

A solução de armaduras adicionais consiste em duas fiadas colocadas junto à estrutura existente, com uma secção total de 965cm^2. O posicionamento destas armaduras e da própria nova secção de betão não é estruturalmente o mais eficaz. No entanto, as restrições de impacto visual levam a tomar esta opção. Assim, as novas armaduras apresentam 60Φ32 (A_s=482,5cm^2) por fiada, dispostas em 2 fiadas. A percentagem de armadura longitudinal na secção, incluindo armadura existente, é 1,1%.

Quadro 40 – Dimensionamento em ELU para o momento flector máximo no coroamento das pilastras

	Fiada	d (m)	A_s (cm^2)
Armadura existente	1	2,080	80,4
	2	5,850	241,2
Armadura projectada	3	1,830	482,5
	4	1,798	482,5
		TOTAL	1286,6

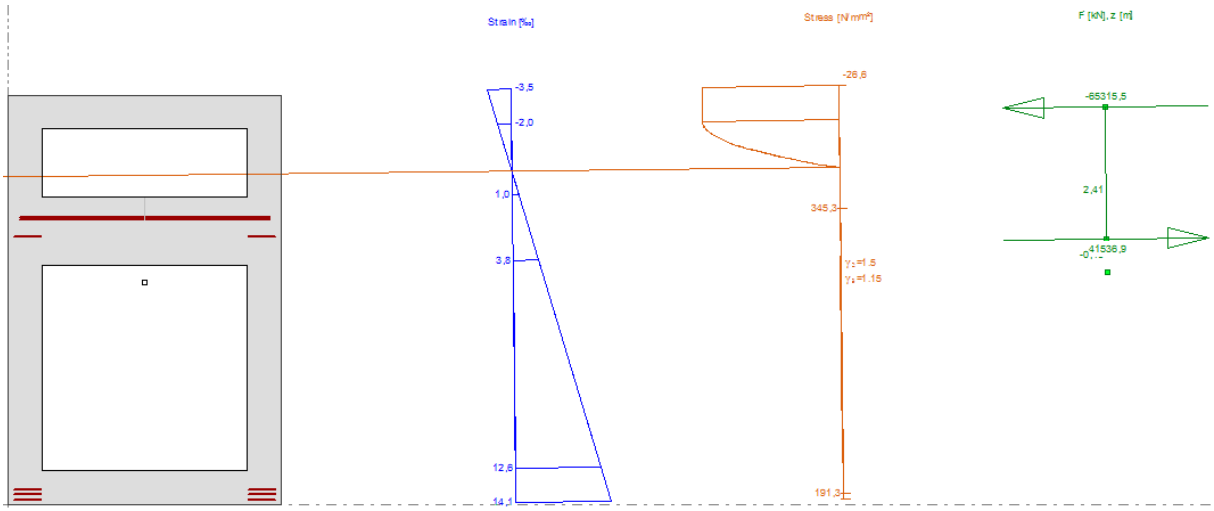


Fig.130 – Dimensionamento da secção de coroamento das pilastras em Estado Limite Último de flexão para a combinação 6 (*Fagus-4)*

Relativamente à verificação ao Estado Limite Último de esforço transverso, o valor máximo na secção de coroamento é de 5 607kN, atingido na combinação 6. Utilizando a equação (23) verifica-se que o esforço transverso resistente sem utilização de armadura é de 3 418kN, considerando o efeito do esforço axial de compressão, logo é necessário dimensionar esta armadura.

É adoptado o ângulo θ=21,8º. Para este ângulo, o valor de $V_{Rd,max}$, correspondente ao limite de esforço transverso para evitar o esmagamento das escoras de betão, é de 14 388kN. Substituindo na equação (24) o valor do esforço transverso actuante máximo obtém-se uma área de armadura para o esforço transverso de 16,6cm^2/m que pode ser dimensionada em 4rΦ10//0,18 (A_s=17,5cm^2/m).

Na secção da base o esforço transverso máximo atinge 5 607kN na combinação 6. A resistência da secção sem armaduras de esforço transverso é de 3 763kN, portanto insuficiente. É adoptado um ângulo θ igual ao da secção do coroamento. Relativamente ao cálculo do valor limite de esforço transverso de forma a evitar o esmagamento das escoras de betão, esta secção distingue-se apenas no na distância ao eixo médio das armaduras longitudinais, onde apresenta um valor superior, consequência das novas armaduras. Assim, o valor de $V_{Rd,max}$ é de 16 184kN. Substituindo na equação (24) o valor do esforço transverso actuante máximo, obtém-se uma área de armadura para o esforço transverso de 14,8cm^2/m, que pode ser dimensionada em 4rΦ10//0,18 (A_s=17,5cm^2/m), semelhante à armadura utilizada no coroamento.

No que concerne à armadura de esforço transverso, é necessário analisar a armadura da secção existente no sentido de diminuir ou eliminar a necessidade de nova armadura.

Relativamente às verificações em Estado Limite de Utilização, é controlado o nível de tensões como efectuado nas secções anteriores. Neste elemento o nível de tensões admitido é diferente, consequência da utilização de materiais distintos. A tensão máxima de compressão no betão para a combinação característica é 24MPa e para a combinação quase-permanente 18MPa. A tensão máxima de tracção no aço para a combinação característica é 188MPa nas armaduras existentes.

A secção encontra-se fendilhada em ambas as combinações e, atendendo ao seu valor reduzido e como forma de simplificação do cálculo, são desprezados os momentos flectores segundo *z*. Na secção da base a tensão máxima de compressão do betão é 1,9MPa e a tensão máxima de tracção nas armaduras é 15,0MPa, na combinação característica. Para a combinação quase-permanente a tensão máxima de compressão é 3,1MPa e a tensão máxima de tracção nas armaduras é 28,5MPa. Na secção do coroamento a tensão máxima de compressão do betão é 3,5MPa e a tensão máxima de tracção nas armaduras é 87,6MPa, na combinação característica. Para a combinação quase-permanente a tensão máxima de compressão é 3,5MPa e a tensão máxima de tracção nas armaduras é 111,6MPa.

Atendendo a estes valores também é verificada a fendilhação sem necessidade de cálculo directo.

4.5.6. APARELHOS DE APOIO

Aparelhos de apoio do tipo *pot-bearing* (figura 131) são uma opção válida para estruturas de betão armado de grande envergadura. Possuem capacidade para acomodar elevadas cargas verticais, longitudinais e transversais, permitindo liberdade rotacional e/ou de translação nas direcções horizontais. Como direcção horizontal entende-se a do plano horizontal do apoio. Assim, distinguem-se três categorias deste tipo de apoio: apoio fixo, com restrição de todas as translações do plano horizontal; apoio guiado, com restrição de translação numa direcção do plano horizontal; e apoio multidireccional, permitindo translações segundo todas as direcções do plano horizontal.

Fig.131 – Exemplo de um aparelho de apoio do tipo *pot-bearing* (Mageba 2011)

Na zona sobre o arco o apoio do tabuleiro nos pilares é feito através de aparelhos de apoio do tipo *pot-bearing*, com liberdade de rotação, nos alinhamentos C, C´, D e D´, correspondentes aos pilares mais curtos, e ligações monolíticas nos restantes.

Na zona sobre as encostas a ligação da viga caixão aos pilares é feita com ligações monolíticas. Caso necessário nos pilares mais curtos, podem ser utilizados aparelhos de apoio do tipo *pot-bearing* com deslocamento unidireccional. Estes permitem deslocamentos longitudinais apenas para acções de

carácter lento, como a retracção, fluência e variações de temperatura, impedindo o deslocamento relativo para acções rápidas, actuando como apoio fixo.

A ligação do tabuleiro aos encontros é concretizada por aparelhos de apoio do tipo *pot-bearing* pontuais colocados na mesma posição transversal dos apoios dos pilares. Estes apoios devem permitir total rotação. No que concerne às translações, longitudinalmente e transversalmente, permitem a livre dilatação do tabuleiro.

Os aparelhos de apoio do arco têm de possuir a capacidade para permitir rotações, impedindo qualquer translação. Estes podem ser materializados, novamente, com um apoio do tipo *pot-bearing* ou um apoio elastomérico, de grandes dimensões, atendendo à elevada carga compressiva a que se encontra sujeito.

Nos encontros da ponte e ao longo da ligação do tabuleiro entre a estrutura existente e a nova são necessárias juntas de dilatação, dimensionadas de forma a acomodar os deslocamentos previstos. A junta ao nível do tabuleiro assume um carácter especial. Esta está dependente do grau de liberdade oferecido à nova estrutura relativamente à estrutura existente, através das ligações ao nível do arco e viga caixão.

As juntas de dilatação têm como objectivo minimizar os efeitos causados pelos movimentos do tabuleiro transversal e longitudinalmente, como consequência dos efeitos térmicos, fluência e retracção do betão.

4.5.7. Encontros e fundações

Ambos os encontros do tabuleiro devem ser em betão armado e, na margem do Porto, providenciar contenção ao aterro de acesso. O esforço máximo vertical em Estado Limite Último que necessitam de acomodar é 2 846kN.

Relativamente às fundações dos pilares em viaduto, estas não são dimensionadas no presente trabalho. No futuro devem ser elaborados modelos de cálculo que tenham em consideração a rigidez da fundação.

Atendendo às boas condições do maciço, prevê-se a utilização de fundações directas por sapata, conforme já realizado para as fundações da estrutura existente.

As fundações do novo arco e pilastras utilizam o maciço existente. Este é em betão C30/40, maciço, com dimensões representadas na figura 32. É necessário averiguar com rigor as tensões instaladas actualmente para definir a necessidade de um eventual reforço do maciço. A opção pelo apoio do novo arco com liberdade de rotação vem no sentido de não perder o existente equilíbrio de forças. Os esforços máximos em Estado Limite Último transmitidos pelo novo arco são, segundo o eixo local do arco, um esforço de compressão de 166 794kN e um esforço na direcção z de 3 684kN. Considerando a secção transversal do arco no encastramento, o esforço de compressão representa uma tensão uniforme de 10,3MPa sobre o maciço de betão dos encontros.

5
PROCESSO CONSTRUTIVO

5.1. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

O processo construtivo a adoptar envolve alguma complexidade, consequência principalmente de dois factores: a proximidade da estrutura existente e a betonagem do novo arco utilizando o actual como cimbre.

Apesar de os factores supracitados contribuírem para as características singulares desta construção, acrescentando dificuldades na eleição de um método construtivo convencional, colaboram igualmente para a diminuição do tempo de construção, meios necessários e custos.

Na concepção do processo construtivo devem permanecer focados os factores economia, exequibilidade, segurança e tempo de execução.

O processo construtivo eleito é do tipo tramo a tramo, com o auxílio de cavaletes com apoio no solo nas zonas em viaduto. Na zona em arco, conforme referido, é utilizado o arco existente como cimbre para o novo arco. Posteriormente, a construção do novo tabuleiro sobre o arco é efectuada com recurso a um cavalete apoiado neste. A opção pela utilização de cavaletes como tecnologia de suporte é justificável pelos vão moderados (18m-26m) e, essencialmente, porque o trabalho tem de ser efectuado com suporte inferior, uma vez que não se prevê que o tabuleiro existente tenha capacidade resistente para ser utilizado como estrutura de suporte. Todavia, a betonagem dos elementos pode ser efectuada a partir do tabuleiro existente, evitando a necessidade de bombagem, assim como o transporte de trabalhadores e restantes materiais.

O método construtivo adoptado divide inicialmente a ponte em três zonas de trabalho, as pilastras, os viadutos sobre as encostas e o arco, desdobrando-se em seis atendendo à simetria em relação ao plano normal ao eixo do tabuleiro. Estas seis zonas podem funcionar em simultâneo diminuindo o tempo de obra. Devido ao controlo de tensões, a betonagem do novo arco tem de ser efectuada simultaneamente nos dois lados, resultando em duas frentes activas. Para melhor distribuição dos esforços, também as restantes etapas sobre o arco devem ser efectuadas simultaneamente nos dois lados, de forma simétrica.

Na zona do arco e pilastras existe uma primeira actividade comum que consiste, caso necessário, no reforço do maciço de fundação dos encontros do arco e pilastras.

Zona das pilastras

1) Construção de um cavalete apoiado no solo;
2) Reforço estrutural das pilastras por aumento da secção transversal;
3) Suporte dos dois vãos adjacentes aos pórticos das pilastras no cavalete, substituindo a função do pórtico nesta fase;
4) Demolição do pórtico das pilastras existente;
5) Construção do novo pórtico das pilastras e transferência das acções do tabuleiro para este.

Zona dos viadutos

Na zona dos viadutos, o trabalho pode ser efectuado por vãos entre pilares, valendo-se de um cavalete apoiado no solo. A construção por vãos limitados permite minimizar as perturbações no tráfego rodoviário sobre a ponte e a utilização da estrutura do cavalete nos troços seguintes. Nos vãos da ponte que se encontrem sobre as vias rodoviárias existentes (Via Panorâmica Edgar Cardoso; acessos à Via de Cintura Interna e Rua do Cavaco) deve ser construída uma estrutura de suporte que mantenha o gabarito mínimo, não impedindo a circulação automóvel.

Inicialmente, são realizadas as fundações e a construção dos novos pilares entre os existentes. Posteriormente, é demolida a faixa central do tabuleiro existente, construíndo seguidamente o novo tabuleiro, *in situ*, com recurso a cofragem recuperável, suportado pelo cavalete até o vão estar completo e adquirir resistência suficiente.

Atendendo ao facto de ser necessária, após a construção do novo tabuleiro, a elevação do pavimento na extensão transversal rodoviária remanescente, a ordem de construção na zona em viaduto deve ser dos encontros para o centro. Este processo repete-se para os sucessivos vãos.

A parcela que se encontra exteriormente à Ponte da Arrábida, em curva circular, pode ser efectuada em qualquer momento, utilizando também um cavalete apoiado no solo.

Zona do arco

1) Construção da estrutura de suporte transversal, entre “costelas” do arco existente, para suporte do novo arco durante as fases de betonagem;
2) Betonagem do novo arco segundo as fases de betonagem definidas na secção 5.2;

Nota: na zona do fecho do arco, numa extensão longitudinal de 63,6m, correspondente a três vãos entre pilares, é necessária a demolição da faixa central do tabuleiro existente, dado que o novo tabuleiro cumpre a função do arco nesta zona. O método construtivo a adoptar nesta zona é complexo, atendendo à dificuldade de apoio no arco existente. Uma solução possível é a utilização de uma estrutura metálica constituída por elementos de chapa que envolva o novo tabuleiro e apoie nos arcos existentes, actuando como cofragem na fase de betonagem *in situ* ou como suporte, em caso de utilização de aduelas pré-fabricadas de comprimento compatível com a capacidade resistente do tabuleiro existente.

3) Após ganho de presa do novo arco, remoção dos elementos de suporte transversais necessários durante a betonagem;

Nota: as fases posteriores devem ser realizadas por vãos entre pilares, numa extensão longitudinal de 21,20m, do centro da ponte para as pilastras, considerando os seguintes factores: mitigar a perturbação no tráfego rodoviário, por limitação da extensão longitudinal com corte de vias de trânsito; possibilitar a reutilização do cavalete para os sucessivos vãos; elevar o pavimento rodoviário para a nova cota de forma gradual com a construção dos novos tramos.

Assim, para cada vão entre pilares é necessário:

4) Montagem de um cavalete metálico apoiado no arco, de comprimento igual ao vão entre pilares (21,2m), necessário para as fases seguintes;
5) Construção dos novos pilares;
6) Demolição da faixa central do tabuleiro existente;
7) Construção do novo tabuleiro *in situ* por meio de cofragem recuperável;
8) Elevação do pavimento das vias rodoviárias existentes para a cota do novo tabuleiro.

Após conclusão de toda a estrutura são colocadas as infra-estruturas relativas ao metro e vias rodoviárias, seguidas dos acabamentos gerais.

5.2. ESTUDO DO PROCESSO CONSTRUTIVO DO NOVO ARCO

O processo construtivo do novo arco envolve dois estudos, um longitudinal, de verificação da capacidade resistente do arco existente durante a betonagem do novo arco, e outro transversal, onde se aborda a estrutura de suporte e transferência de cargas do novo arco para o existente durante a sua betonagem.

Ao nível longitudinal, a escolha consiste numa betonagem do novo arco de forma faseada, contínua dos encontros para o fecho (figura 132). Esta opção está subjacente ao facto de ser necessário equilibrar as tensões que se geram nas fibras do arco existente, compensando os extremos do diagrama de momentos flectores com um jogo de cargas. Desta forma, o objectivo é possibilitar a betonagem do novo arco sem sacrifício das sobrecargas rodoviárias no actual tabuleiro, mantendo as tensões de compressão e tracção dentro dos limites da capacidade resistente dos materiais.

A solução adoptada prevê quatro fases de betonagem, sendo cada uma efectuada em simultâneo em ambos os meios arcos. A solução preconizada está sujeita a aperfeiçoamento, mas permite demonstrar a viabilidade da utilização do arco existente como cimbre para o novo arco.

Na secção 5.3 é estudada a capacidade resistente do arco existente para ser utilizado como cimbre durante a construção do novo arco.

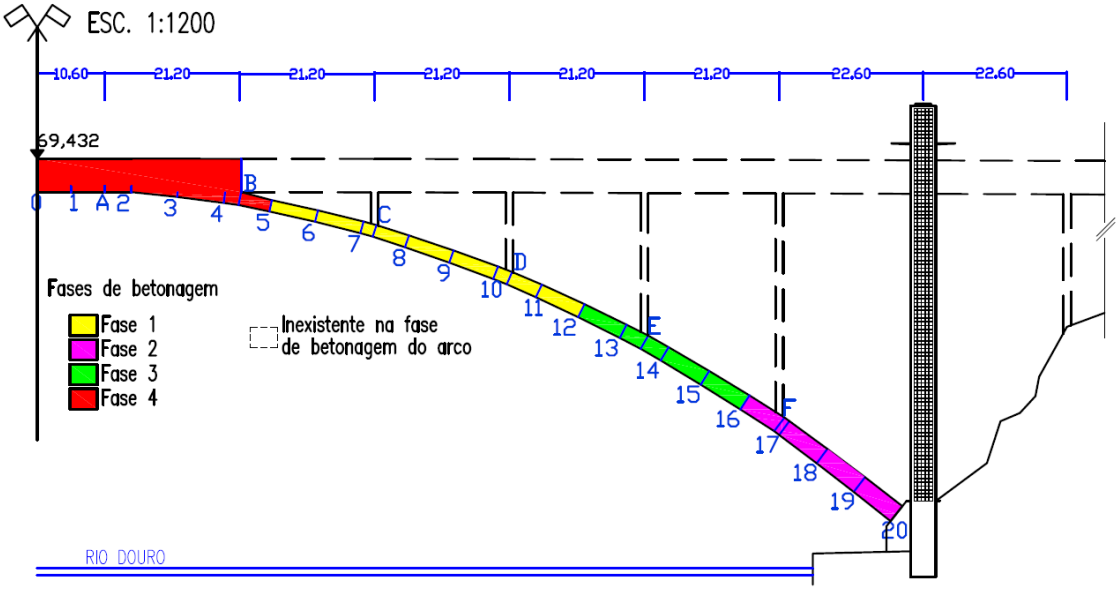


Fig.132 – Representação esquemática do faseamento construtivo associado à betonagem do novo arco

Ao nível transversal surge um problema construtivo relacionado com a transferência da carga respeitante ao novo arco para o existente, durante a sua betonagem. Atendendo à localização do novo arco, entre as "costelas" do actual e, deste modo, sem o apoio directo deste, é necessário um sistema que actue ao nível transversal.

A utilização do arco existente como cimbre, idealmente, seria efectuada utilizando toda a estrutura existente sem acrescentar outros elementos. A solução lógica seria recorrer aos contraventamentos "horizontais" inferiores para efectuar a transferência da carga para o arco.

Estes contraventamentos, em Cruz de Santo André, apresentam secção transversal conforme representado na figura 133.

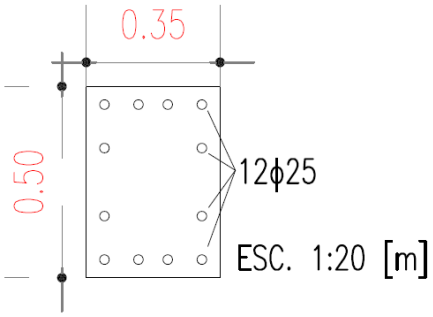


Fig.133 – Secção transversal dos contraventamentos "horizontais"

Recorrendo ao software *Fagus*-4 é calculada a capacidade resistente desta secção transversal, obtendo-se M_{Rd}=247kNm. Estes contraventamentos vencem um vão de 9,4m entre apoios. Retirando a parcela referente ao peso próprio, apresentam capacidade resistente à flexão para uma sobrecarga uniformemente distribuída p_{Ed}=18kN/m, considerando-os como simplesmente apoiados.

Atendendo a que a área transversal do arco varia entre 16,14m^2 nos encontros e 8,20m^2 na secção aligeirada de menor altura, e os contraventamentos cobrem uma área de arco com 5,5m na direcção longitudinal e 7m na direcção transversal (conforme representado na figura 136), isto implica que se

encontram solicitados, de forma simplificada, por uma sobrecarga uniforme ao longo do seu desenvolvimento de valores entre 118kN/m e 60kN/m, acima da capacidade resistente.

Tendo em conta que os contraventamentos não demonstram capacidade resistente suficiente, outra solução é uma opção mista (figuras 134 e 135). Ou seja, suportar a construção do arco não só nos contraventamentos "horizontais" mas também em barras metálicas dispostas transversalmente, unindo as duas "costelas", conforme representa o corte transversal da figura 134, onde a barra transversal se encontra assinalada a amarelo. O espaçamento longitudinal das barras transversais deve ser o necessário para as solicitações do novo arco, variando ao longo do seu desenvolvimento com a variação da secção transversal e consequente sobrecarga que é necessário transmitir ao arco existente. Na figura 135 encontra-se o corte longitudinal A-A´, onde as barras transversais apresentam espaçamento fixo de 1m. Neste corte não se encontra representado o novo arco. Nesta solução é necessário ter em consideração dois factores: o reduzido espaço disponível entre o topo dos contraventamentos e a parte inferior do novo arco, apenas 0,25m (ver figura 134); e a análise que é necessária efectuar à capacidade resistente local dos banzos, que são utilizados como suporte das barras transversais.

Apesar de esta solução parecer exequível, a necessidade de diversas barras transversais e o facto de carecer de maior informação acerca da capacidade resistente dos banzos, conduz a optar por uma solução diferente, onde é possível carregar o arco de uma forma distribuída ao nível transversal.

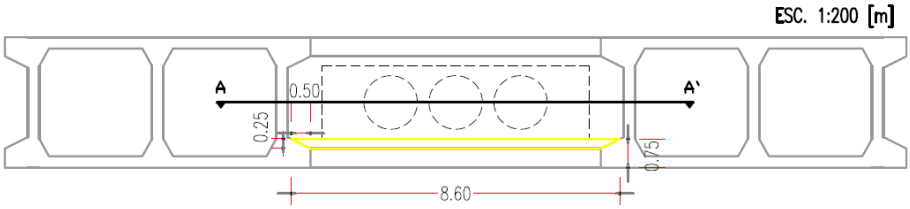


Fig.134 – Corte transversal da solução com elementos de barra transversais pouco espaçados

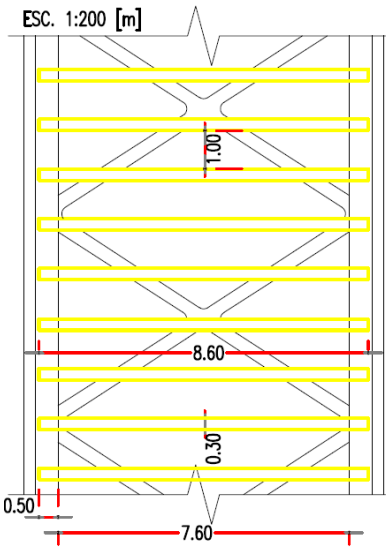


Fig.135 – Corte longitudinal A-A´ da solução com elementos de barra transversais pouco espaçados

A solução calculada (figuras 136 e 137) consiste em utilizar um sistema de pórtico metálico, com barras horizontais de grande altura (máximo 0,8m junto aos encontros, onde as solicitações são superiores), localizadas com um espaçamento longitudinal fixo de 5,5m (ver figura 137). A sua colocação com este espaçamento visa evitar os contraventamentos "horizontais", onde, conforme referido anteriormente, a altura disponível entre a superfície superior dos contraventamentos e a superfície inferior do novo arco é apenas 0,25m. No corte transversal da figura 136 e na vista inferior em planta da figura 137 é possível observar a localização do pórtico. A barra horizontal encontra-se simplesmente apoiada num tirante, que por sua vez liga rigidamente a 90º a uma barra que descarrega ao longo da superfície superior das "costelas".

O dimensionamento desta solução é efectuado com recurso ao software *Robot Structural Analysis 2011*, utilizando elementos de barra. A verificação de segurança é realizada neste programa, utilizando as normas do Eurocódigo 3, conforme demonstra a figura 138. As acções consideradas no cálculo são o peso próprio dos elementos metálicos e a sobrecarga do arco correspondente à sua secção de maior altura. A solicitação do novo arco corresponde a um vão de 5,5m com a secção de maior altura, de forma conservativa. Esta acção representa uma carga uniformemente distribuída de 316,8kN/m na barra inferior. Os elementos de aço são da classe S450, de acordo com a Norma EN 10025-2. A barra inferior é um perfil HEB800, de secção transversal representada na figura 139, e com uma massa de 262,3kg/m. Os tirantes verticais apresentam secção do tipo TREC300x100x5, reproduzida na figura 140, e com uma massa de 30kg/m. A barra que descarrega no arco existente não é detalhada neste dimensionamento.

Apresentadas duas soluções possíveis para o cimbre transversal do novo arco, a escolha da melhor é subjectiva, dependendo dos custos associados a cada hipótese e facilidade construtiva, sendo que ambos os factores resultam dos meios que a empresa de construção dispõe.

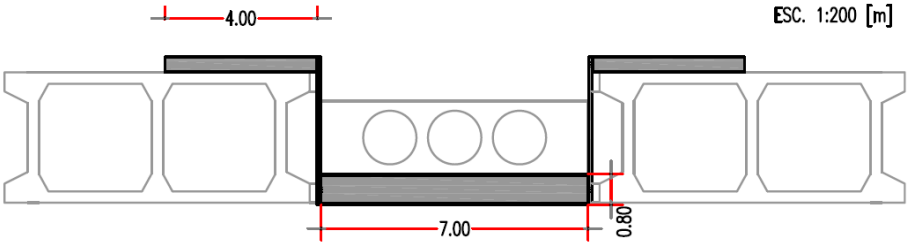


Fig.136 – Corte transversal da solução com barra transversal espaçada 5,5m

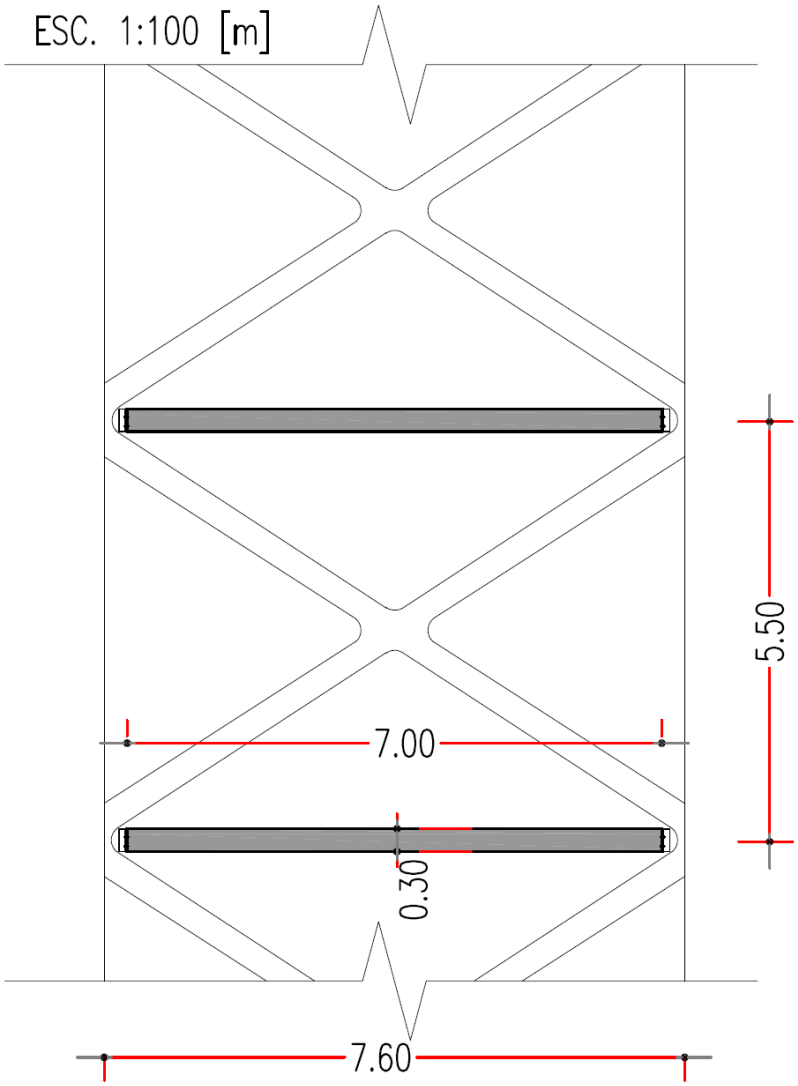
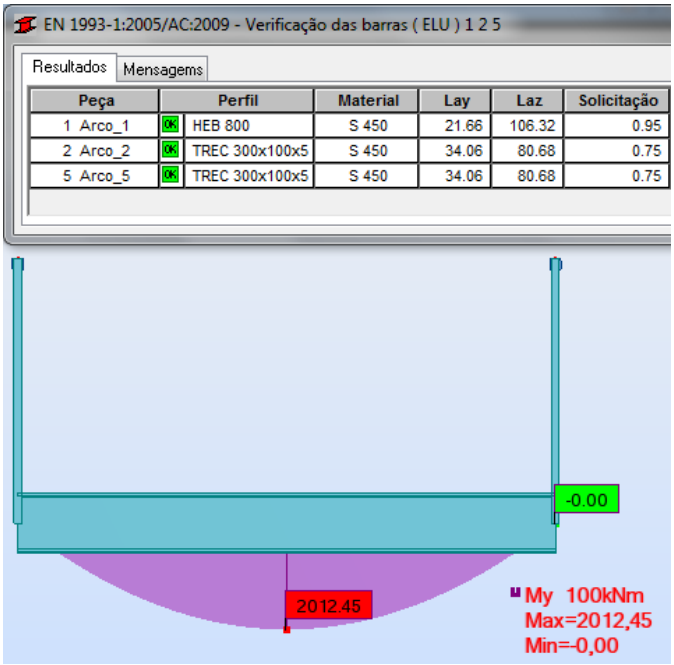


Fig.137 – Vista inferior em planta da solução com barra transversal espaçada 5,5m



Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicitação
1 Arco_1	OK HEB 800	S 450	21.66	106.32	0.95
2 Arco_2	OK TREC 300x100x5	S 450	34.06	80.68	0.75
5 Arco_5	OK TREC 300x100x5	S 450	34.06	80.68	0.75

Fig.138 – Verificação de segurança da solução com barra transversal espaçada longitudinalmente de 5,5m (*Autodesk Robot Structural Analysis 2011*)

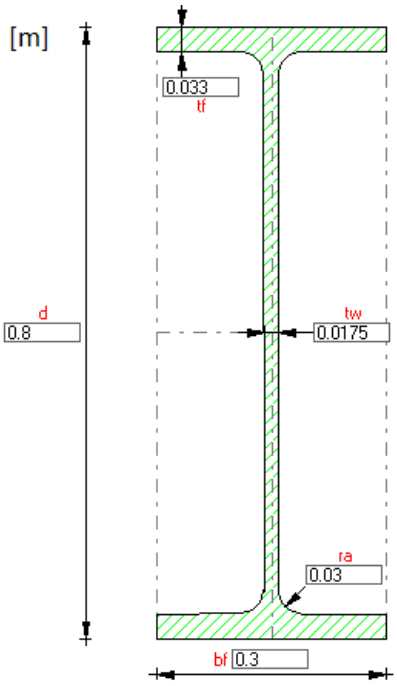


Fig.139 – Secção transversal HEB800

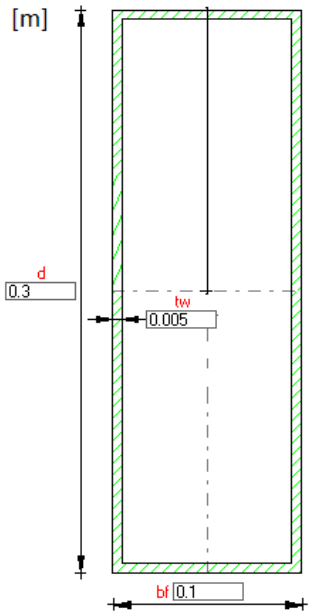


Fig.140 – Secção transversal TREC300x100x5

5.3. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO ARCO EXISTENTE

De forma a verificar a capacidade resistente do arco existente como cimbre para o novo arco é efectuado o estudo, de forma simplificada, do impacto da sobrecarga do novo arco sobre o arco existente. Este analisa apenas as tensões no intradorso e extradorso do arco existente a partir dos esforços N_x e M_y nos diferentes pontos em que se dividiu a sua secção ao longo da directriz. Estas tensões foram examinadas para as quatro fases em que se dividiu a betonagem, conforme referido na secção 5.2.

É modelada, com elementos de barra, uma "costela" do arco existente no software *Autodesk Robot Structural Analysis 2011*. O modelo é bidimensional, constituído por diversas barras com secção variável ao longo da extensão do arco. Estas barras concentram as características geométricas e mecânicas da "costela", de acordo com os dados obtidos no Projecto da Ponte da Arrábida (Cardoso 1955).

Nas expressões seguintes as diferentes parcelas estão de acordo com a nomenclatura utilizada na figura 46. Os diferentes componentes presentes nas expressões (36) e (37) ostentam, para cada "costela" do arco, os valores que constam do quadro 1.

A área de betão de cada secção transversal de uma "costela" do arco existente é obtida por

$$A_c = [b \times e + 4 \times f_1 + 8 \times f_2 - 2 \times 2{,}95 \times e_3 - 2 \times 0{,}60 \times e_0] \qquad (36)$$

O momento de inércia relativamente ao eixo horizontal de uma "costela" do arco, considerando a contribuição das armaduras e com um coeficiente de homogeneização, α=10, numa relação de 0,5% de área de aço relativamente à área de betão, é obtido pela equação

$$I = \left[\frac{b \times e^3}{12} - \frac{2 \times b_3 \times e_3^3}{12} - \frac{2 \times b_1 \times e_0^3}{12} + 8 \times f_2 \times e_4^2 + 4 \times f_1 \times e_5^2\right] + \left[\left(\frac{e - e_2}{2}\right)^2 \times \alpha \times 0{,}005 \times A_c\right] \qquad (37)$$

A área de cada secção transversal de uma "costela" do arco, homogeneizada em betão, é obtida por

$$A = A_c + [\alpha \times 0{,}005 \times A_c] \qquad (38)$$

No modelo numérico opta-se, de forma conservativa, por não considerar a contribuição das armaduras para o momento de inércia e área da secção transversal. Contudo, esta parcela é contabilizada no cálculo das tensões. No quadro 41 encontram-se descritas as áreas e momentos de inércia de uma "costela" das diferentes secções do arco.

Quadro 41 – Características mecânicas de uma "costela" das diversas secções do arco existente

Secção	Betão		Homogeneizado	
	I_c (m^4)	A_c (m^2)	I_h (m^4)	A_h (m^2)
20	60,75	36,00	60,75	60,75
19	41,62	14,08	48,97	43,70
18	36,68	12,89	43,16	38,51
17	31,91	11,74	37,54	33,50
F	31,15	11,53	36,69	32,71
16	27,46	10,64	32,34	28,83
15	24,90	10,17	29,20	26,14
14	23,29	9,99	27,15	24,46
E	22,72	9,95	26,40	23,86
13	22,02	9,91	25,49	23,13
12	20,92	9,83	24,07	21,97
11	20,08	9,86	22,95	21,09
D	19,53	9,90	22,20	20,50
10	19,48	9,98	22,09	20,45
9	18,63	10,01	21,01	19,57
8	17,93	10,05	20,10	18,83
C	17,31	10,00	19,33	18,17
7	17,06	9,99	19,03	17,91
6	16,20	9,92	17,98	17,01
5	15,48	9,87	17,12	16,26
B	15,02	9,83	16,56	15,77
4	14,79	9,81	16,29	15,53
3	14,23	9,77	15,62	14,94
2	13,41	9,62	14,68	14,08
A	12,95	9,49	14,15	13,59
1	12,41	9,19	13,58	13,03
0	11,91	9,14	12,99	12,50

No sentido de conhecer o estado actual de tensão no arco foram utilizados os valores do Projecto da Ponte da Arrábida (Cardoso 1955). O cálculo efectuado na época apresenta elevado rigor matemático e é validado com recurso a modelos experimentais à escala, não se considerando como necessário maior detalhe. A partir do projecto foram recolhidos os valores da tensão no intradorso e extradorso do arco sob as acções mais importantes, nomeadamente o peso próprio do arco, o peso próprio dos pilares, tabuleiro e contraventamentos, e sobrecargas rodoviárias nas posições que conduzem aos maiores esforços de compressão e tracção no arco. Pelo facto de a ponte ter sido dimensionada para sobrecargas militares, a sobrecarga rodoviária apresenta um coeficiente de segurança que permitiu efectuar o alargamento para 3x3 vias de trânsito. No quadro 42 encontram-se representados os valores da tensão normal constantes do projecto para as diferentes acções.

Quadro 42 – Tensões normais no intradorso e extradorso do arco existente (Cardoso 1955)

[MPa]	Peso Próprio Arco	Tab., Pilares, Contravent.	Peso Próprio Arco	Tab., Pilares, Contravent.	Sobrecarga Rodoviária			
					Compressões		Tracções	
Secção	Intradorso		Extradorso		Intradorso	Extradorso	Intradorso	Extradorso
20	-1,17	-1,61	-1,97	-0,63	-3,11	-3,37	2,94	2,77
19	-2,90	-3,66	-5,00	-2,30	-3,98	-4,27	3,20	3,04
18	-3,31	-3,78	-5,15	-2,78	-3,63	-3,63	2,56	2,48
17	-4,30	-3,58	-4,84	-3,66	-3,40	-3,06	1,90	2,08
F	-4,57	-3,60	-4,75	-3,78	-3,31	-2,94	1,85	2,06
16	-4,69	-3,77	-5,29	-3,71	-3,03	-2,54	1,37	1,55
15	-5,01	-3,82	-5,27	-4,04	-2,70	-2,10	1,00	1,08
14	-5,57	-3,31	-4,73	-4,69	-2,66	-1,83	0,90	0,83
E	-5,96	-2,86	-4,30	-5,16	-2,83	-1,76	1,01	0,85
13	-5,84	-2,89	-4,38	-4,69	-2,90	-1,74	1,07	0,84
12	-5,90	-3,15	-4,28	-4,51	-3,18	-2,13	1,54	1,17
11	-6,12	-2,79	-3,88	-4,85	-3,49	-2,69	2,00	1,67
D	-6,32	-2,11	-3,54	-5,49	-3,82	-2,95	2,26	1,97
10	-6,18	-2,21	-3,54	-4,99	-3,84	-3,08	2,37	2,00
9	-5,85	-2,52	-3,73	-4,66	-3,86	-3,30	2,46	2,21
8	-5,93	-2,32	-3,49	-4,82	-3,90	-3,62	2,60	2,39
C	-6,33	-1,84	-3,07	-5,32	-3,94	-3,67	2,71	2,51
7	-6,24	-2,04	-3,14	-4,92	-3,93	-3,74	2,67	2,49
6	-5,96	-2,62	-3,40	-4,38	-3,74	-3,79	2,62	2,46
5	-6,09	-2,62	-3,27	-4,44	-3,56	-3,77	2,45	2,34
B	-6,42	-2,25	-2,92	-4,81	-3,45	-3,73	2,44	2,31
4	-6,15	-2,48	-3,19	-4,48	-3,35	-3,72	2,38	2,21
3	-5,64	-3,03	-3,70	-3,97	-3,09	-3,54	2,24	2,05
2	-5,74	-3,04	-3,72	-4,08	-3,09	-3,59	2,31	1,92
A	-5,65	-3,14	-3,93	-4,08	-3,12	-3,70	2,37	1,91
1	-5,68	-3,58	-4,24	-3,86	-1,89	-2,15	1,45	1,19
0	-3,51	-2,42	-3,05	-2,30	-	-	-	-

Após abordar o estado de tensão actual do arco e as propriedades geométricas necessárias para definir a sua secção no modelo numérico, é imprescindível estudar a sobrecarga relativa à construção do novo arco. No quadro 43 está definida a carga total do novo arco para cada tramo segundo a nomenclatura apresentada no anexo A4-2, segundo o eixo directriz do arco, e a carga uniformemente distribuída aproximada para utilização no programa de cálculo. Além desta carga uniforme é considerada uma sobrecarga de construção de 9kN/m segundo a directriz do arco. Esta representa a estrutura de suporte transversal e demais elementos necessários durante a construção.

Quadro 43 – Análise da sobrecarga do novo arco durante a sua construção

Fase de Betonagem	Troço	Tipo	Extensão (m)	$V_{betão}$ (m3)	Q (kN)	$Q_{uniforme}$ (kN/m)
2	20-19	Secção Aligeirada	7,4	118,7	2967	401
	19-18		7,4	112,6	2815	381
	18-17		7,4	106,9	2672	364
	17-F		1,0	14,2	356	363
	F-16		6,4	90,9	2272	354
3	16-15		7,4	99,0	2474	336
	15-14		7,4	96,5	2413	327
	14-E		3,7	45,3	1132	309
	E-13		3,7	44,8	1119	299
	13-12		7,3	84,6	2115	288
1	12-11		7,4	81,9	2047	278
	11-D		5,0	52,9	1322	262
	D-10		2,3	24,1	603	257
	10-9		7,4	73,0	1824	247
	9-8		7,4	68,8	1719	233
	8-C		5,4	47,9	1196	223
	C-7		2,1	17,8	446	217
	7-6		7,4	61,6	1541	209
	6-5		7,4	59,9	1498	203
4	5-B	Secção Cheia	5,0	67,7	1692	340
	B-4	Secção Cheia +Viga Caixão	2,4	41,6	1039	432
	4-3		7,4	126,0	3149	427
	3-2		7,4	81,7	2043	276
	2-A	Viga Caixão + Chapa	4,2	35,2	925	222
	A-1		3,2	27,3	718	222
	1-0		7,4	62,7	1645	222

No cálculo das tensões normais são contabilizados os esforços axiais de compressão e os momentos flectores em torno do eixo horizontal transversal. Atendendo à simetria da estrutura e do carregamento não se prevêem momentos flectores significativos segundo o eixo vertical. A área e o momento de inércia utilizados no cálculo das tensões normais, para cada secção, consideram, conforme referido anteriormente, a contribuição das armaduras com um coeficiente de homogeneização, α=10.

No mesmo cálculo são considerados coeficientes de segurança de 1,35 para o peso próprio do arco existente, pilares, contraventamentos e tabuleiro, assim como para a sobrecarga do novo arco. A sobrecarga rodoviária é calculada com o coeficiente 1,50.

No quadro 44 encontram-se as tensões normais no extradorso e intradorso do arco após cada fase de betonagem, sem contabilizar as sobrecargas rodoviárias. Ambas as tensões máximas são atingidas na fase 3 de betonagem, sendo a tensão máxima de compressão 20,8MPa no intradorso da secção 1, próxima do fecho do arco, e a tensão máxima de tracção 3,4MPa no extradorso da secção 20, correspondente ao encastramento do arco.

Quadro 44 – Tensões normais no intradorso e extradorso do arco existente após sucessivas fases de betonagem

[MPa]	Fase 1		Fase 1+2		Fase 1+2+3		Fase 1+2+3+4	
Secção	Intradorso	Extradorso	Intradorso	Extradorso	Intradorso	Extradorso	Intradorso	Extradorso
20	-4,9	-3,6	-8,1	-0,8	-12,7	**3,4**	-6,8	-4,1
19	-10,9	-9,9	-12,9	-8,5	-17,4	-4,9	-12,8	-12,2
18	-12,2	-10,4	-12,7	-10,3	-16,3	-7,7	-13,5	-13,6
17	-13,7	-10,9	-13,2	-11,6	-15,4	-10,4	-14,7	-14,4
F	-14,3	-10,9	-13,7	-11,6	-15,8	-10,6	-15,4	-14,4
16	-14,7	-11,7	-13,8	-12,6	-14,2	-13,3	-15,4	-15,8
15	-14,9	-12,5	-14,1	-13,3	-12,6	-15,8	-15,7	-16,5
14	-14,4	-13,2	-13,7	-14,0	-10,9	-17,5	-15,8	-16,5
E	-14,0	-13,6	-13,3	-14,3	-10,2	-18,2	-16,0	-16,3
13	-13,2	-13,7	-12,7	-14,3	-9,3	-18,4	-15,7	-15,9
12	-12,3	-14,6	-11,8	-15,2	-8,7	-18,9	-16,0	-15,5
11	-10,8	-15,7	-10,5	-16,2	-8,0	-19,2	-16,1	-15,1
D	-9,6	-16,7	-9,3	-17,0	-7,3	-19,5	-15,6	-15,2
10	-9,2	-16,2	-9,0	-16,5	-7,2	-18,8	-15,5	-14,5
9	-8,7	-16,4	-8,6	-16,7	-7,4	-18,3	-15,2	-14,4
8	-8,6	-16,2	-8,6	-16,3	-8,1	-17,3	-15,2	-14,1
C	-8,9	-15,9	-9,0	-15,9	-8,9	-16,5	-15,3	-14,0
7	-9,2	-15,3	-9,2	-15,3	-9,3	-15,8	-15,3	-13,7
6	-10,5	-14,0	-10,6	-14,0	-11,2	-13,9	-15,1	-13,8
5	-12,1	-12,4	-12,4	-12,2	-13,4	-11,7	-14,9	-14,2
B	-13,3	-11,2	-13,6	-11,0	-15,0	-10,2	-14,8	-14,2
4	-13,7	-10,7	-14,0	-10,5	-15,5	-9,5	-14,4	-14,5
3	-15,1	-9,4	-15,4	-9,2	-17,2	-7,9	-14,0	-15,0
2	-16,3	-8,5	-16,8	-8,2	-18,9	-6,6	-14,5	-14,8
A	-16,9	-8,3	-17,3	-8,0	-19,6	-6,3	-14,7	-15,1
1	-17,9	-8,1	-18,4	-7,8	**-20,8**	-5,9	-15,5	-15,1
0	-13,6	-4,2	-14,1	-3,8	-16,6	-1,9	-11,2	-11,3

Quadro 45 – Envoltória das tensões normais de compressão no intradorso e extradorso do arco existente após sucessivas fases de betonagem contabilizando as sobrecargas rodoviárias

[MPa]	Fase 1		Fase 1+2		Fase 1+2+3		Fase 1+2+3+4	
Secção	Intradorso	Extradorso	Intradorso	Extradorso	Intradorso	Extradorso	Intradorso	Extradorso
20	-9,6	-8,6	-12,8	-5,8	-17,4	**-1,7**	-11,5	-9,2
19	-16,9	-16,3	-18,9	-14,9	-23,3	-11,3	-18,8	-18,6
18	-17,6	-15,9	-18,2	-15,7	-21,7	-13,2	-18,9	-19,0
17	-18,8	-15,5	-18,3	-16,2	-20,5	-15,0	-19,8	-19,0
F	-19,2	-15,3	-18,7	-16,1	-20,8	-15,0	-20,4	-18,8
16	-19,2	-15,5	-18,3	-16,5	-18,8	-17,1	-20,0	-19,6
15	-18,9	-15,6	-18,1	-16,5	-16,6	-18,9	-19,8	-19,6
14	-18,4	-15,9	-17,7	-16,7	-14,9	-20,3	-19,8	-19,2
E	-18,2	-16,2	-17,6	-16,9	-14,4	-20,8	-20,2	-18,9
13	-17,6	-16,3	-17,0	-16,9	-13,6	-21,0	-20,0	-18,5
12	-17,1	-17,8	-16,6	-18,4	-13,4	-22,1	-20,8	-18,7
11	-16,1	-19,8	-15,7	-20,2	-13,3	-23,2	-21,3	-19,1
D	-15,3	-21,1	-15,0	-21,4	-13,1	-23,9	-21,3	-19,6
10	-15,0	-20,8	-14,8	-21,2	-13,0	-23,4	-21,2	-19,1
9	-14,5	-21,4	-14,4	-21,6	-13,2	-23,3	-21,0	-19,3
8	-14,5	-21,6	-14,4	-21,7	-13,9	-22,8	-21,0	-19,6
C	-14,8	-21,4	-14,9	-21,4	-14,8	-22,0	-21,2	-19,5
7	-15,1	-20,9	-15,1	-20,9	-15,2	-21,4	-21,2	-19,3
6	-16,1	-19,7	-16,2	-19,6	-16,8	-19,6	-20,8	-19,5
5	-17,5	-18,0	-17,7	-17,9	-18,8	-17,4	-20,2	-19,8
B	-18,5	-16,8	-18,8	-16,6	-20,2	-15,8	-19,9	-19,8
4	-18,7	-16,3	-19,0	-16,0	-20,5	-15,1	-19,4	-20,0
3	-19,7	-14,7	-20,0	-14,5	-21,9	-13,2	-18,6	-20,3
2	-21,0	-13,9	-21,4	-13,6	-23,5	-12,0	-19,1	-20,2
A	-21,6	-13,9	-22,0	-13,5	**-24,3**	-11,8	-19,4	-20,6
1	-20,7	-11,3	-21,2	-11,0	-23,6	-9,2	-18,4	-18,4
0	-13,6	-4,2	-14,1	-3,8	-16,6	-1,9	-11,2	-11,3

Colocando as sobrecargas rodoviárias nas posições mais desfavoráveis é obtida a envoltória das tensões normais. No quadro 45 representa-se a envoltória das tensões de compressão e no quadro 46 a envoltória das tensões de tracção, para as sucessivas fases. A tensão máxima de compressão ocorre no intradorso da secção *A*, com 24,3MPa. O limite máximo admitido é dado por

$$f_{cd} = {}^{f_{ck}}/_{1,5} \qquad (37)$$

Sabendo que o betão utilizado no arco é da classe C40/50, com valor característico de tensão de rotura à compressão, f_{ck}, de 40MPa, o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, f_{cd}, é de 26,7MPa. Assim, está verificada a segurança relativamente à rotura por compressão do betão.

A tensão máxima de tracção ocorre no extradorso da secção 20, com 7,5MPa. A tensão de rotura do betão à tracção, para a classe 40/50, é de 3,5MPa, encontrando-se a secção fendilhada devido à sobrecarga rodoviária. O cálculo da capacidade resistente em secção fendilhada não é efectuado. Nesta situação, atendendo a que a tensão de compressão do betão, para a zona do intradorso e em secção não fendilhada, é apenas 8,5MPa, não se prevê que venha a ser ultrapassado o valor da tensão de rotura à compressão com o cálculo correcto.

Quadro 46 – Envoltória das tensões normais de tracção no intradorso e extradorso do arco existente após sucessivas fases de betonagem contabilizando as sobrecargas rodoviárias

[MPa]	Fase 1		Fase 1+2		Fase 1+2+3		Fase 1+2+3+4	
Secção	Intradorso	Extradorso	Intradorso	Extradorso	Intradorso	Extradorso	Intradorso	Extradorso
20	-0,5	0,6	-3,7	3,4	-8,3	**7,5**	-2,4	0,0
19	-6,1	-5,3	-8,1	-3,9	-12,6	-0,4	-8,0	-7,7
18	-8,3	-6,7	-8,9	-6,6	-12,4	-4,0	-9,6	-9,8
17	-10,8	-7,8	-10,4	-8,5	-12,6	-7,3	-11,9	-11,2
F	-11,5	-7,8	-10,9	-8,6	-13,0	-7,5	-12,6	-11,3
16	-12,6	-9,4	-11,7	-10,3	-12,2	-11,0	-13,4	-13,4
15	-13,4	-10,8	-12,6	-11,7	-11,1	-14,1	-14,2	-14,9
14	-13,0	-11,9	-12,4	-12,7	-9,6	-16,3	-14,5	-15,2
E	-12,4	-12,3	-11,8	-13,0	-8,7	-16,9	-14,4	-15,0
13	-11,6	-12,4	-11,1	-13,1	-7,7	-17,1	-14,1	-14,7
12	-10,0	-12,9	-9,5	-13,4	-6,4	-17,1	-13,7	-13,7
11	-7,8	-13,2	-7,5	-13,7	-5,0	-16,6	-13,1	-12,5
D	-6,2	-13,7	-5,9	-14,1	-4,0	-16,5	-12,2	-12,2
10	-5,7	-13,2	-5,4	-13,5	-3,7	-15,8	-11,9	-11,5
9	-5,0	-13,1	-4,9	-13,3	-3,7	-15,0	-11,6	-11,1
8	-4,7	-12,6	-4,7	-12,7	-4,2	-13,8	-11,3	-10,5
C	-4,8	-12,1	-4,9	-12,1	-4,8	-12,7	-11,2	-10,2
7	-5,2	-11,6	-5,2	-11,6	-5,3	-12,0	-11,3	-10,0
6	-6,5	-10,3	-6,7	-10,3	-7,3	-10,2	-11,2	-10,2
5	-8,5	-8,9	-8,7	-8,7	-9,8	-8,2	-11,2	-10,6
B	-9,7	-7,7	-10,0	-7,5	-11,3	-6,7	-11,1	-10,8
4	-10,2	-7,4	-10,5	-7,1	-11,9	-6,2	-10,8	-11,2
3	-11,7	-6,4	-12,0	-6,1	-13,9	-4,8	-10,6	-11,9
2	-12,9	-5,6	-13,3	-5,3	-15,4	-3,7	-11,0	-11,9
A	-13,3	-5,4	-13,8	-5,1	-16,1	-3,4	-11,2	-12,2
1	-15,7	-6,3	-16,2	-6,0	**-18,6**	-4,2	-13,3	-13,4
0	-13,6	-4,2	-14,1	-3,8	-16,6	-1,9	-11,2	-11,3

6
ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

O custo global da obra estima-se em 6.750.000 €. Este valor é obtido pelo somatório das parcelas representadas no quadro 47.

A estimativa orçamental foi efectuada com base em preços de referência dos diferentes trabalhos, obtidos por contactos com fornecedores e pesquisas na internet. O objectivo é apenas fornecer um valor de enquadramento, sujeito a alguma margem de erro.

Nos elementos de betão armado, considerando que não foi efectuado o dimensionamento de todas as secções, a opção incide por, de forma conservativa, admitir uma percentagem de armadura semelhante à das secções mais solicitadas.

Quadro 47 – Estimativa orçamental da obra

Trabalho	Item	Quantidade	U. S.	Custo Unitário	Custo Parcial
Aterro da margem do Porto	Material de aterro	2 482	m^3	19,50 €	48.399,00 €
	Execução dos muros de suporte de terras (muro de testa e muros laterais)	101	m^3	115,00 €	11.615,00 €
Demolição da estrutura existente	Vigas longitudinais do tabuleiro	734	m^3	363,04 €	266.616,58 €
	Carlingas transversais do tabuleiro	161	m^3	363,04 €	58.580,37 €
	Travessas flutuantes	45	m^3	363,04 €	16.336,80 €
	Laje do tabuleiro	4 565	m^2	54,40 €	248.358,85 €
	Pórticos das pilastras	243	m^3	363,04 €	88.037,20 €
Fundações	Execução das sapatas dos pilares	257	m^3	193,00 €	49.678,20 €

Pilares em betão armado	Execução dos pilares em betão C45/55 e aço para armaduras S 500 (120kg/m^3) incluindo cofragem e descofragem	464	m^3	393,00 €	182.403,88 €
Tabuleiro	Execução da viga caixão em betão C45/55 e aço para armaduras S 500 (200kg/m^3) incluindo cofragem e descofragem	4 220	m^3	520,00 €	2.194.155,60 €
Estrutura provisória de suporte ao novo arco	Fornecimento e montagem dos perfis metálicos HEB800 em aço S 450, incluindo ligações e acessórios	100 566	kg	4,00 €	402.263,28 €
	Fornecimento e montagem dos perfis metálicos TREC300x100x5 em aço S 450, incluindo ligações e acessórios	25 920	kg	4,00 €	103.680,00 €
Arco	Execução do novo arco em betão C45/55 e aço para armaduras S 500 (30kg/m^3) incluindo cofragem e descofragem	3 113	m^3	344,00 €	1.070.700,00 €
	Fornecimento e montagem da chapa metálica em aço S 235	32 486	kg	3,50 €	113.702,54 €
Pilastras	Reforço das pilastras em betão C40/50 e aço para armaduras S 500 (80kg/m^3) incluindo cofragem e descofragem	1 258	m^3	387,00 €	486.846,00 €
Novos pórticos das pilastras	Execução do novo pórtico das pilastras em betão C45/55 e aço para armaduras S 500 (120kg/m^3) incluindo cofragem e descofragem	382	m^3	423,00 €	161.533,21 €

Aparelhos de apoio e juntas de dilatação	Aparelhos de apoio do tipo *pot-bearing dos* pilares sobre o arco	8	-	1.560,00 €	12.480,00 €
	Aparelhos de apoio do tipo *pot-bearing* nos encontros	2	-	1.000,00 €	2.000,00 €
	Aparelhos de apoio do tipo *pot-bearing* nos encontros do arco	2	-	29.500,00 €	59.000,00 €
	Junta de dilatação ao longo da ligação longitudinal entre o tabuleiro existente e o novo	829	m	25,00 €	20.725,00 €
	Junta de dilatação dos encontros	16	m	25,00 €	412,00 €
Cavaletes metálicos	4 cimbres tubulares desmontáveis, incluindo montagem e desmontagem	37500	m^3	8,00 €	300.000,00 €
Elevação do pavimento rodoviário existente	Betão aligeirado com EPS (400kg/m^3) com resistência à compressão de 2,1MPa	4246	m^3	56,00 €	237.768,17 €
					6.135.291,67 €
Acabamentos gerais	(10% dos restantes trabalhos)				613.529,17 €
Total					6.748.820,83 €
Arredondamento					1.179,17 €
	Estimativa de custo global				**6.750.000,00 €**

(seis milhões e setecentos e cinquenta mil euros)

7
COMENTÁRIO FINAL

Este trabalho pretendeu, principalmente, demonstrar a viabilidade económica, técnica e estética da adaptação da Ponte da Arrábida à passagem do metro ligeiro.

A estética da solução projectada, tão importante quando se pretende efectuar alterações na paisagem do Douro e, principalmente, quando estas afectam directamente uma obra marcante como a Ponte da Arrábida, não pode ser descartada, mas sim valorizada em todos os momentos. Este ponto necessita de ser aprofundado em desenvolvimentos futuros, eventualmente com o auxílio de arquitectos que consigam harmonizar de melhor forma as alterações necessárias na actual estrutura.

A componente económica, de grande importância numa altura de retracção nos investimentos públicos, apresenta um ponto claramente favorável à solução proposta, com um orçamento estimado francamente inferior a alternativas que envolvam a construção de uma nova ponte.

Para equilibrar a forma com a função existem diversos caminhos. Neste trabalho, a opção incidiu sobre criar um elemento em betão armado que se encontre mascarado por um jogo de dimensões e cores. No entanto, existirão com certeza variantes, entre as quais se sugerem: o estudo da utilização de superfícies espelhadas; a utilização de aberturas na nova estrutura com formas geométricas que a tornem menos visível; o assumir das alterações, demarcando-as com novos materiais, texturas e cores, mas mantendo bem visível e sem perda de protagonismo o traço de história deixado pelo Eng.º Edgar Cardoso.

O comportamento da nova estrutura quando finalizada foi o mais explorado, assim como a exequibilidade construtiva. As modificações necessárias na Ponte da Arrábida, visando a estrutura proposta, apresentam um carácter pouco convencional, não se regendo por princípios pré-estabelecidos de conhecimento comum. Atendendo a estes factores, no decurso do projecto foi necessário adoptar analogias consideradas como razoáveis, que se pretendem como fidedignas ao real comportamento da nova estrutura.

Os resultados obtidos na análise e dimensionamento demonstram a exequibilidade da proposta de adaptação da ponte, embora se considere indispensável uma análise mais aprofundada da solução estrutural, do estado de tensão e conservação da actual ponte, e da relação entre a estrutura proposta e a existente.

Uma vez que foi efectuado apenas um dimensionamento estrutural generalizado, existem diversos procedimentos de cálculo que não tiveram lugar neste estudo. Neste sentido, estes devem ser efectuados em desenvolvimentos futuros. Entre os quais, destacam-se:

- Análise de estabilidade dos maciços de fundação dos arcos e pilastras;

- Dimensionamento das fundações dos pilares;
- Modelo de cálculo conjunto da estrutura existente e da nova estrutura para estudo dos deslocamentos relativos e tensões induzidas entre ambas;
- Estudo das acções lentas, nomeadamente retracção e fluência do betão, assim como variações de temperatura e sismos;
- Incluir componentes consideradas neste estudo como menos importantes relativamente às sobrecargas rodoviárias e de metro ligeiro;
- Modelo dinâmico de vibrações induzidas pela circulação do metro ligeiro;
- Modelo de cálculo com elementos de volume na zona do fecho do arco;
- Optimização do traçado em curva com inclusão de sobre-altura para potenciar as velocidades do trajecto;
- Dimensionamento total das secções considerando, por exemplo, efeitos de encurvadura e não linearidade geométrica e material, tal como dimensionamento de todas as armaduras e respectivo escalonamento;
- Detalhe e verificação de segurança das ligações entre a estrutura existente e a nova estrutura;
- Pormenorização de peças desenhadas, onde se destacam os desenhos detalhados das armaduras dos elementos de betão armado;
- Pormenorização e refinamento do método construtivo a adoptar, sobretudo ao nível do fecho do arco;
- Medições mais rigorosas com base nas pormenorizações e análise sistemática das secções;
- Estudo de uma solução com pré-esforço na viga caixão.

BIBLIOGRAFIA

Appleton, J., *et al.* (1998). *Inspecção e Reabilitação da Ponte da Arrábida.* JPPE - Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, LNEC, Lisboa, Novembro de 1998.

Brent (2009). Gladesville Bridge [Online], consultado em 12/06/2011.
http://www.flickr.com/photos/brentinoz/3614339499/

Brown, E. (2009). The Iron Bridge. Flickr [Online], consultado em 28/05/2011.
http://www.flickr.com/photos/ell-r-brown/3815005831/

Cardoso, E. (1955). *Projecto da Ponte da Arrábida sobre o rio Douro, na E.N. 1.* Direcção dos Serviços de Pontes da Junta Autónoma de Estradas, Ministério das Obras Públicas, Porto.

Cournoyer, R. (2003). Pont du Gard. Trek Earth [Online], consultado em 28/05/2011.
http://www.trekearth.com/gallery/Europe/France/South/Languedoc-Roussillon/Nimes/photo875308.htm

Cruz, P. (2005). *Pontes Contemporâneas do Porto.* Ingenium, Novembro/Dezembro de 2005, pp.26-29.

Diane (2004). Ponte Valentre, Cahors. Eons [Online], consultado em 28/05/2011.
http://www.eons.com/photos/group/wine/photo/346390?context=browse_album_createdat_183456

Electren (-). Catenária Rígida. [Online], consultado em 07/06/2011.
http://www.electren.es/portal/es/produccion/56-referencias-catenaria.html

Eurocódigo 0: Anexo A2, Aplicação em pontes. EN 1990:2003 (versão final, em inglês).

Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas. EN 1990:2002-1-1:2003.

Eurocódigo 1: Acções em estruturas: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. EN 1991-1-1:2002.

Eurocódigo 1: Acções em estruturas: Sobrecargas em pontes. EN 1991-2:2003 (versão em inglês).

Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão- Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios. ENV 1992-1-1:2004.

Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Pontes em betão – Regras de dimensionamento e detalhe. EN 1992-2:2005 (versão em inglês).

Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios. prEN 1993-1-1:2003 (versão em inglês).

Florence (2007). Pont de Salginatobel, Suisse. Flickr [Online], consultado em 28/05/2011.
http://www.flickr.com/photos/airflore/3489609172/

Fonseca, A. (2006). *As Pontes do Porto.* Arquitectura e Vida, Dezembro de 2006, pp. 88.

Gege (2007). Ponte Anji. Twip [Online], consultado em 28/05/2011.
http://www.twip.org/image-asia-china-zhaoxian-anji-bridge-jiao-river-en-9942-3364.html

Gobetz, W. (2007). Paris – Pont de Bir-Hakeim. Flickr [Online], consultado em 31/05/2011. http://www.flickr.com/photos/wallyg/1395916621/

Gyori, D. (2009). The Salginatobel Bridge. Flickr [Online], consultado em 28/05/2011. http://www.flickr.com/photos/bodzasfanta/3823351220/

HS Future (2011). Sistema de Transporte elevado [Online], consultado em 01/06/2011. http://hsfuture.com/ehbus.html

KLK, Electro Materiales S.A. (2002). Catenária Rígida. [Online], consultado em 07/06/2011. http://www.klk.es/uploads/pdf/fichero/135/diptico_catenaria_rigida.pdf

Lopez, P. (2006). Firenze – Ponte Vecchio. Flickr [Online], consultado em 28/05/2011. http://www.flickr.com/photos/pedroqtc/277476382/

Lu, X. (2010). *Retrofitting design of building structures.* Science Press, 17/03/2010.

Lucko, G. (1999). *Means and Methods Analysis of a Cast-In-Place Balanced Cantilever Segmental Bridge: The Wilson Creek Bridge Case Study*. Capítulo II – Revisão de Literatura, Dissertação de Mestrado, Virginia Polytechnic Institute and State University.

Mageba (2011). Pot Bearing [Online], consultado em 22/06/2011. http://www.mageba.ch/en/dyn_output.html?content.void=654&98d86cebee052c5bb57328b1c85c41cc

Metro do Porto S.A. (2008). *Desenvolvimento do sistema de metro ligeiro do Porto.* 01/10/2008, Porto.

Metro do Porto S. A. (2010). *Critérios de Projecto – Traçado*. V3.0, documento interno, Novembro de 2010.

Metro do Porto S.A. (2011a). http://www.metrodoporto.pt. [Online], consultado em 24/05/2011

Metro do Porto S.A. (2011b). *Síntese de Resultados do Estudo de Perfil e Satisfação do Utilizador do Metro do Porto.* Fevereiro de 2011, Domp S.A., Porto.

Metro do Porto S.A. (2011c). Elementos de projectos cedidos por Metro do Porto S.A. em Fevereiro de 2011, Porto.

Monterey, G. (1971). *Porto: Origem, Evolução e Transportes*. Edição G. de Monterey, Porto.

Mossot, J. (-). Pont-aqueduc de la Vanne. Structurae [Online], consultado em 28/05/2011. http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=7919

Mota, D. (2010). *Novas pontes sobre o Douro em estudo.* Jornal de Notícias, 04/01/2010, pp. 19.

Obrien, R. (2011). Gladesville Bridge. Flickr [Online], consultado em 28/05/2011. http://www.flickr.com/photos/90282896@N00/5387286762/

Oliveira, F. (2007). Rio Douro – Ponte de Mosteirô. Flickr [Online], consultado em 26/05/2011. http://www.flickr.com/photos/francisco_oliveira_portugal/1443593483/

Pinho, P. (2007). *Programa estratégico de desenvolvimento do metro do Porto.* Instituto da Construção, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, pp. 50, Porto.

Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Porto Editora, Porto, 2004.

Rodrigues, A. (2010). *A 22 de Junho de 1963… Ponte da Arrábida inaugurada.* Jornal *Página1*, 22/06/2010, pp. 17.

Rodrigues, C. (2005). *Reforço de pilares com sistemas de FRP* [Online], consultado em 04/06/2011. http://pt.scribd.com/doc/22734968/reforco-de-pilares-com-FRP

Silva, V. (2003).Ponte do Infante D. Henrique. Structurae [Online], consultado em 28/05/2011. http://en.structurae.net/photos/index.cfm?JS=17089

Soares, J. (1992), *Aços características tratamentos*. 5ª Edição, Publindustria, Porto

Soares, L. (2003). *Edgar Cardoso Engenheiro Civil.* FEUP Edições, Porto.

Suk, M. (2010). *China Aims to Revolutionize Mass Transport.* abcNEWS/Travel, 16/08/2010.

Tochis, A. (2006). Roma | Ponte Sant'Angelo. Flickr [Online], consultado em 28/05/2011. http://www.flickr.com/photos/tochis/321664521/in/photostream

Xianjin, C. (2010). Chaotianmen Yangtze Bridge. Flickr [Online], consultado em 28/05/2011. http://www.flickr.com/photos/chenxianjin/4523003184/

Yanidel (2010). Bir-Hakeim Bridge. Blog.Yanidel [Online], consultado em 31/05/2011. http://blog.yanidel.com/2010/03/31/street-photography-spots-ii-bir-hakeim-bridge/

ANEXOS

A1. SOLUÇÕES CONCEPTUAIS – ANÁLISE TRANSVERSAL

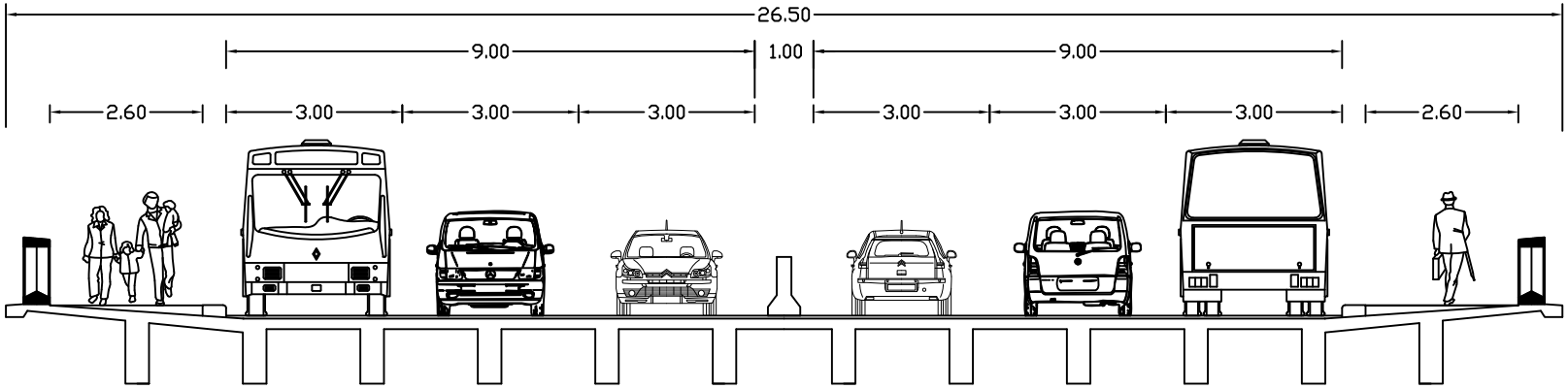
A2. INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA

A3. IMPLANTAÇÃO DA ESTRUTURA PROJECTADA

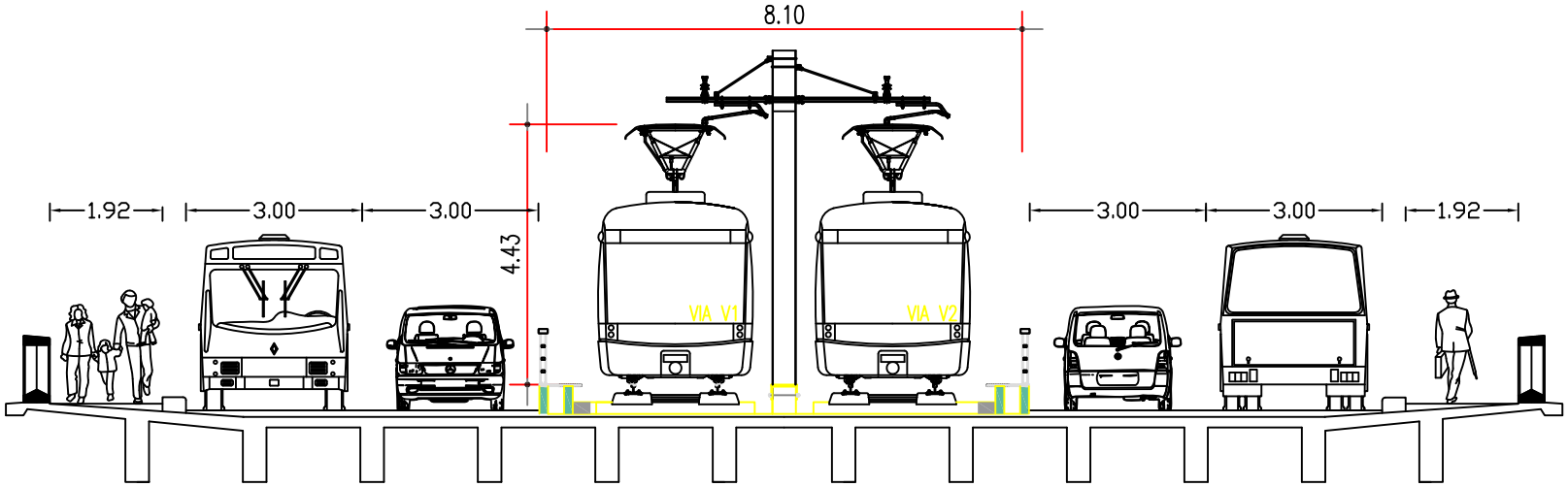
A4. PEÇAS DESENHADAS

A1. SOLUÇÕES CONCEPTUAIS – ANÁLISE TRANSVERSAL

CONFIGURAÇÃO ACTUAL



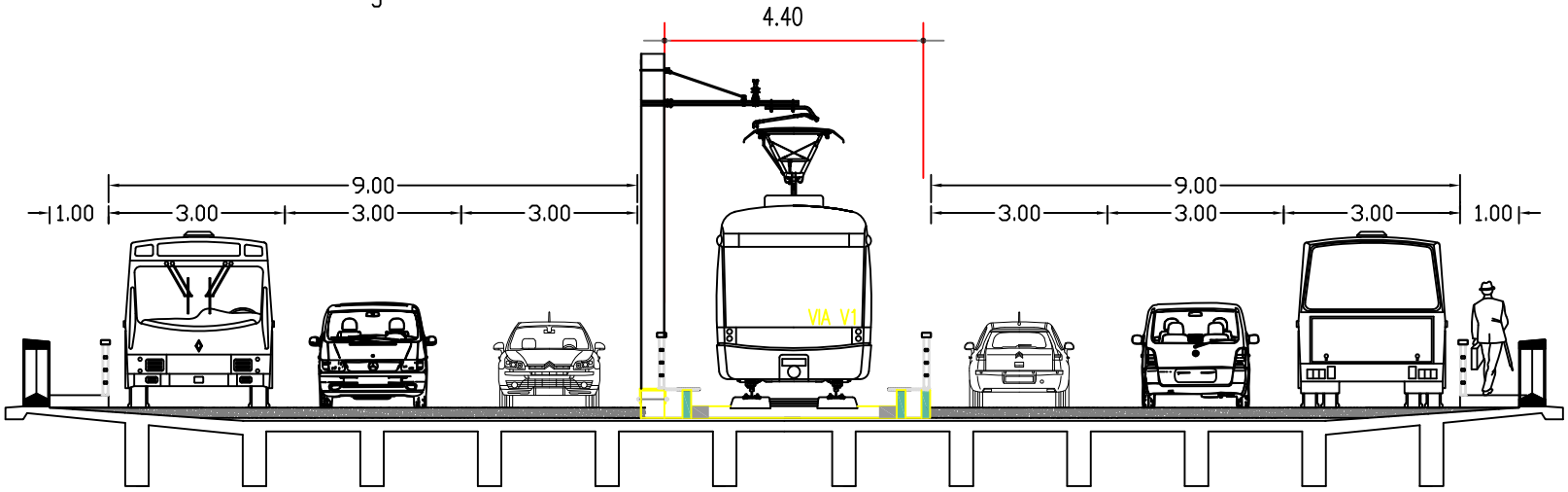
CONFIGURAÇÃO 2 VIAS METRO + 2X2 VIAS RODOVIÁRIAS



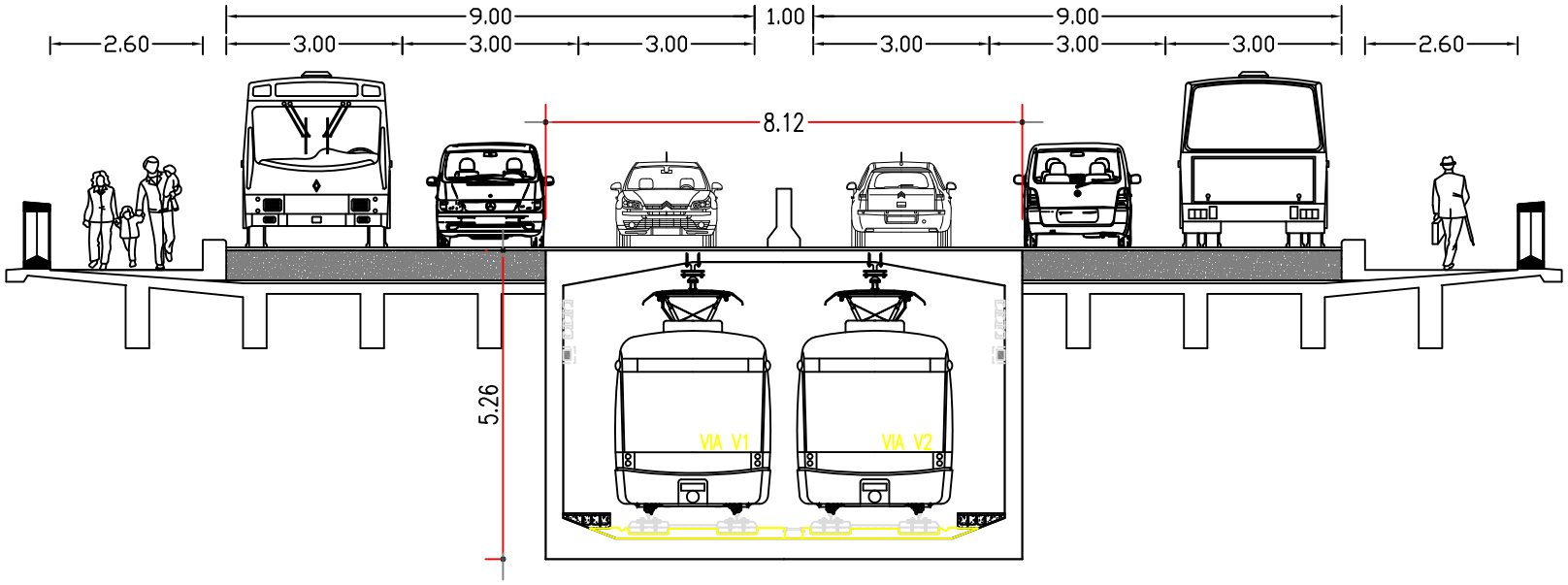
TIAGO CERDEIRA LOPES COSTA PINTO	
com elementos de Metro do Porto S.A.	
DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	
TÍTULO	ADAPTAÇÃO DA PONTE DA ARRÁBIDA À PASSAGEM DO METRO LIGEIRO
NOME DO ANEXO	SOLUÇÕES CONCEPTUAIS - ANÁLISE TRANSVERSAL
DATA	7/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:125
Nº DO ANEXO	A1-1

FEUP Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto
Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

CONFIGURAÇÃO 1 VIA METRO + 2X3 VIAS RODOVIÁRIAS

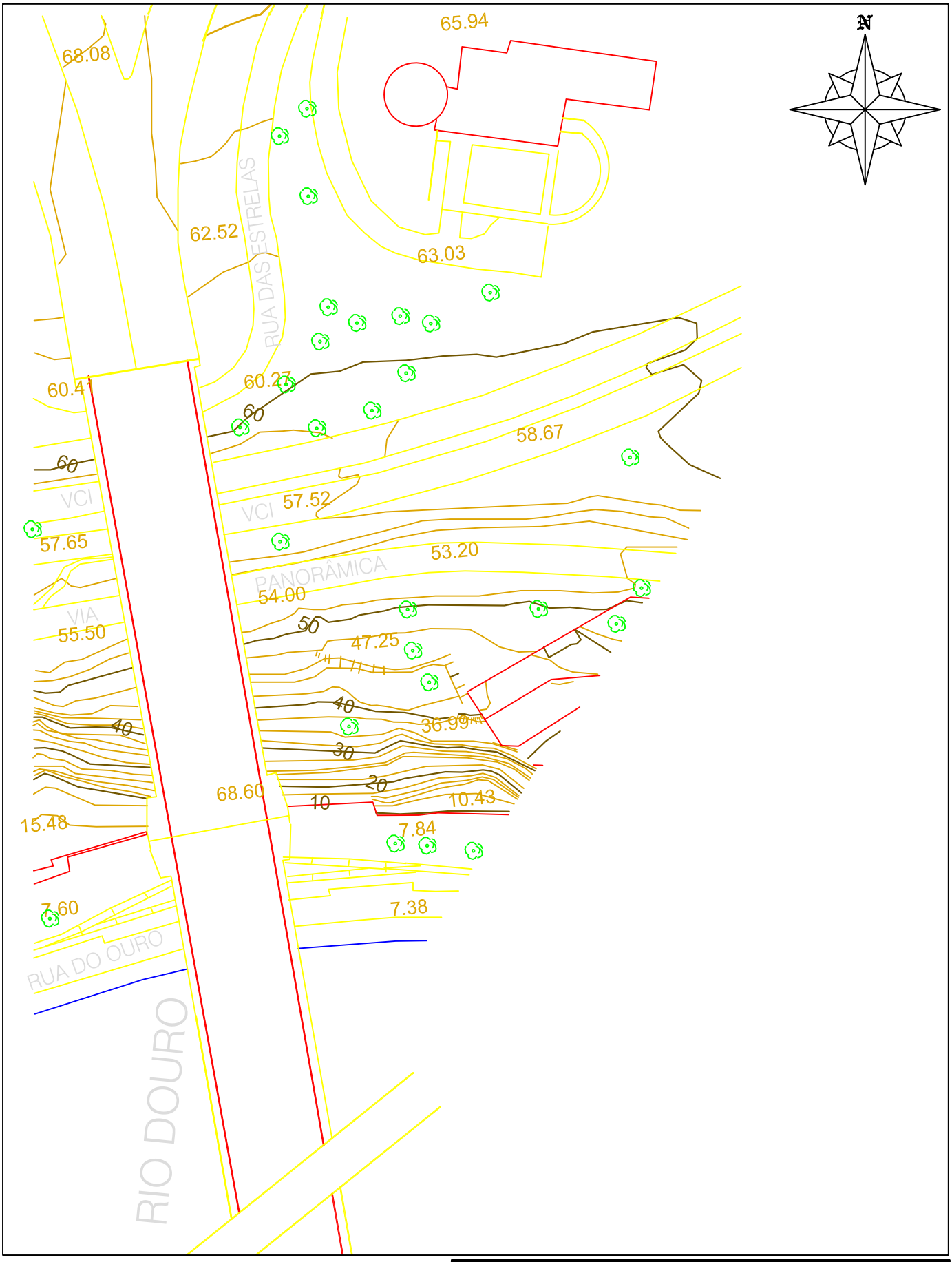


CONFIGURAÇÃO 2 VIAS METRO INFERIORES + 2X3 VIAS RODOVIÁRIAS

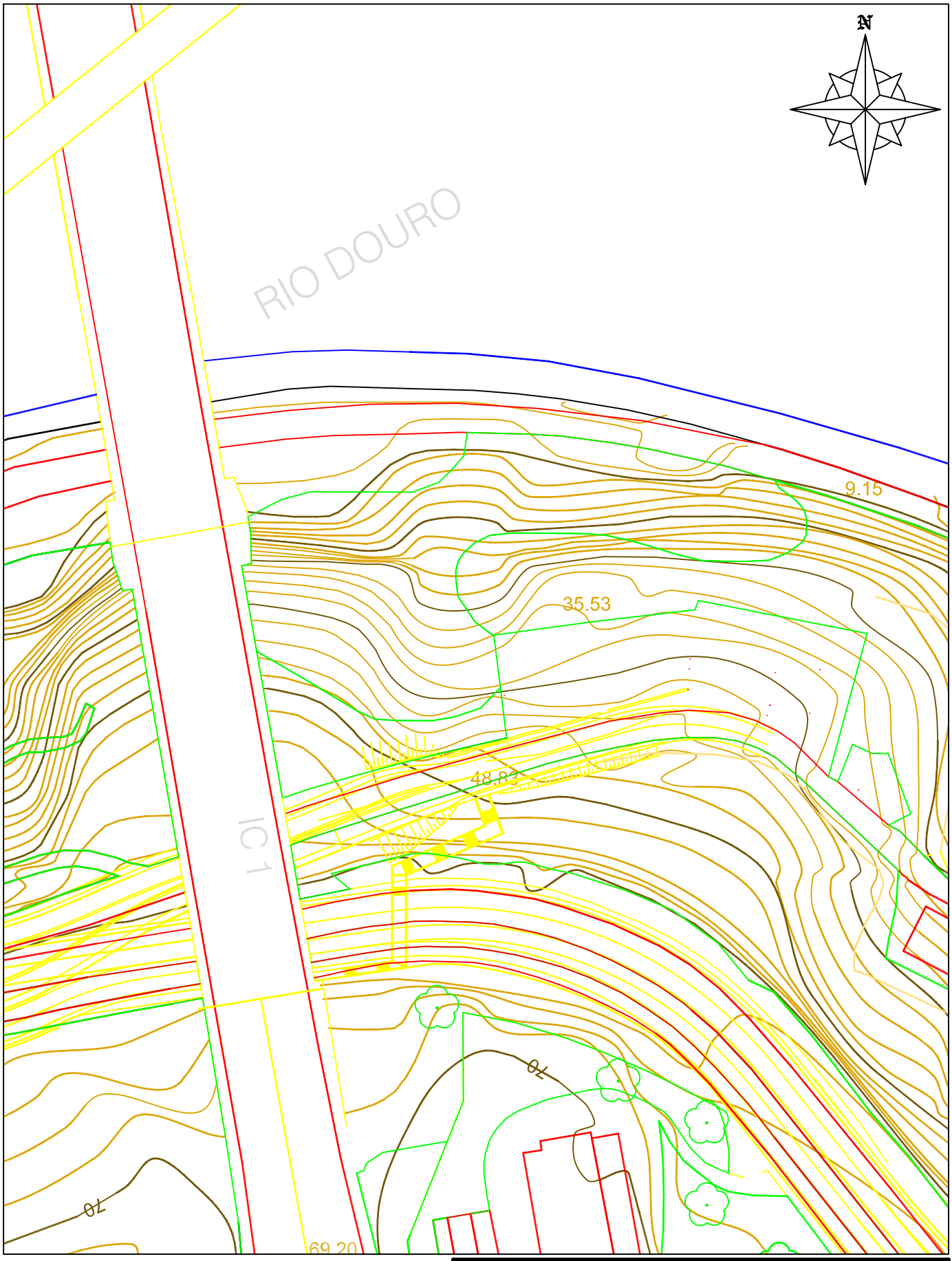


TIAGO CERDEIRA LOPES COSTA PINTO	
com elementos de Metro do Porto S.A.	
DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	
TÍTULO	ADAPTAÇÃO DA PONTE DA ARRÁBIDA À PASSAGEM DO METRO LIGEIRO
NOME DO ANEXO	SOLUÇÕES CONCEPTUAIS - ANÁLISE TRANSVERSAL
Faculdade de Engenharia Universidade do Porto	Rua Dr. Roberto Frias 4200-465 Porto Portugal
DATA	7/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:125
Nº DO ANEXO	A1-2

A2. INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA



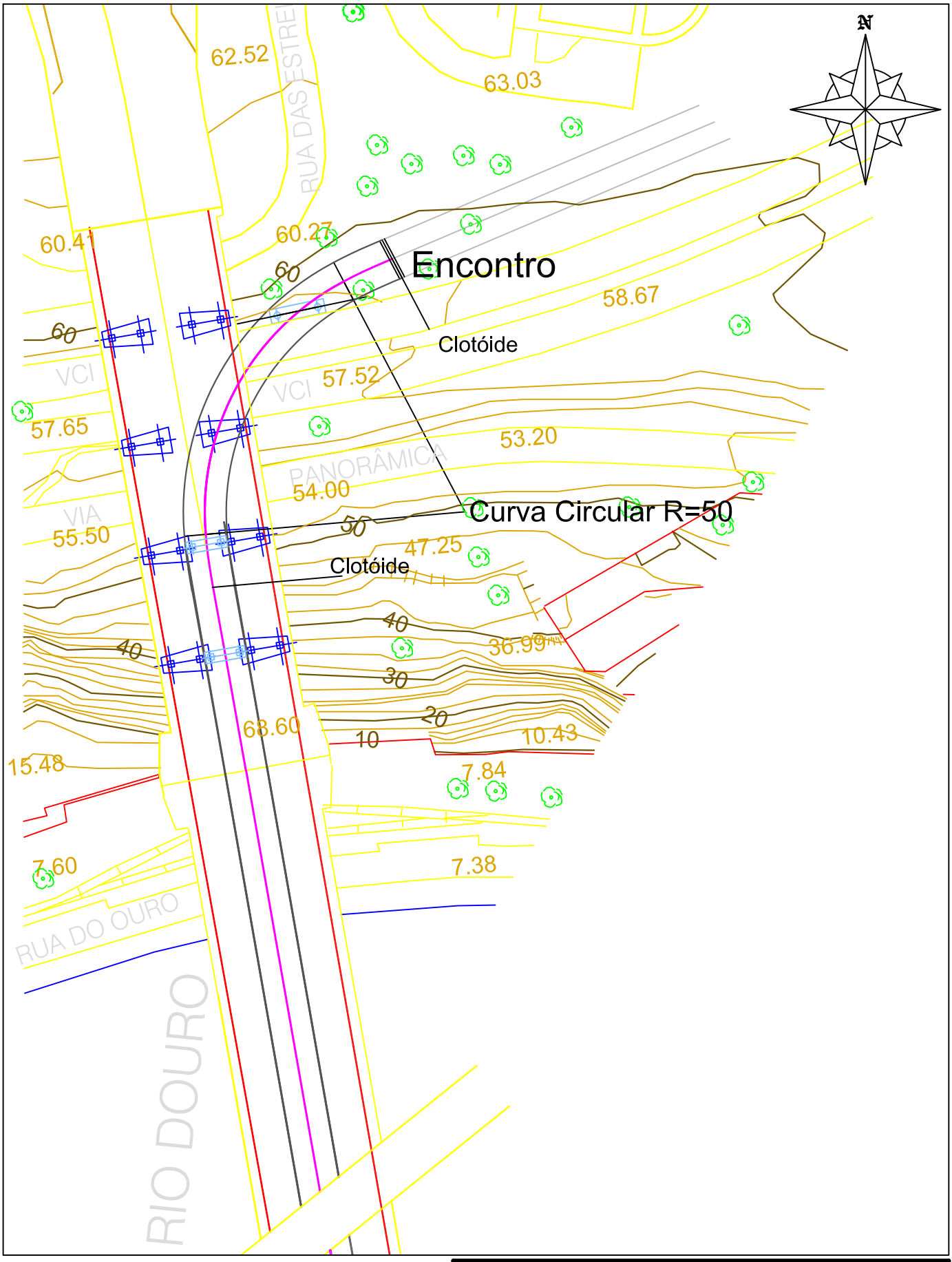
	TIAGO CERDEIRA LOPES COSTA PINTO	Faculdade de Engenharia Universidade do Porto Rua Dr. Roberto Frias 4200-465 Porto Portugal
	com elementos topográficos da C.M. Porto	
	DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	
TÍTULO	ADAPTAÇÃO DA PONTE DA ARRÁBIDA À PASSAGEM DO METRO LIGEIRO	DATA 7/2011 FORMATO 1 x A4 ESCALA 1:1200
NOME DO ANEXO	PLANTA TOPOGRÁFICA PORTO	Nº DO ANEXO A2-1



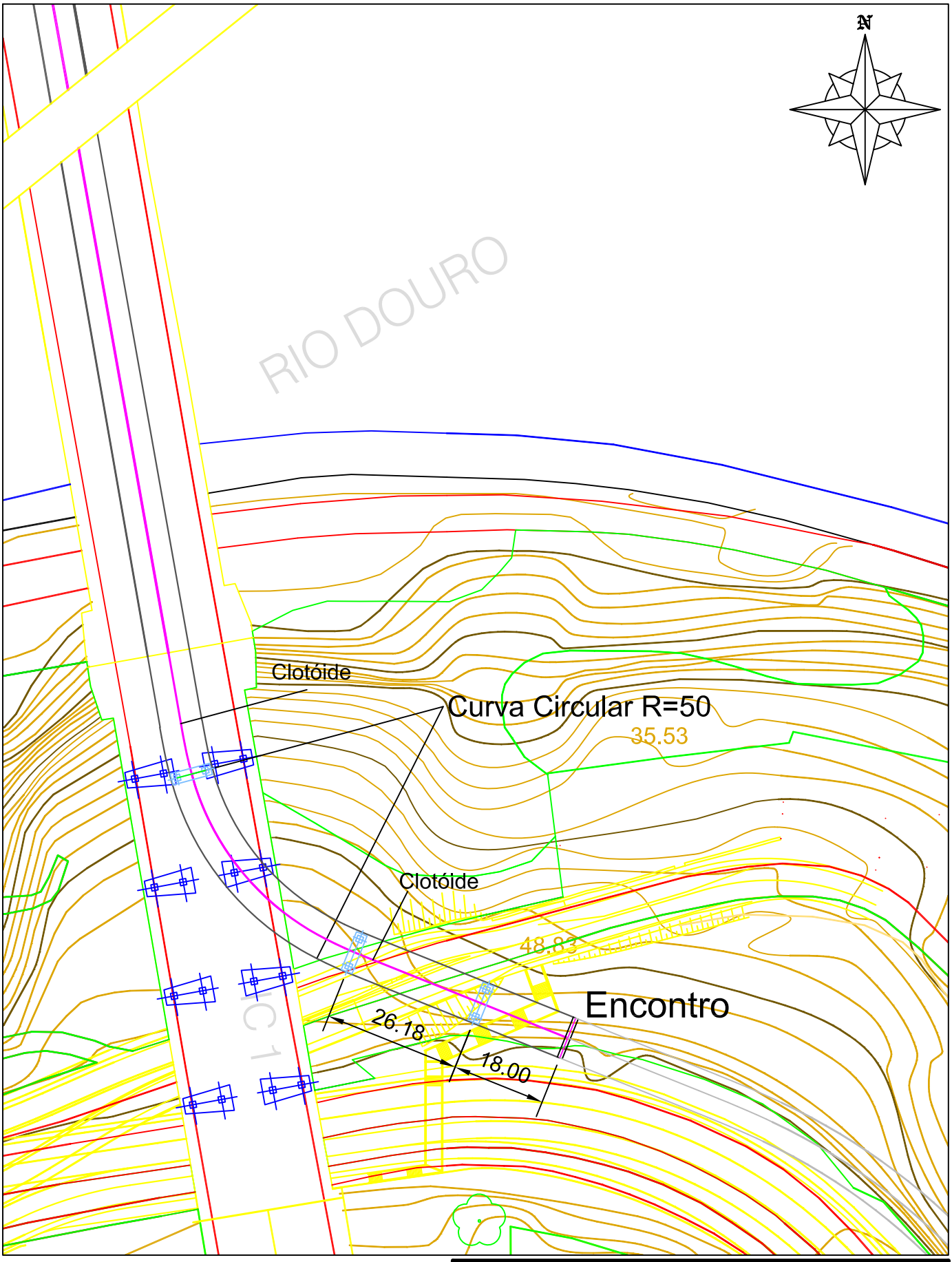
	TIAGO CERDEIRA LOPES COSTA PINTO	Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia Faculdade de Engenharia Universidade do Porto Rua Dr. Roberto Frias 4200-465 Porto Portugal
	elementos topográficos da GaiUrb	
	DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	
TÍTULO	ADAPTAÇÃO DA PONTE DA ARRÁBIDA À PASSAGEM DO METRO LIGEIRO	DATA 7/2011 FORMATO 1 x A4 ESCALA 1:1200
NOME DO ANEXO	PLANTA TOPOGRÁFICA VILA NOVA DE GAIA	Nº DO ANEXO A2-2

A3. IMPLANTAÇÃO DA ESTRUTURA PROJECTADA

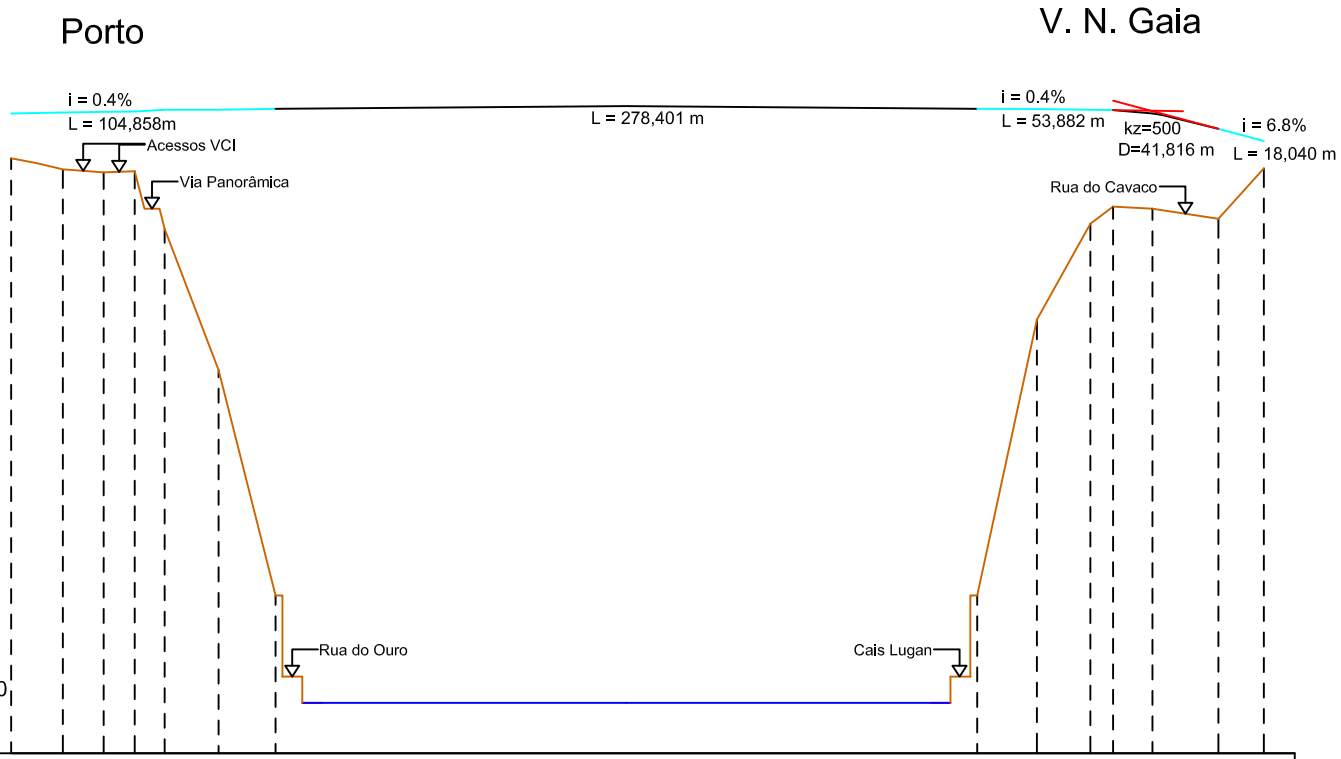
	TIAGO CERDEIRA LOPES COSTA PINTO	Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, Rua Dr. Roberto Frias 4200-465 Porto Portugal
	com elementos topográficos da GaiUrb e C. M. Porto	
	DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	
TÍTULO	ADAPTAÇÃO DA PONTE DA ARRÁBIDA À PASSAGEM DO METRO LIGEIRO	DATA: 7/2011
		FORMATO: 1 x A4
		ESCALA: 1:3000
NOME DO ANEXO	PLANTA DE IMPLANTAÇÃO GERAL	Nº DO ANEXO: A3-1



	TIAGO CERDEIRA LOPES COSTA PINTO com elementos topográficos da C. M. Porto DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	Faculdade de Engenharia Universidade do Porto Rua Dr. Roberto Frias 4200-465 Porto Portugal
TÍTULO ADAPTAÇÃO DA PONTE DA ARRÁBIDA À PASSAGEM DO METRO LIGEIRO		DATA 7/2011 FORMATO 1 x A4 ESCALA 1:1000
NOME DO ANEXO PLANTA DE IMPLANTAÇÃO PORTO		Nº DO ANEXO A3-2



	TIAGO CERDEIRA LOPES COSTA PINTO	Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, Rua Dr. Roberto Frias 4200-465 Porto Portugal
	com elementos topográficos da GaiUrb	
	DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	
TÍTULO	ADAPTAÇÃO DA PONTE DA ARRÁBIDA À PASSAGEM DO METRO LIGEIRO	DATA 7/2011
		FORMATO 1 x A4
		ESCALA 1:1000
NOME DO ANEXO	PLANTA DE IMPLANTAÇÃO VILA NOVA DE GAIA	Nº DO ANEXO A3-3

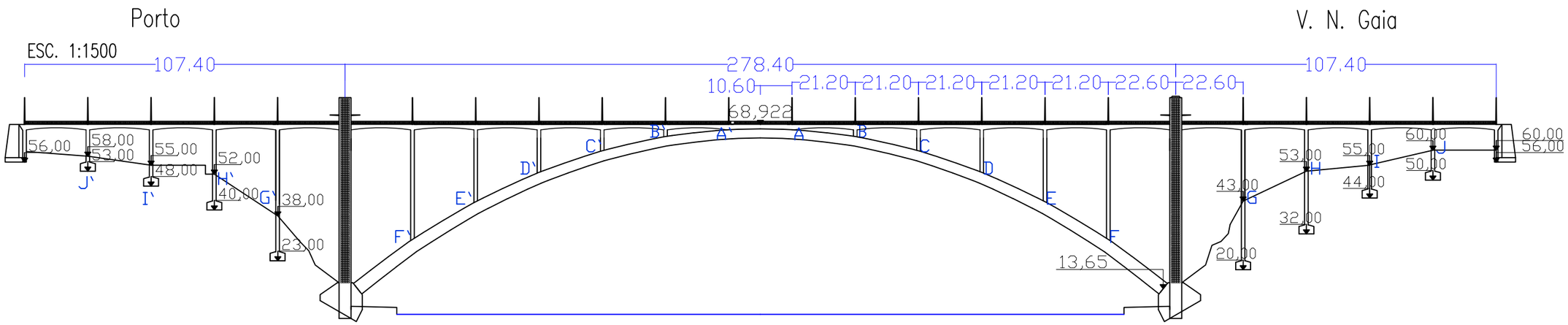


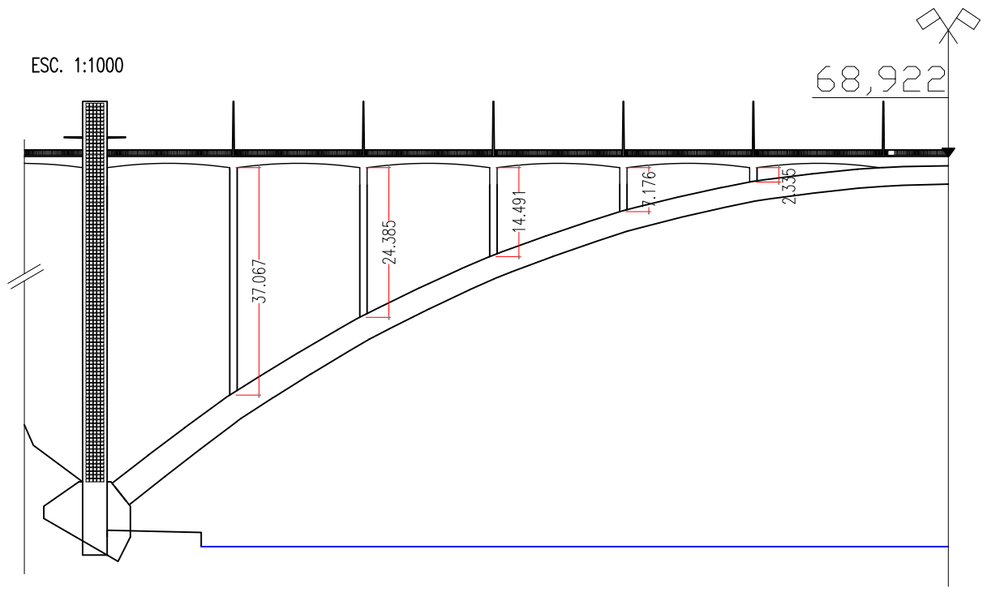
Escala Horizontal 1:3000
Escala Vertical 1:750

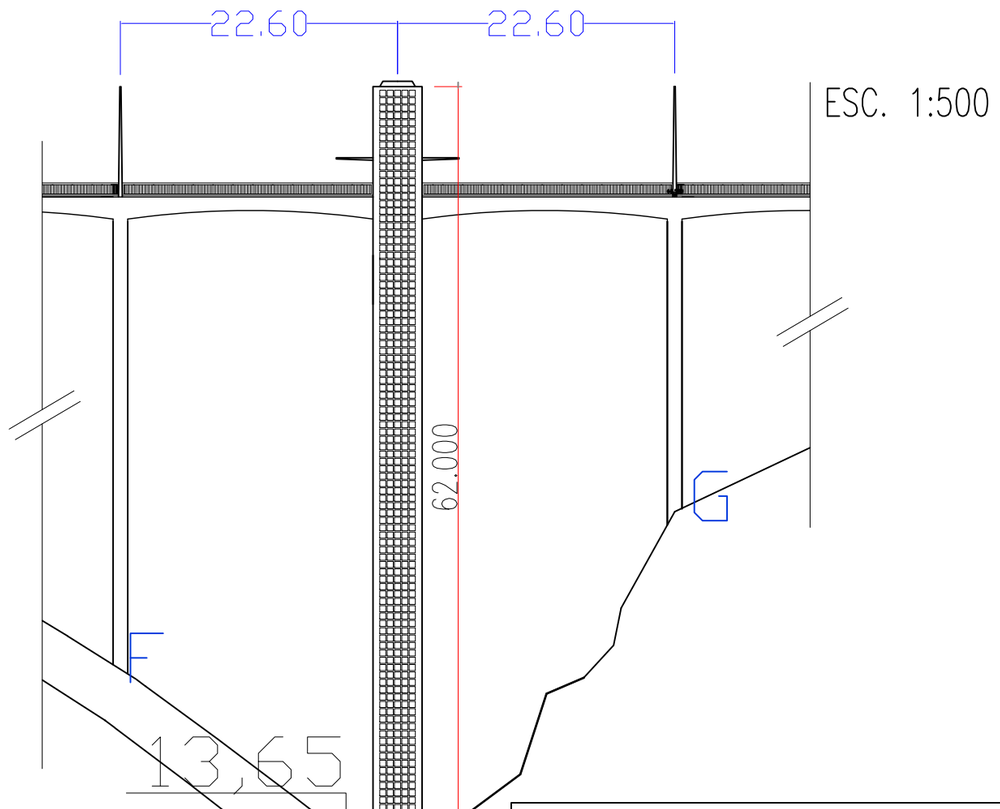
Distância à Origem (m)	0	20,456	36,640	48,966	60,836	82,257	104,857	383,257	406,932	428,100	437,139	452,734	478,914	496,914
Cotas do Terreno (m)	59,00	57,80	57,60	57,70	52,00	38,00	15,64	15,64	43,00	52,50	54,20	54,00	53,00	58,00
Cotas de Projecto (m)	63,445	63,527	63,592	63,634	63,812	63,803	63,894	63,894	63,885	63,800	63,764	63,434	61,914	60,714
DiagTraçado Planta	L=9,91m A=22,263m	R= 50 m d=48,594m	L=9,91m A=22,263m	L=327,912 m	L=9,91m A=22,263m	R= 50 m d=30,207m	L=9,91m A=22,263m	L=40,190 m						

	TIAGO CERDEIRA LOPES COSTA PINTO	FEUP Faculdade de Engenharia Universidade do Porto Rua Dr. Roberto Frias 4200-465 Porto Portugal
	DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	
TÍTULO ADAPTAÇÃO DA PONTE DA ARRÁBIDA À PASSAGEM DO METRO LIGEIRO		DATA 7/2011 FORMATO 1 x A4 ESCALA
NOME DO ANEXO PERFIL LONGITUDINAL DA NOVA ESTRUTURA		Nº DO ANEXO A3-4

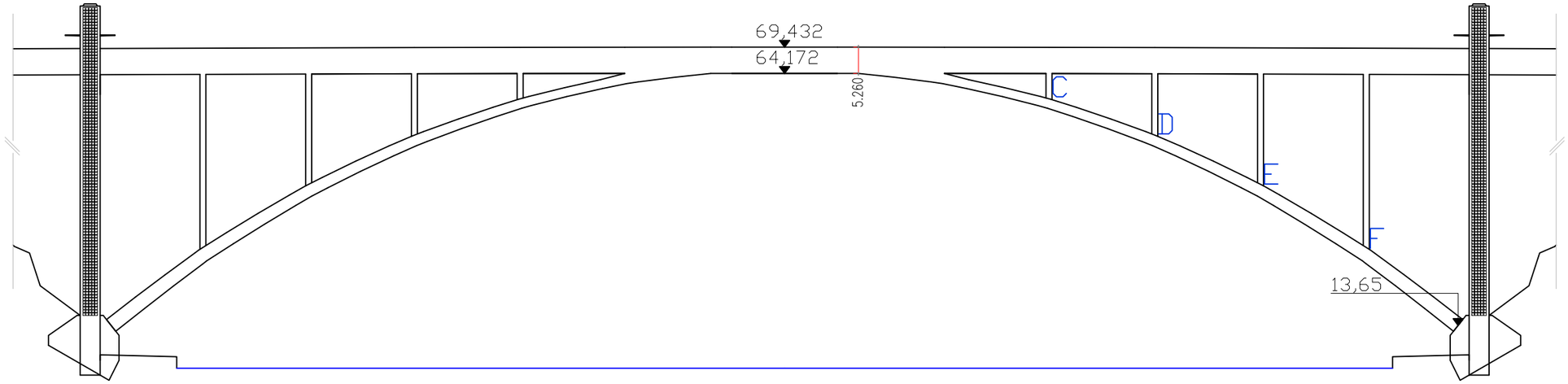
A4. PEÇAS DESENHADAS

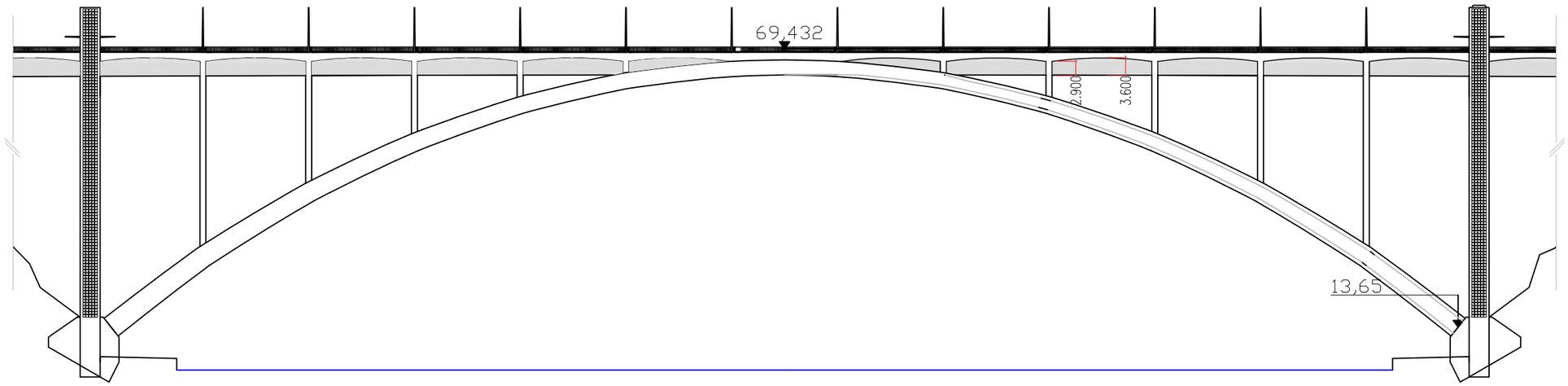






	TIAGO CERDEIRA LOPES COSTA PINTO	Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia Faculdade de Engenharia Universidade do Porto Rua Dr. Roberto Frias 4200-465 Porto Portugal
	DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	
TÍTULO	ADAPTAÇÃO DA PONTE DA ARRÁBIDA À PASSAGEM DO METRO LIGEIRO	DATA 7/2011 FORMATO 2 x A4 ESCALA
NOME DO ANEXO	ALÇADOS DA ACTUAL PONTE DA ARRÁBIDA	Nº DO ANEXO A4-1





	TIAGO CERDEIRA LOPES COSTA PINTO	Faculdade de Engenharia Universidade do Porto Rua Dr. Roberto Frias 4200-465 Porto Portugal
	DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	
TÍTULO ADAPTAÇÃO DA PONTE DA ARRÁBIDA À PASSAGEM DO METRO LIGEIRO		DATA: 7/2011 FORMATO: 2 x A4 ESCALA: 1:1000
NOME DO ANEXO	ALÇADOS DA ESTRUTURA A CONSTRUIR E SOLUÇÃO FINAL	Nº DO ANEXO: A4-2