



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Construção de Obras de Arte sobre o Rio de Coima

JOÃO PEDRO AMARAL FERREIRA

(Licenciado em Engenharia Civil)

**Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil – Perfil de Estruturas**

Orientadores:

**Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado
Eng.º Francisco José Gonçalves Soares**

Júri:

Presidente: Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos

Vogais:

**Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado
Eng.º Francisco José Gonçalves Soares
Mestre João Carlos dos Santos Barata**

Dezembro 2012



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Construção de Obras de Arte sobre o Rio de Coima

JOÃO PEDRO AMARAL FERREIRA

(Licenciado em Engenharia Civil)

**Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil – Perfil de Estruturas**

(Documento Definitivo)

Orientadores:

**Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado
Eng.º Francisco José Gonçalves Soares**

Júri:

Presidente: Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos

Vogais:

**Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado
Eng.º Francisco José Gonçalves Soares
Mestre João Carlos dos Santos Barata**

Dezembro 2012

**Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Área Departamental de Engenharia Civil**

Página 3 de 135

Agradecimentos

Ao concluir este trabalho expresse aqui o meu reconhecimento a todos aqueles que através da sua disponibilidade, compreensão e afecto contribuíram para a realização deste trabalho.

O meu puro reconhecimento face a todo o auxílio e disponibilidade apresentados pelos meus orientadores – Professora Cristina Machado e Eng.º Francisco Soares.

Um agradecimento também à empresa LENA – Engenharia, por ter aceite este estágio curricular, permitindo a minha presença durante este período da minha formação profissional, sem o qual não teria sido possível a realização deste trabalho.

A todos os profissionais da empresa LENA - Engenharia, que me acompanharam e auxiliaram durante a minha fase de estágio e que, de forma geral, contribuíram para a minha evolução tanto a nível pessoal como profissionalmente em que, destaco um cumprimento especial para o Eng.º Nuno Domingues, Eng.º António Mira, Eng.º António Madeira e Eng.º Manuel Gonçalves.

Agradeço especialmente aos meus pais, António e Isabel, que sempre me incentivaram e apoiaram de forma incondicional ao longo da minha vida.

As minhas irmãs, ao meu tio Pedro Miguel e a minha namorada pelo apoio demonstrado ao longo desta “caminhada”.

Agradeço também ao Eng.º Carlos, uma das primeiras pessoas a desafiar-me para a Engenharia Civil.

Uma vez mais, “Obrigado” a todos os que referi anteriormente bem como a todos os que se preocupam e interessam por mim.

Resumo

O presente relatório de estágio enquadra-se no âmbito do Trabalho Final de Mestrado inserido no curso em Engenharia Civil, do perfil de Estruturas, do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Como tal, foi realizado um estágio com o período total de vinte e quatro semanas, pela empresa LENA – Engenharia, integrado na obra pública da Subconcessão do Baixo Tejo – Estradas de Portugal, correspondente ao Trecho 4 – Laranjeiras - Coina, mais precisamente, nos Viadutos de Coina 2 e Pontão sobre o Rio de Coina.

O trabalho desenvolve duas componentes distintas da área de Engenharia, nomeadamente: “Construção” e “Dimensionamento”.

Nos Capítulos 1 e 2 é desenvolvido uma abordagem introdutória ao trabalho e apresentativa às obras de arte, respectivamente.

Relativamente ao campo “Construção” são expostos os Capítulos 3, 4 e 5. O primeiro trata a evolução construtiva das obras de arte durante o período de estágio. O Capítulo 4 descreve e desenvolve as actividades pessoais realizadas para com a obra enquanto estagiário e as dificuldades e condicionamentos no processo de construção. O Capítulo 5 descreve as alterações técnicas em obra efectuadas no Pontão sobre o Rio de Coina.

Em termos do campo “Dimensionamento” são apresentados os Capítulos 6 e 7, nos quais são tratados todos os aspectos inerentes ao dimensionamento dos elementos estruturais no Viaduto de Coina 2. No Capítulo 6 são expostos temas como: “Acções”, “Estados Limites”, “Esforços” e “Verificação da Segurança” de elementos tais como: Tabuleiros, Pilares e Estacas. Referente ao Capítulo 7 é desenvolvido, ainda, a Análise Sísmica Longitudinal sem Sistemas de Isolamento Sísmico. Estes capítulos foram desenvolvidos com base no estudo das Memórias Descritivas e dos Cálculos Justificativos do viaduto.

Quanto aos Capítulos 8 e 9, são expostos as conclusões do trabalho e bibliografias consultadas, respectivamente.

Os Capítulos 2, 3, 4, 5 e 6 são complementados pelos Anexos I, II, III, IV e V, respectivamente. Os anexos são utilizados, igualmente, como pontos de referência para as peças desenhadas das estruturas dos viadutos.

Summary

The present undergraduate research falls within the scope of the final work for a Master degree of the structural profile course in Civil Engineering, from the Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. As such, a training course with the total period of twenty-four weeks, at the Contractor LENA-Engenharia, integrated into the Subconcessão do Baixo Tejo – Estradas de Portugal, corresponding to Trecho 4 – Laranjeiras – Coina, more precisely on Viaduto Coina 2 and Pontão over Rio Coina was conducted.

This work addresses two distinct components of the engineering area, namely: “Construction” and “Design and Structural Analysis”.

In chapters 1 and 2 is developed an introductory approach to working and presentational to works of art, respectively.

The subject “Construction” is addressed in chapters 3, 4 and 5. The first deals with the construction process during the trainee period. Chapter 4 describes the personal activities carried out to work as an intern. Chapter 5 describes field changes in the works carried out on Pontoon over the Coina River.

The subject “Design and Structural Analysis” is presented in chapters 6 and 7, dealing with all aspects inherent to the designing of the structural elements in the viaduct of Coina 2. In chapter 6 topics like: “Actions”, “Limit States”, “Internal Forces” and “Safety Checking” of elements such as: Deck, piers and beams. Chapter 7 is dedicated to the seismic longitudinal analysis, without Seismic Isolation systems. These chapters were developed based on the study of descriptive and justification memorandum and on the Structural Analysis of the bridge.

As to Chapter 8 and 9, are exposed to the conclusions of the work and bibliographies available, respectively.

Chapters 2, 3, 4, 5 and 6 are complemented by annexes I, II, III, IV and V, respectively. Attachments are also used as reference points for the relevant structures of the bridges.

Palavras-Chave:

- Viaduto;
- Ponte;
- Pré-Esforço;
- Cimbra;
- Betonagem;
- Viga;
- Pilares;
- Tabuleiro;
- Cofragem;
- Dimensionamento;
- Acções;
- Estados Limite;
- Sismo;
- Pré-Fabricado;
- Estaca;
- Construção;

Keywords:

- Viaduct;
- Bridge;
- Prestressed;
- Falsework;
- Concreting;
- Beam;
- Piers;
- Deck;
- Formwork;
- Design;
- Loads;
- Limit States;
- Earthquake;
- Prefabricated;
- Pile;
- Construction;

Índice

1- Introdução.....	17
1.1 - Enquadramento	17
1.2 – Organização do Trabalho	17
2 - Apresentação das Obras de Arte	21
2.1 – Localização e Devida Configuração em Planta	21
2.2 – Descrição e Dimensões Estruturais	22
2.2.1- Viaduto de Coima 2	22
2.2.2- Pontão sobre o Rio de Coima.....	24
2.3 – Processo Construtivo.....	25
2.3.1- Viaduto de Coima 2	25
2.3.2- Pontão sobre o Rio de Coima.....	26
3 - Evolução Construtiva das Obras de Arte.....	27
3.1 - Viaduto de Coima 2	27
3.1.1 - Estado Inicial da Obra.....	27
3.1.2 - 1º Mês: 1-12-2011 a 1-1-2012	28
3.1.3 - 2º Mês: 1-1-2012 a 1-2-2012	30
3.1.4 - 3º Mês: 1-2-2012 a 1-3-2012	31
3.1.5 - 4º Mês: 1-3-2012 a 1-4-2012	32
3.1.6 - 5º Mês: 1-4-2012 a 30-4-2012	34
3.2 - Pontão sobre o Rio de Coima	35
3.2.1 - Estado Inicial da Obra.....	35
3.2.2 - 1º Mês: 1-12-2011 a 1-1-2012	36
3.2.3 - 2º Mês: 1-1-2012 a 1-2-2012	37
3.2.4 - 3º Mês: 1-2-2012 a 1-3-2012	38
3.2.5 - 4º Mês: 1-3-2012 a 1-4-2012	39
3.2.6 - 5º Mês: 1-4-2012 a 30-4-2012	40
3.2.7 - 6º Mês: 1-5-2012 a 15-5-2012	42
3.3 - Síntese	42
4 - Trabalhos Realizados Enquanto Estagiário	45
4.1 – Viaduto de Coima 2	45
4.1.1 - Plano de Betonagem	45
4.1.2 - Plano de Aplicação do Cimbra	48

4.1.3 - Plano de Aplicação do Aço Activo e Passivo	50
4.1.4 - Plano de Tensionamento dos Cabos e Varões de Pré-Esforço.....	51
4.2 – Pontão sobre o Rio de Coima	51
4.2.1 - Plano de Escavação	51
4.2.2 - Plano de Betonagem	53
4.2.3 - Plano de Aplicação do Aço Passivo e Activo	55
4.2.4 - Plano de Tensionamento do Aço Activo	57
4.3 – Direcção de Obra	58
4.3.1 – Viaduto de Coima 2	58
4.3.2 – Pontão sobre o Rio de Coima	59
5 – Alterações Técnicas em Obra do Pontão	61
5.1 – Pontão sobre o Rio de Coima	61
5.1.1 – Alteração da Disposição da Armadura das Estacas	61
5.1.2 – Alteração de Posicionamento de elementos Estruturais	62
5.1.3 – Alteração das Carlingas	63
5.1.4 – Alteração do Pré-Esforço de Continuidade	65
5.1.5 – Alteração das Dimensões do Muro de Testa.....	65
5.1.6 – Alteração da Rasante.....	66
6 - Projecto Pormenorizado do Viaduto de Coima 2.....	67
6.1 – Característica da Obra e dos Materiais	67
6.1.1 – Dados de Dimensionamento	67
6.1.2 - Materiais	68
6.2 – Acções.....	68
6.3 – Combinações de Acções.....	69
6.4 – Verificação da Segurança dos Tabuleiros na Direcção Longitudinal para a Fase de Construção	72
6.4.1 – Introdução	72
6.4.2 – Acções.....	72
6.4.3 – Esforços e Verificação da Segurança	79
6.4.3.1 – Esforços Durante o Faseamento Construtivo.....	79
6.4.3.2 – Verificação da Segurança	79
6.4.3.2.1 – Verificação da Tensão Máxima de Tracção no Betão	80
6.4.3.2.2 – Verificação da Tensão Máxima de Compressão no Betão	80
6.5 – Verificação da Segurança dos Tabuleiros na Direcção Longitudinal para a Fase de Serviço	81

6.5.1 – Introdução	81
6.5.2 – Acções.....	81
6.5.3 – Esforços Característicos.....	83
6.5.4 – Verificação da Segurança em Relação aos E.L. de Utilização - Fendilhação	84
6.5.5 – Verificação da Segurança em Relação aos E.L. Últimos- Resistência	87
6.6 – Verificação da Segurança dos Tabuleiros na Direcção Transversal para a Fase de Serviço	94
6.6.1 – Introdução	94
6.6.2 – Verificação da Segurança das Consolas do Tabuleiro	95
6.6.3 – Verificação da Segurança da Laje entre Nervuras.....	101
6.7 – Verificação da Segurança dos Pilares e das suas Fundações	105
6.7.1 – Pilares	105
6.7.1.1 – Considerações Gerais	105
6.7.1.2 – Acções.....	106
6.7.1.3 – Verificação da Segurança em Relação ao E.L.U. de Encurvadura	108
6.7.1.4 – Verificação da Segurança em Relação ao E.L.U. - Resistência.....	110
6.7.1.5 – Verificação da Segurança em Relação ao E.L. de Utilização - Fendilhação	116
6.7.2 – Verificação da Segurança das Fundações.....	117
6.7.2.1 – Considerações	117
6.7.2.2 – Determinação da Capacidade dos Terrenos de Fundação das Estacas.....	117
7 – Análise Sísmica ao Viaduto de Coima 2	121
7.1 - Caracterização Dinâmica da Estrutura	121
7.1.1 – Modelação Estrutural	121
7.1.2 – Comportamento Dinâmico da Estrutura	122
7.2 - Análise Dinâmica Não-Linear	124
7.2.1 – Definição da Acção Sísmica	124
7.2.1.1 – Zona Sísmica e Terreno de Implantação	124
7.2.1.2 – Espectro de Resposta	125
7.2.2 – Resultado da Análise Não-Linear por Espectros de Resposta	127
7.3 – Modelo sem Sistema de Isolamento Sísmico vs Modelo com Dissipador	129
7.3.1 - Deslocamentos.....	130
7.3.2 - Esforços	130
7.3.3 - Conclusão	130
8 - Conclusão	131

9 – Bibliografia.....	133
ANEXOS	135

Índice de Figuras

Figura 1 - Planta de Localização das Obras de Arte	21
Figura 2 - Planta do Viaduto de Coima 2 (Adaptado de [8])	22
Figura 3 - Alçado do viaduto – Encontros e Alinhamentos de Pilares (Adaptado de [8])	23
Figura 4 - Secção Transversal do viaduto (Adaptado de [8])	23
Figura 5 - Planta do Pontão sobre o Rio de Coima (Adaptado de [13])	24
Figura 6 - Alçado do Pontão – Encontros e Alinhamentos de Pilares (Adaptado de [13]).....	24
Figura 7 - Secção transversal do viaduto, zona de vão (Adaptado de [13]).....	25
Figura 8 - Armadura em corte das estacas E2. Na imagem à esquerda visualiza-se a disposição da armadura conforme o projecto e na imagem à direita a alteração da disposição na secção 2-2.....	62
Figura 9 - Desvio máximo entre alinhamento da carlinga e pilar (Adaptado de [8]).....	63
Figura 10 - Altura necessária entre a base das vigas e a base da carlinga (Adaptado de [8])	64
Figura 11 - Inserção de um cachorro no muro de testa para apoio à junta de dilatação (Adaptado de [8])	66
Figura 12 - Distância de anulação da tensão nos cabos (Adaptado de [2])	75
Figura 13 - Características mecânicas da secção de apoio.....	90
Figura 14 - Características mecânicas da secção a meio vão	91
Figura 15 - Carregamento das consolas devido às acções do Peso Próprio (à esquerda) e da Restante Carga Permanente (à direita).....	95
Figura 16 - Carregamento das consolas devido à acção do Veículo Tipo	95
Figura 17 - Modelo simplificado para o cálculo do momento resistente das consolas	98
Figura 18 - Modelo simplificado para o cálculo do momento resistente na laje entre nervuras	103
Figura 19 - Diagrama de interacção Pilar- Estaca (Adaptado de [6])	114
Figura 20 - Simplificação da estrutura a 1 grau de liberdade	122
Figura 21 - Oscilador com 1 grau de liberdade sujeito ao movimento da base (Adaptado de [7])	122
Figura 22 - Zona sísmica de Portugal Continental (zona Centro e Sul) - Anexo Nacional	124
Figura 23 - Espectro de resposta elástico à superfície (Adaptado de [7])	127
Figura 24 - Deslocamento longitudinal do tabuleiro.....	128

Índice de Imagens

Imagem 1 - Estado construtivo do Viaduto Coima 2 no início do estágio	28
Imagem 2 - Betonagem do lintel de fundação (à esquerda) e cofragem do 3º troço dos pilares (à direita)	28
Imagem 3 - Cimbra ao solo contínuo (à esquerda) e cimbra em torres e vigas (à direita)	29
Imagem 4 - Betonagem do 10º tramo do viaduto esquerdo	29
Imagem 5 - Tensionamento dos cabos de pré-esforço (Bomba e macaco hidráulico para o tensionamento, à esquerda e direita, respectivamente)	30
Imagem 6 - Cimbra constituído por torres e vigas (à esquerda) e sobre o Rio em asnas metálicas (à direita)	31
Imagem 7 - Deslocação das asnas do tabuleiro esquerdo para o direito, numa primeira fase por cimbra e tensores	31
Imagem 8 - Dissipador (à esquerda) e tensão nos varões de aço (à direita)	32
Imagem 9 - Betonagem da laje de transição (à esquerda) e cofragem (no interior do encontro) do muro de testa e cachorro (à direita)	33
Imagem 10 - Cofragem do new-jersey (à esquerda) e colocação nas cornijas (à direita)	33
Imagem 11 - Colocação das juntas de dilatação	34
Imagem 12 - Pavimentação, estrato de desgaste	35
Imagem 13 - Estado construtivo do Pontão no início do estágio. Visualização do estrado em rachão e tout-venant	36
Imagem 14 - Escavação com recurso a balde (à esquerda) e a trado (à direita)	36
Imagem 15 - Betonagem de uma estaca, com recurso a bomba, funil e tubo trémie (à esquerda) e por descarga directa com recurso a funil e tubo trémie (à direita)	37
Imagem 16 - Armadura dos pilares (à esquerda) e cofragem dos pilares (à direita)	37
Imagem 17 - Cravação das estacas-prancha no solo (à esquerda) e betonagem da sapata do encontro 1	38
Imagem 18 - Armadura (à esquerda) e betonagem (à direita) da viga travessa	38
Imagem 19 – Armadura do maciço de encabeçamento e viga de estribo (à esquerda) e elementos betonados (à direita)	39
Imagem 20 - Colocação das vigas pré-esforçadas	39
Imagem 21 - Colocação das pré-lajes	40
Imagem 22 - Aplicação do aço passivo e activo	40
Imagem 23 - Betonagem de um troço do tramo P5	41
Imagem 24 - Tensionamento dos cabos de pré-esforço (Bomba e macaco hidráulico)	41
Imagem 25- Extracção da água através de maios mecânicos	46
Imagem 26 - Extracção da água através de maios mecânicos	46
Imagem 27 - Cimbra sobre vigas metálicas	48
Imagem 28 – Cimbra contínuo com pórtico vigado	49
Imagem 29 - Obstrução da passagem pelo camião de transporte de vigas	54
Imagem 30 - Aplicação do aço activo e passivo no tabuleiro. Podemos constatar que existe um pequeno desvio na bainha (da direita) do pré-esforço, causada pelas treliças das pré-lajes	57
Imagem 31 - Penetração das ancoragens (à esquerda) e clarificação das zonas imperfeitas (à direita)	58

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Deslocamentos longitudinais dos tabuleiros (cm) (Adaptado de [6])	84
Tabela 2 - Momentos Flectores Actuantes / Resistentes (Adaptado de [6])	92
Tabela 3 - Estado limite de largura de fendas – consola (Adaptado de [6])	98
Tabela 4 - Estado limite de largura de fendas – laje entre nervuras (Adaptado de [6])	102
Tabela 5 - Esforço transverso. Estado limite último de resistência (Adaptado de [6])	105
Tabela 6 - Características dos pilares-estaca (Adaptado de [6])	106
Tabela 7 - Esbelteza dos Pilares	110
Tabela 8 - Forças e deslocamentos no topo dos pilares (Adaptado de [6])	111
Tabela 9 - Esforços de cálculo (Adaptado de [6])	112
Tabela 10 - Dimensionamento – Flexão Composta	113
Tabela 11 - Armaduras - Pilares (Adaptado de [6])	113
Tabela 12 - Esforços de cálculo (Adaptado de [6])	113
Tabela 13 - Verificação da segurança ao esforço transverso (Adaptado de [6])	115
Tabela 14 - Estado limite de abertura de fendas – pilar-estaca (Adaptado de [6])	116
Tabela 15 - Acções de cálculo (KN) (Adaptado de [6])	118
Tabela 16 - Cálculo da capacidade de carga resistente para a Estaca P1	120
Tabela 17 - Cálculo da capacidade de carga resistente das estacas condicionantes (Adaptado de [6])	120
Tabela 18 - Valores para determinação da acção sísmica	127
Tabela 19 - Deslocamentos do tabuleiro	130
Tabela 20 - Esforços na base dos pilares	130

1- Introdução

1.1 - Enquadramento

O presente relatório enquadra-se no âmbito do Trabalho Final de Mestrado inserido no quarto semestre do Mestrado em Engenharia Civil, perfil de Estruturas, do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa – ISEL.

Paralelamente ao relatório foi realizado um estágio, tendo sido este integrado na obra pública da Subconcessão do Baixo Tejo – Estradas de Portugal, correspondente ao Trecho 4 – Laranjeiras - Coina. O estágio e, consequentemente, o respectivo trabalho foram desenvolvidos com base na construção de duas Obras de Arte que se inserem na obra em questão, mais precisamente, o Viaduto de Coina 2 e Pontão sobre o Rio de Coina.

Para a execução da dita obra pública foi realizado um A.C.E. (Agrupamento Complementar de Empresas), ao qual se atribuiu a designação de CONBATE, sendo composto pelas seguintes empresas: LENA – Engenharia, Brisa, MSF, Alves Ribeiro, Teixeira Duarte, Bento Pedroso e Zagope.

O estágio foi realizado pela empresa LENA – Engenharia no período de 1 de Dezembro de 2011 a 15 de Maio de 2012 (vinte e quatro semanas).

Para a elaboração do relatório de estágio foi definido como principal objectivo descrever a construção em si e efectuar uma análise ao dimensionamento estrutural. O primeiro justifica-se como um complemento pelo facto do estágio ser desenvolvido em obra. O segundo dada a integração no perfil de Estruturas é da maior importância para fins do trabalho.

1.2 – Organização do Trabalho

O trabalho, propriamente dito, inicia-se com o **Capítulo 2 – “Apresentação das Obras de Arte”** no qual é realizada uma primeira abordagem sobre os viadutos alvo, sendo expostos dados característicos dos mesmos como: localização, configuração em planta, descrição e dimensões estruturais. Ainda neste capítulo é descrito, de modo superficial, o processo construtivo dos viadutos. O Capítulo 2 é

acompanhado/complementado pelo Anexo I, sendo que, este anexo apresenta-se como referência das peças desenhadas associadas a este capítulo.

O **Capítulo 3 – “Evolução Construtiva das Obras de Arte”** caracteriza-se como um documento relacionado com aspectos construtivos, onde são visíveis várias fases de desenvolvimento de cada viaduto. Este consiste numa apresentação dos trabalhos realizados mensalmente em cada uma das obras de arte, durante o período de estágio (aproximadamente cinco meses e meio). Associado a este capítulo encontra-se o Anexo II, o qual se caracteriza como referência das peças desenhadas inseridas neste contexto bem como de suporte de diversas imagens fotográficas.

O **Capítulo 4 – “Trabalhos realizados enquanto Estagiário”** trata da apresentação de todas as actividades desenvolvidas enquanto estagiário e membro da obra. Também é apresentado os condicionamentos, dificuldades e soluções propostas na execução de elementos estruturais das respectivas obras de arte. Associado a este capítulo encontra-se o Anexo III, o qual se caracteriza como referência das peças desenhadas inseridas neste contexto bem como de suporte de diversas imagens fotográficas.

O **Capítulo 5 – “Alterações Técnicas em Obra do Pontão”** descreve as principais alterações que os projectos sofreram em obra, ou seja, são expostas as alterações mais relevantes e que foram sujeitas a um maior estudo por parte das entidades envolvidas. O Capítulo 5 é acompanhado/complementado pelo Anexo IV, sendo que, este anexo apresenta-se como referência das peças desenhadas associadas a este capítulo.

Seguidamente, com o **Capítulo 6 – “Projecto Pormenorizado do Viaduto de Coina 2”** consiste numa análise e descrição pormenorizada no dimensionamento dos tabuleiros, pilares e estacas do Viaduto de Coina 2. Como tal, a generalidade dos resultados demonstrados e decisões tomadas foram concretizados por parte da empresa de projecto autora do mesmo, no entanto foram realizados alguns cálculos no sentido de clarificar alguns passos intermédios que não vinham expostos no Projecto de Execução. O Capítulo 6 é acompanhado/complementado pelo Anexo V, sendo que,

este anexo apresenta-se como referência das peças desenhadas associadas a este capítulo.

No **Capítulo 7 – “Análise Sísmica ao Viaduto de Coima 2”** consiste num estudo, avaliando o comportamento Longitudinal do Viaduto de Coima 2 Sem Sistemas de Isolamento Sísmico, com o objectivo de analisar as variações na resposta da estrutura ao nível dos esforços e deslocamentos comparando-os com os resultados obtidos através da análise Com Sistema de Isolamento Sísmico (Dissipadores) efectuada pela equipa de projectistas.

No **Capítulo 8 – “Conclusão Geral”** são reflectidas as últimas análises face à execução do relatório e do próprio estágio, onde, de um modo geral, se desenvolvem questões subjectivas.

2 - Apresentação das Obras de Arte

O presente capítulo do relatório tem como principal finalidade expor alguns dados de referência, das respectivas obras de arte, de modo a criar um primeiro panorama, ainda que muito superficial.

Neste sentido, são enunciados os seguintes conteúdos:

- Localização e devida configuração em planta;
- Descrição e dimensões estruturais;
- Processo construtivo.

A leitura deste capítulo deve ser acompanhada pelas respectivas peças desenhadas, as quais se encontram devidamente encaminhadas no **Anexo I**.

2.1 – Localização e Devida Configuração em Planta

De modo a clarificar a localização das obras de arte, assim como o próprio desenvolvimento da Auto-Estrada A33, Estrada Nacional 10 e Estrada Nacional 10-3, apresenta-se de seguida, a planta geral do mesmo (Figura 1).

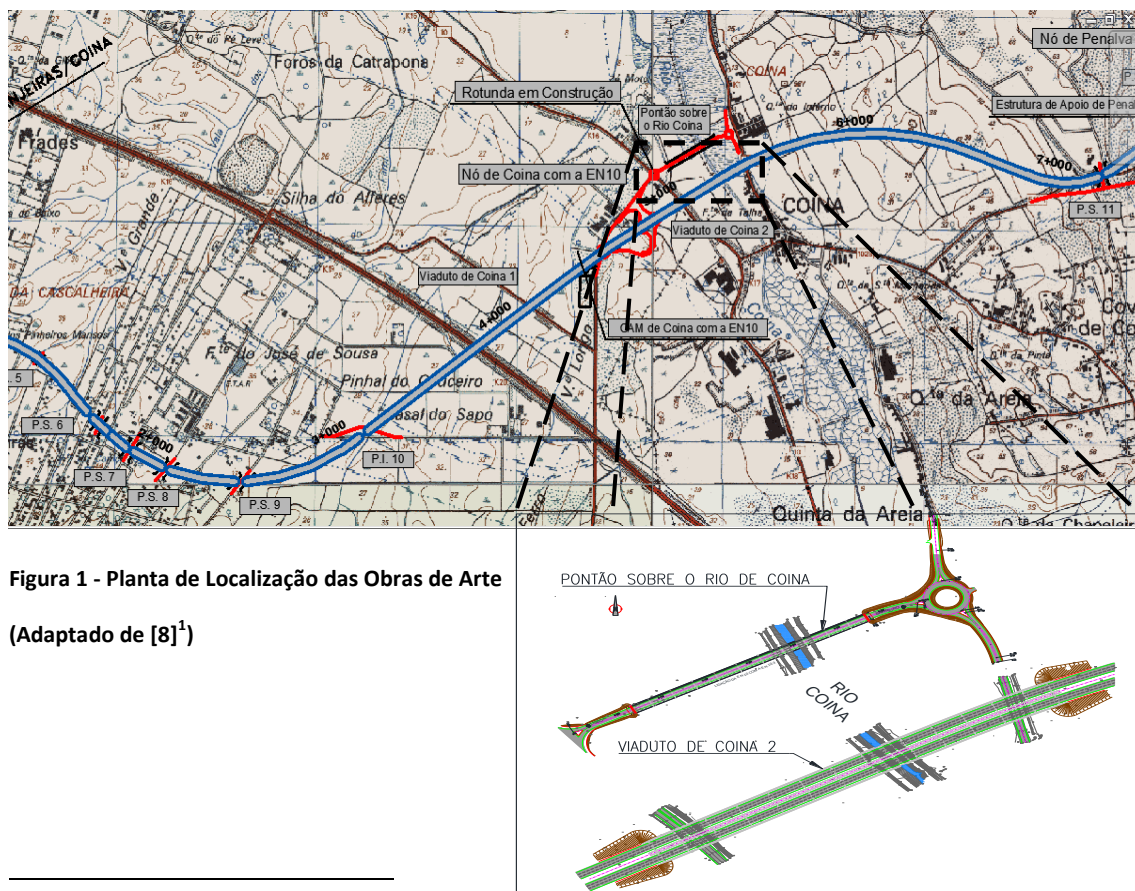


Figura 1 - Planta de Localização das Obras de Arte
(Adaptado de [8]¹)

¹ [] - Respectiva referência bibliográfica.

O Viaduto de Coina 2 desenvolve-se, entre eixos de apoio nos encontros, entre os Km 5+048,000 e 5+501,000, do Trecho 4 da A33 entre o Nó de Coina com a EN10 e o Nó de Penalva.

O Pontão sobre o Rio de Coina desenvolve-se, na ligação da EN10 à EN10 - 3.

2.2 – Descrição e Dimensões Estruturais

2.2.1- Viaduto de Coina 2

A obra de arte é constituída por dois tabuleiros adjacentes, ambos com três faixas de rodagem. A obra insere-se num alinhamento recto seguida por numa clotóide direita de parâmetro $A=500$ e numa curva circular direita de Raio = 1400 m.

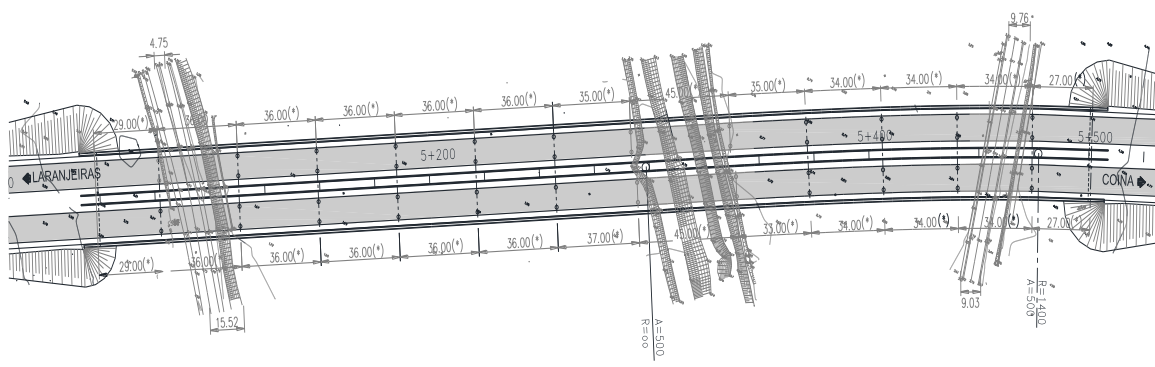


Figura 2 - Planta do Viaduto de Coina 2 (Adaptado de [8])

Em perfil longitudinal desenvolve-se numa curva vertical côncava de raio igual a 14000 m seguida por um trainel com uma inclinação de 0,5% até ao final da obra.

O viaduto, constituído por elementos de betão armado, desenvolve-se longitudinalmente em 453 m, com vãos correntes interiores a variar entre os 34 a 37 m (sobre o Rio de Coina com um vão de 45 m) e vãos de extremidades de 27 e 29 m, encontro E2 e E1, respectivamente. A sua infraestrutura é definida por dois encontros e doze alinhamentos de pilares.

Os encontros apresentam aparelhos de apoio do tipo “Pot-Bearing” Móveis Unidireccionais, ou seja, livres na direcção do eixo do tabuleiro. Deste modo, e para

assegurar a transmissão de esforços longitudinais para os encontros, o viaduto possui 8 dissipadores viscosos a ligar os tabuleiros aos encontros.

Os pilares-estaca têm secção circular com diâmetro de 1,50 m e encontram-se unidos na extremidade de ligação ao tabuleiro por aparelhos de apoio. Os alinhamentos de pilares P1, P8 a P12 apresentam também aparelhos de apoio do tipo “*Pot-Bearing*” Móvel Unidireccionais na direcção do tabuleiro. Os restantes alinhamentos (Pilares P2 a P7) recorrem a aparelhos de apoio fixos.

Transversalmente, nos alinhamentos de pilares P5 a P10 são permitidos deslocamentos, nos restantes pilares são restringidos.

Todos os aparelhos de apoio permitem rotações em todas as direcções.

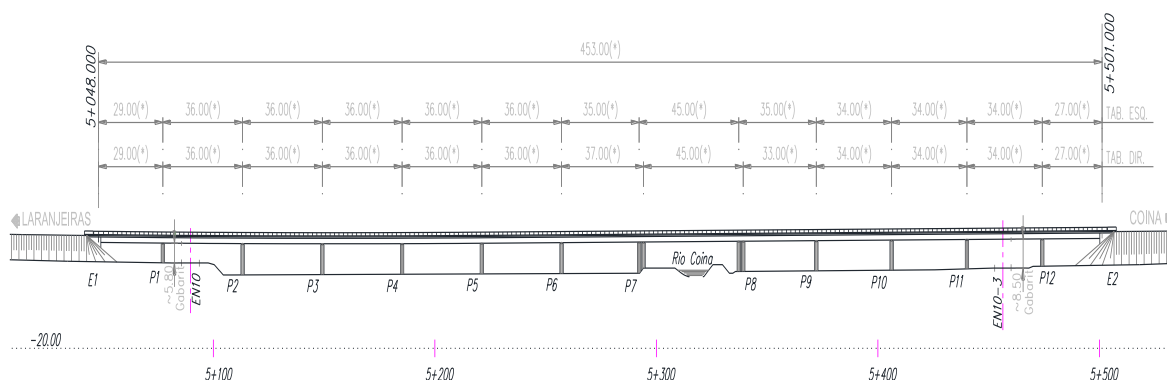


Figura 3 - Alçado do viaduto – Encontros e Alinhamentos de Pilares (Adaptado de [8])

O perfil transversal do tabuleiro desenvolve-se em 15,80 metros e é definido por uma solução em laje vigada de secção constante, como indicado na figura seguinte.

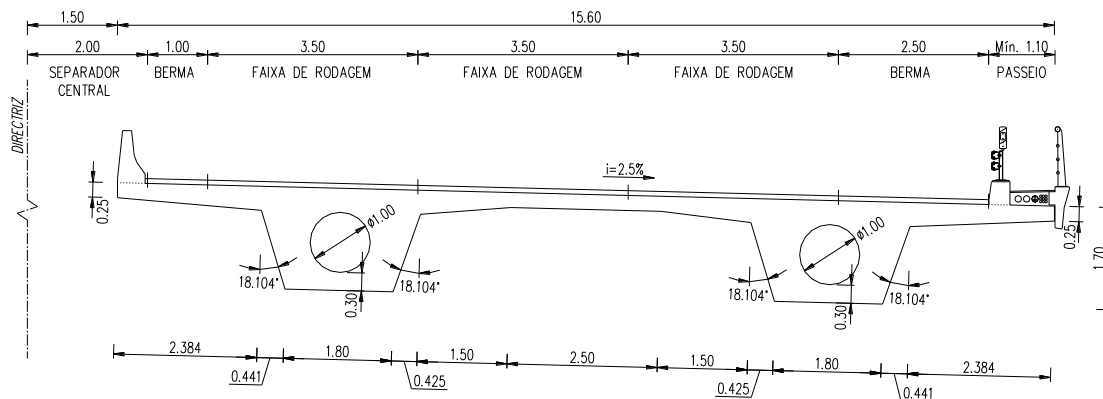


Figura 4 - Secção Transversal do viaduto (Adaptado de [8])

2.2.2- Pontão sobre o Rio de Coina

O viaduto em causa possui um comprimento total de 265 m e é constituído por onze vãos, tendo os de extremidade um comprimento de 20 m e os intermédios de 25 m.

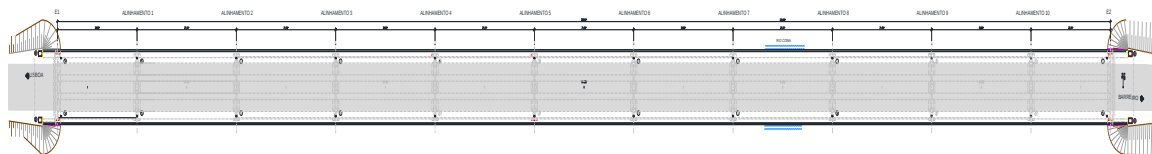


Figura 5 - Planta do Pontão sobre o Rio de Coina (Adaptado de [13])

Em perfil longitudinal, a estrutura está inserida num trainel com inclinação de 1,5%, seguida por um desenvolvimento numa curva vertical côncava de raio igual a 5000 m seguida por um trainel com uma inclinação de 2,4% até ao final da obra.

Os encontros apresentam aparelhos de apoio do tipo “*Pot-Bearing*” Móveis Unidireccionais na direcção do eixo do tabuleiro. Os pilares-estaca têm secção circular com diâmetro de 1,0 m e encontram-se unidos na extremidade por uma viga travessa, que lhe são transmitidas as cargas através de aparelhos de apoio provenientes do tabuleiro. Os alinhamentos de pilares P1, P2 e P10 apresentam também aparelhos de apoio do tipo “*Pot-Bearing*” Móvel Unidireccionais na direcção do tabuleiro. Nos restantes alinhamentos (Pilares P3 a P9) recorrem a aparelhos de apoio fixos.

Transversalmente, em todos os pilares são restringidos deslocamentos.

Todos os aparelhos de apoio permitem rotações em todas as direcções.

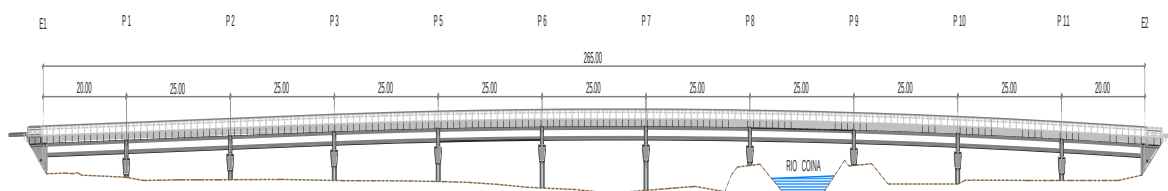


Figura 6 - Alçado do Pontão – Encontros e Alinhamentos de Pilares (Adaptado de [13])

O perfil transversal do tabuleiro desenvolve-se em 11,40 m e é definido por uma solução em vigas pré-fabricadas e pré-esforçadas, como indicado na figura seguinte.

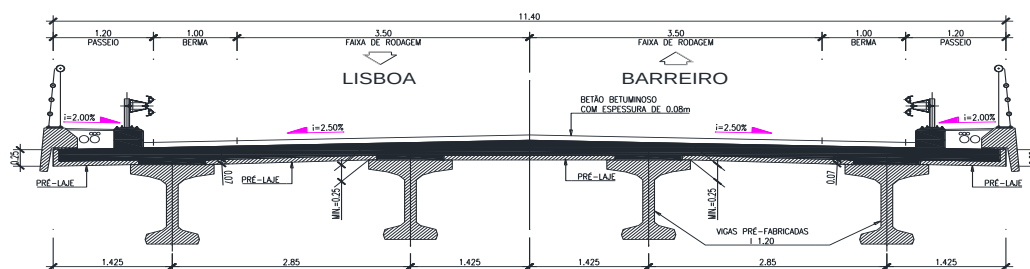


Figura 7 - Secção transversal do viaduto, zona de vão (Adaptado de [13])

A laje é executada com recurso a pré-lajes de 0,07m de espessura, que servem de cofragem para a betonagem “in-situ” da restante laje.

2.3 – Processo Construtivo

É enunciado de seguida, de forma bastante resumida, o processo de construção das obras de arte.

2.3.1- Viaduto de Coina 2

A obra de arte foi realizada segundo o método de construção tramo a tramo, a partir de cimbres ao solo, com sistema de cofragem “carrinhos deslizantes”.

O faseamento construtivo do viaduto foi o seguinte:

- Execução das fundações, 1ª fase dos encontros (maciço de encabeçamento, montantes, viga de estribo e muros de ala) e pilares;
- Execução dos tabuleiros com recurso a cavalete apoiado no solo (sobre o vão das EN10 e EN10-3 dotado de pórticos permitindo a manutenção da circulação do tráfico e sobre o Rio dotado de asnas metálicas para vencer o leito);
- Execução da 2ª fase dos encontros (muro de testa, cachorros e lajes de transição);
- Acabamentos.

2.3.2- Pontão sobre o Rio de Coima

O faseamento construtivo do viaduto foi o seguinte:

- Execução das fundações e 1ª fase do encontro E1 (sapata e viga de estribo);
- Execução dos pilares, vigas travessa e 1ª fase do encontro 2 (maciço encabeçamento e viga de estribo);
- Colocação das vigas pré-fabricadas sobre apoios provisórios;
- Execução das carlingas;
- Colocação das pré-lajes e betonagem “in-situ” da laje;
- Execução da 2ª fase dos encontros (muros de testa, cachorros, muros de ala e lajes de transição);
- Acabamentos.

3 - Evolução Construtiva das Obras de Arte

O presente capítulo tem como objectivo a exposição da evolução construtiva do Viaduto de Coina 2 e Pontão sobre o Rio de Coina durante o período de estágio.

Os subcapítulos referentes aos viadutos são iniciados com uma abordagem relativa ao estado construtivo da mesma aquando do início do estágio. Relativamente à posterior evolução adoptou-se como intervalo de tempo um mês, isto é, a análise do desenvolvimento dos viadutos foi realizada mensalmente, tendo início a 1/12/2011 e conclusão a 15/05/2012.

Com a finalidade de “atenuar” o conteúdo das várias fases de evolução construtiva de ambas as obras de arte, optou-se por colocar os diversos trabalhos executados em forma de listagem, sendo esta acompanhada de algumas imagens com o fim de sintetizar o texto desenvolvido.

A leitura deste capítulo deve ser acompanhada pelo respectivo **Anexo II**.

3.1 - Viaduto de Coina 2

3.1.1 - Estado Inicial da Obra

O viaduto, no início do estágio, encontrava-se basicamente na fase final do processo de execução dos pilares e encontros e a meio da fase de execução dos tabuleiros.

Neste sentido o viaduto apresentava o seguinte estado:

- Escavação localizada para futura execução do saneamento e execução do lintel fundação das estacas do alinhamento P8 do viaduto direito;
- Encontros praticamente concluídos, excepto 2ª fase (muro de testa, cachorros e lajes de transição);
- Os tabuleiros (direito e esquerdo) encontravam-se concluídos até ao 6º e 8º tramo, respectivamente.



Imagem 1 - Estado construtivo do Viaduto Coima 2 no início do estágio

3.1.2 - 1º Mês: 1-12-2011 a 1-1-2012

Neste período, os trabalhos realizados incidiram-se, sobretudo, na conclusão dos pilares e continuação na execução do tabuleiro esquerdo.

Mais detalhadamente foram executados os seguintes trabalhos:

Viaduto Direito

- Conclusão do saneamento do topo das estacas;
- Armação, cofragem e betonagem do lintel de fundação e 1ª, 2ª e 3ª fase dos pilares P8;



Imagem 2 - Betonagem do lintel de fundação (à esquerda) e cofragem do 3º troço dos pilares (à direita)

Viaduto Esquerdo

- Preparação do solo para suportar as cargas transmitidas pelo cimbre;

- Execução do 9º ao 12º tramo, referente a:

➤ Montagem do cimbre

A aplicação do cimbre ao solo contínuo nos tramos 9º, 10º e 11º e cimbre constituído por torres e vigas no 12º tramo devido ao condicionante rodoviário.



Imagem 3 - Cimbre ao solo contínuo (à esquerda) e cimbre em torres e vigas (à direita)

➤ Montagem da cofragem

- A cofragem aplicada foi do tipo “carrinhos deslizante”;

➤ Armação do aço passivo e activo

➤ Betonagem



Imagem 4 - Betonagem do 10º tramo do viaduto esquerdo

➤ Tensionamento dos cabos de pré-esforço



Imagem 5 - Tensionamento dos cabos de pré-esforço (Bomba e macaco hidráulico para o tensionamento, à esquerda e direita, respectivamente)

➤ Injecção de calda de cimento nas bainhas do pré-esforço

3.1.3 - 2º Mês: 1-1-2012 a 1-2-2012

No presente espaço de tempo finalizou-se a execução do tabuleiro esquerdo e retomou-se os trabalhos no tabuleiro direito.

Os trabalhos desenvolvidos foram:

Viaduto Esquerdo

- Execução do 13º tramo (último), recorrendo a cimbra constituído por torres e vigas devido ao condicionamento do talude do encontro;

Viaduto Direito

- Preparação do solo para suportar as cargas transmitidas pelo cimbra;

- Execução dos tramos 7º, 8º e 9º. Recorrendo a cimbra ao solo contínuo no 7º e 9º tramo e no 8º tramo recorrendo a cimbra constituído por torres e vigas (devido ao condicionamento dos taludes do Rio), e para superar o vão sobre o Rio em asnas metálicas;



Imagem 6 - Cimbra constituído por torres e vigas (à esquerda) e sobre o Rio em asnas metálicas (à direita)

- Execução de maciços de suporte as asnas metálicas;
- Deslocação das asnas metálicas do tabuleiro esquerdo para o direito;



Imagem 7 - Deslocação das asnas do tabuleiro esquerdo para o direito, numa primeira fase por cimbra e tensores

3.1.4 - 3º Mês: 1-2-2012 a 1-3-2012

No presente mês foram desenvolvidos trabalhos referentes à conclusão do tabuleiro do viaduto direito e início da aplicação dos dissipadores.

Nesta base, foram executados os seguintes trabalhos:

Encontros

- Colocação dos anti-sísmicos hidráulicos (dissipadores), aplicação da tensão nos varões de aço e injeção de calda de cimento nas bainhas no encontro 1.



Imagem 8 - Dissipador (à esquerda) e tensão nos varões de aço (à direita)

Viaduto Direito

- Execução dos 10º ao 13º tramos, recorrendo a cimbra ao solo contínuo nos tramos 10º e 11º, e cimbra constituído por torres e vigas no 12º e 13º tramo devido ao condicionante rodoviário e do talude do encontro, respectivamente;
- Preparação do solo para suporte das cargas transmitidas pelo cimbra;

3.1.5 - 4º Mês: 1-3-2012 a 1-4-2012

Neste período foram realizados trabalhos, sobretudo, relativos à conclusão da fase estrutural e início da fase de acabamentos.

Neste contexto, os trabalhos efectuados foram:

Encontros

- Colocação dos dissipadores, aplicação da tensão nos varões de aço e injeção de calda de cimento nas bainhas no encontro 2.
- Armação, cofragem e betonagem da 2ª fase dos encontros (muros de testa, cachorros e lajes de transição);



Imagem 9 - Betonagem da laje de transição (à esquerda) e cofragem (no interior do encontro) do muro de testa e cachorro (à direita)

Viaduto Esquerdo

- Cofragem e betonagem do lancil e do New-Jersey;
- Colocação das cornijas;
- Pavimentação (estrato de regularização);

Viaduto Direito

- Cofragem e betonagem do lancil e do New-Jersey;
- Colocação das cornijas;
- Colocação dos guarda-corpos;



Imagem 10 - Cofragem do new-jersey (à esquerda) e colocação nas cornijas (à direita)

3.1.6 - 5º Mês: 1-4-2012 a 30-4-2012

Neste período foram realizados trabalhos, sobretudo, relativos à conclusão da fase de acabamentos.

Neste contexto, os trabalhos efectuados foram:

Encontros

- Colocação das juntas de dilatação em ambos os encontros;



Imagem 11 - Colocação das juntas de dilatação

- Execução do sistema de drenagem;
- Execução dos taludes dos encontros;

Viaduto Esquerdo

- Colocação dos guarda-corpos;
- Colocação no passadiço dos tubos destinados a passagem dos cabos eléctricos e de fibra óptica, caixas de visita e respectiva betonagem do passeio;
- Pavimentação (estrato de desgaste);



Imagem 12 - Pavimentação, estrato de desgaste

- Colocação das guardas de segurança;
- Execução do sistema de drenagem;

Viaduto Direito

- Colocação no passadiço os tubos destinados a passagem dos cabos eléctricos e de fibra óptica, caixas de visita e respectiva betonagem do passeio;
- Pavimentação (estrato de regularização e desgaste);
- Colocação das guardas de segurança;
- Execução do sistema de drenagem;

3.2 - Pontão sobre o Rio de Coima

3.2.1 - Estado Inicial da Obra

O Pontão, no início do estágio, encontrava-se basicamente na fase final da concepção da plataforma de trabalho.

Neste sentido o viaduto apresentava o seguinte estado:

- Execução de um estrato em rachão e tout-venant sobre uma membrana em geotêxtil, em toda a extensão da implantação da obra;



Imagem 13 - Estado construtivo do Pontão no início do estágio. Visualização do estrado em rachão e tout-venant

3.2.2 - 1º Mês: 1-12-2011 a 1-1-2012

Neste período, os trabalhos realizados incidiram-se, sobretudo, no início da fase de execução das estacas moldadas.

Mais detalhadamente, os trabalhos desenvolvidos foram:

- Execução das 3 estacas do alinhamento P7, referente a:

- Escavação das estacas com recurso a trado e a balde (utilizando fluído para estabilização das paredes do furo);



Imagem 14 - Escavação com recurso a balde (à esquerda) e a trado (à direita)

- Reciclagem do lama bentonítica para permitir a sua reutilização;
- Colocação da armadura;

➤ **Betonagem**



Imagem 15 - Betonagem de uma estaca, com recurso a bomba, funil e tubo trémie (à esquerda) e por descarga directa com recurso a funil e tubo trémie (à direita)

3.2.3 - 2º Mês: 1-1-2012 a 1-2-2012

No presente espaço de tempo finalizou-se a execução das estacas da margem norte, e iniciou-se a execução dos pilares e encontro 1.

Os trabalhos desenvolvidos foram:

- Execução das estacas nos alinhamentos P1 ao P6;
- Armação, cofragem e betonagem dos pilares nos alinhamentos P5 e P6;



Imagem 16 - Armadura dos pilares (à esquerda) e cofragem dos pilares (à direita)

- Contenção periférica, escavação, armação, cofragem e betonagem da sapata e viga de estribo do encontro 1;



Imagem 17 - Cravação das estacas-prancha no solo (à esquerda) e betonagem da sapata do encontro 1

3.2.4 - 3º Mês: 1-2-2012 a 1-3-2012

No presente mês foram desenvolvidos trabalhos referentes à conclusão das estacas, continuação da execução dos pilares, encontros e início da execução das vigas travessa.

Nesta base, foram executados os seguintes trabalhos:

- Conclusão das estacas (alinhamento P8 ao E2);
- Execução dos pilares dos alinhamentos P2 ao P4, P9 e P10;
- Armação, cofragem e betonagem das vigas travessas do alinhamento P1 ao P7;



Imagem 18 - Armadura (à esquerda) e betonagem (à direita) da viga travessa

- Execução da 2ª fase da viga de estribo do encontro 1;

3.2.5 - 4º Mês: 1-3-2012 a 1-4-2012

Neste período foram realizados trabalhos, sobretudo, relativos à conclusão das vigas travessa e da montagem das vigas pré-esforçadas e das lajes pré-fabricadas.

Neste contexto, os trabalhos efectuados foram:

- Execução das vigas travessa dos alinhamentos P8, P9 e P10.
- Armação, cofragem e betonagem do maciço de encabeçamento e viga de estribo do encontro 2.



Imagem 19 – Armadura do maciço de encabeçamento e viga de estribo (à esquerda) e elementos betonados (à direita)

- Colocação dos aparelhos de apoio em todos os alinhamentos (alinhamento E1 ao E2);
- Cofragem de todos os fundos das carlingas;
- Colocação das vigas pré-esforçadas assente em aparelhos de apoio provisórios em todos os tramos;



Imagem 20 - Colocação das vigas pré-esforçadas

- Armação, cofragem e betonagem das carlingas do alinhamento E1 ao P8;

- Colocação das lajes pré-fabricadas do alinhamento E1 ao P7;



Imagem 21 - Colocação das pré-lajes

- Aplicação do aço de pré-esforço no alinhamento P6;

3.2.6 - 5º Mês: 1-4-2012 a 30-4-2012

Neste período foram realizados trabalhos, sobretudo, relativos à conclusão estrutural e início dos trabalhos de acabamentos.

Neste contexto, os trabalhos efectuados foram:

- Armação, cofragem e betonagem das carlingas (alinhamento P9 ao E2);

- Conclusão da colocação das pré-lajes (alinhamento P7 ao E2);

- Aplicação do aço ordinário e de pré-esforço no tramo E1 ao P6 e P7 ao E2;



Imagem 22 - Aplicação do aço passivo e activo

- Armação, cofragem e betonagem da laje de transição, muro de testa, cachorro e muros de ala em ambos os encontros;
- Betonagem de toda a extensão do tabuleiro;



Imagem 23 - Betonagem de um troço do tramo P5

- Tensionamento dos cabos de pré-esforço e injeção da calda de cimento nas bainhas (em todos os alinhamentos);



Imagem 24 - Tensionamento dos cabos de pré-esforço (Bomba e macaco hidráulico)

- Armação, cofragem e betonagem de ambos os lancis;
- Colocação de todas as vigas de bordadura;
- Colocação no passadiço esquerdo os tubos destinados a passagem dos cabos eléctricos e de fibra óptica, caixas de visita e respectiva betonagem do passeio;

- Pavimentação (camada de desgaste e regularização) em toda a extensão do tabuleiro;
- Colocação das juntas de dilatação em ambos os encontros;
- Colocação de todas as guardas de segurança;

3.2.7 - 6º Mês: 1-5-2012 a 15-5-2012

Neste período foram realizados trabalhos, sobretudo, relativos à conclusão dos trabalhos de acabamento.

Neste contexto, os trabalhos efectuados foram:

- Colocação no passadiço direito os tubos destinados à passagem dos cabos eléctricos e de fibra óptica, caixas de visita e respectiva betonagem do passeio;
- Colocação dos guarda-corpos;
- Execução do sistema de drenagem do tabuleiro;
- Execução dos taludes de ambos os encontros;

3.3 - Síntese

Devido às diferenças nas soluções desenvolvidas nos projectos do Viaduto de Coina 2 e do Pontão sobre o Rio de Coina, permitiu o acompanhamento assim como a visualização, registo e, consequentemente, a aprendizagem de execução de diversos elementos estruturais.

No Viaduto de Coina 2 foram verificados os métodos de execução de lintel de fundação e pilares do alinhamento 8 do tabuleiro direito, bem como, os restantes 12 tramos em laje nervurada (respectivo cimbria, cofragem, colocação do aço passivo e

activo e tensionamento dos cabos de pré-esforço), execução da 2ª fase dos encontros, colocação das juntas de dilatação, colocação dos dissipadores e fase de acabamentos (lancis, new-jersey, passeios, vigas de bordadura, guardas-segurança, guarda-corpos e pavimentação).

Quando se iniciou o estágio, praticamente todos os elementos de fundação e pilares (excepto lintel e pilares do alinhamento 8 do viaduto direito) já estavam executados no Viaduto de Coina 2, assim com a possibilidade de poder acompanhar a execução no Pontão permitiu-se assimilar todos esses processos construtivos que não acompanhados no Viaduto de Coina 2.

Assim, no Pontão possibilitou-se a assimilação dos processos de construção da fase de fundações directas (encontro 1) e indirectas (pilares-estaca e encontro 2) bem como, elementos estruturais que não constavam no desenvolvimento do projecto do Viaduto de Coina 2, tais como, vigas-travessa, carlingas, pré-fabricação do tabuleiro com a adopção de vigas em “I” (vigas pré-esforçadas e lajes pré-fabricadas), assim como, a diferente configuração do projecto armadura activa e passiva. O estágio possibilitou também a visualização e assimilação de processos construtivos de elementos análogos ao Viaduto de Coina 2, tais como, a fase de acabamentos (lancis, vigas de bordadura, passeios, guardas-segurança, guarda-corpos e pavimentação) e a colocação das juntas de dilatação.

4 - Trabalhos Realizados Enquanto Estagiário

Naturalmente que, encontrando-se as obras em pleno desenvolvimento construtivo com projectos definidos e encargos devidamente distribuídos pelos respectivos profissionais, a integração em trabalhos de obra não é de todo uma situação com resolução simples, atendendo também à circunstância da qualificação de estagiário assim como à reduzida experiência face ao mundo do trabalho. Contudo, houve a possibilidade e o privilégio de facultar um módico contributo.

Consequentemente, o presente capítulo é composto por três subcapítulos. Os dois primeiros são destinados à apresentação dos condicionamentos (causas naturais, erros Humanos, erros de leitura de projecto ou simplesmente estabelecidas restrições), das dificuldades que se desenvolveram durante a execução dos trabalhos e das soluções adoptadas nos diversos planos de execução, bem como os trabalhos desenvolvidos durante este período de experiência. O terceiro subcapítulo diz respeito à Direcção de Obra, no qual também são expostos os trabalhos desenvolvidos como estagiário.

A leitura deste capítulo deve ser acompanhada pelas respectivas peças desenhadas, as quais se encontram devidamente encaminhadas no **Anexo III**.

4.1 – Viaduto de Coima 2

4.1.1 - Plano de Betonagem

Os trabalhos desenvolvidos neste âmbito foram principalmente o acompanhamento das betonagens de elementos estruturais, assim como os ensaios de recepção do betão em obra.

O plano elaborado refere-se apenas à betonagem dos elementos estruturais lintel de fundação, pilares, tabuleiros e encontros.

4.1.1.1 - Lintel de Fundação

A betonagem do lintel de fundação foi condicionada pela existência do nível freático (cota variável consoante as marés) acima da cota do topo do lintel de fundação. Assim para que o nível freático não se tornasse condicionante tanto nos trabalhos realizados anteriormente (saneamento do topo das estacas, armação e cofragem do lintel), como também na betonagem, admitiu-se



como solução o rebaixamento do nível freático através de extracção da água

Imagem 26 - Extracção da água através de maíolos mecânicos

por bombagem com auxílio de uma mangueira. Foi aplicado betão de limpeza em toda a área da escavação, excepto junto às estacas prancha, onde foi criada uma vala, forçando a água a encaminhar-se para um pequeno poço de onde era extraída.

4.1.1.2 - Pilares

Para a realização do respectivo planeamento foi imposta uma restrição comum a todos os pilares, que consistia na betonagem em três fases. Este condicionamento foi definido pelo conjunto de cofragens e altura máxima admissível a betonar.

A 1ª fase de betonagem dos pilares também teve o mesmo condicionamento que a betonagem do lintel de fundação, a existência do nível freático, adoptando idêntica solução.

4.1.1.3 - Tabuleiros

Para a realização do respectivo planeamento, foram impostas restrições comuns a todos os tramos de ambos os tabuleiros, que consistiam nas betonagens às quintas/sextas-feiras e evitar o prolongamento das horas de trabalho (horas extras).

A restrição imposta em se efectuar as betonagens nos respectivos dias, era beneficiar do fim-de-semana para o betão adquirir presa, e assim poder-se aplicar o tensionamento dos cabos de pré-esforço no início da semana seguinte. Também como restrição foi imposta o prolongamento das horas de trabalho (horas extras) a fim de evitar custos extraordinários.

Para a betonagem do tabuleiro sobre o Rio de Coia (8º tramo do viaduto direito), verificou-se antecipadamente que a quantidade de betão a ser aplicada (530 m³) de acordo com rendimentos anteriores, não iria cumprir o plano de horas normais de trabalho, admitindo como solução uma das seguintes hipóteses:

- Aumento do número de autobetoneiras e camiões-bomba, de forma a aumentar o rendimento;
- Prolongamento das horas de trabalho (horas extra);

Este problema foi tomado como uma situação de excepção e recorreu-se ao prolongamento das horas de trabalho, evitando assim modificações nos vários serviços de betonagem (central de betão, autobetoneiras, camiões-bomba e equipas de trabalho).

Para além das restrições comuns, existiram restrições particulares na betonagem dos tramos sobre a EN10-3 (12º tramo de ambos os viadutos). A betonagem teria que se realizar em período nocturno com corte de tráfego nas vias sob o tramo a ser betonado. Como solução, admitiu-se realizar a betonagem no período nocturno de quinta-feira, evitando assim o término em período de fim-de-semana.

4.1.1.4 - Encontros

Para a realização do plano de betonagem da 2ª fase (muro de testa, cachorro e laje de transição) de ambos os encontros, teve condicionada a colocação dos dispositivos anti-sísmicos hidráulicos (dissipadores).

A colocação dos dissipadores restringiu o plano de betonagem dos encontros, pelo facto de só poderem ser colocados após a conclusão dos tabuleiros e antes da 2ª fase dos encontros (muros de testa e cachorros) serem executados, pois só assim se conseguia transportar e auxiliar com a grua a sua colocação, fazendo-o entre o tabuleiro e viga de estribo.

Também como condicionante, foi o facto de não se iniciarem os trabalhos de aplicação dos dissipadores no encontro 1 sem que no encontro 2 não houvesse frente de trabalho para dar continuidade às equipas, assim sendo, só se iniciou a aplicação após a conclusão do 13º tramo de ambos os tabuleiros.

4.1.2 - Plano de Aplicação do Cimbra

O plano elaborado refere-se apenas à aplicação do cimbra do tabuleiro direito, por se encontrar numa fase menos avançada quando iniciado o estágio e ser análogo em termos de projecto e dificuldades deparadas em relação ao tabuleiro esquerdo.

Os trabalhos desenvolvidos enquanto estagiário neste âmbito foram as inspecções à implantação do cimbra em obra conforme o respectivo projecto de execução.

4.1.2.1 - Tabuleiros

Para a realização do respectivo planeamento houve diversos condicionamentos, a nível geológicos, atravessamento da estrada EN10-3 e do Rio de Coina.

No 7º tramo, as dificuldades encontradas foram em relação ao solo (areia-lodosa com nível freático à cota), com pouca capacidade de carga. As soluções propostas foram conceber uma plataforma em tout-venant ou conceber transversalmente plataformas em betão armado espaçadas longitudinalmente de 10 metros (transmitindo as cargas indirectamente ao solo por estacas de madeira) recebendo as cargas através de perfis metálicos em I, que por sua vez são transmitidas pelo cimbra. Os



Imagem 27 - Cimbra sobre vigas metálicas

ensaaios de carga realizados nas plataformas em tout-venant verificaram que não satisfaziam os critérios de segurança, então optou-se pela segunda solução (ver imagem 27).

No 8º tramo, para além do obstáculo mencionado anteriormente, neste tramo surgiu uma outra condicionante, referente ao talude Norte do leito do Rio de Coina. A solução proposta foi vencer o talude com um sistema em pórtico vigado com perfis metálicos em I. As torres de cimbra assimétricas em altura, apoiavam em plataformas de betão armado (iguais às da solução anterior), interligadas com os perfis em I, sobre estes laborava o cimbra contínuo.

No 9º tramo, a dificuldade encontrada foi relativamente a vencer o vão de 40 metros entre cada margem do Rio. O obstáculo foi ultrapassado recorrendo a 4 vigas treliçadas apoiadas em prumos metálicos, que por sua vez, transferiam as cargas a dois maciços em betão armado e com estes a descarregarem indirectamente as cargas ao solo através de estacas de madeira.

Nesta mesma fase, o desafio foi ainda a deslocação das vigas metálicas do viaduto esquerdo para o direito. Como primeiro parecer foi a deslocação das vigas através de uma grua de grande porte, mas logo se expôs tal impossibilidade devido ao gabarit necessário (entre as treliças metálicas e a base do tabuleiro) a uma única grua. Ponderou-se fazer a deslocação com duas gruas de menor dimensão, necessitando de uma enorme coordenação, elevando a probabilidade de ocorrência de acidentes, o que levou a suspender tal opção. Então, a solução adoptada foi criar uma base em cimbre, acoplada no topo com perfis metálicos em I, para conceber um plano de deslizamento nas vigas e através de tensores e correntes realizar o deslocamento para uma zona no raio de acção da grua, para numa segunda fase se efectuar o seu transporte e colocação no respectivo prumo através de uma grua de grande porte.

Também neste tramo, houve a necessidade de superar o talude Sul da margem do Rio, ao qual se adoptou a mesma solução que no 8º tramo.

No 10º tramo as dificuldades deparadas foram também relativas ao solo, sendo que nesta fase, apresentando melhores condições geológicas (em relação aos tramos anteriores), foi suficiente conceber uma plataforma em tout-venant.

No 11º tramo, as dificuldades em relação ao solo foram semelhantes ao 10º tramo, ao qual se optou pela mesma solução. Ainda houve a necessidade de criar um pórtico de 6 metros de largura, para desvio de trânsito na betonagem do 12º tramo (tramo sobre a EN10-3). O pórtico foi semelhante aos utilizados para vencer os taludes do Rio, constituído por duas torres em cimbre de altura simétrica, ligado por perfis metálicos em I.



Imagem 28 – Cimbre contínuo com pórtico vigado

No 12º tramo, as dificuldades encontradas foram similares às do 11º tramo, com a agravante de se ter de cortar o tráfego em pequenos períodos para construir o pórtico sobre a Estrada Nacional.

No 13º tramo, os obstáculos deparados foram vencer o talude do encontro 2. O sistema utilizado foi análogo ao dos taludes das margens do Rio.

4.1.3 - Plano de Aplicação do Aço Activo e Passivo

Neste contexto os trabalhos realizados enquanto estagiário foram relativos à verificação da montagem do aço activo e passivo, de modo a satisfazer o projecto.

4.1.3.1 - Tabuleiros

No respectivo planeamento houve diversos factores condicionantes, a nível da certificação e traçado dos cabos de pré-esforço.

Num modo geral, as dificuldades encontradas em todos os tramos, em relação à armadura passiva, foi a garantia do espaçamento entre varões e respectivos recobrimentos.

Em relação à armadura activa, as principais dificuldades deparadas, foram em relação ao 7º e 10º tramos do viaduto direito e esquerdo, respectivamente.

No 7º tramo, a dificuldade deparada foi a substituição do aço aplicado no tabuleiro por não se encontrar certificado com a lei em vigor. Optou-se por substituir ao invés de recolher amostras e remeter a uma entidade acreditada para o certificar pela morosidade que tal processo leva. O respectivo processo de substituição do aço activo envolveu diversos trabalhos a mais (relativo ao aço passivo e activo), o que modificou o planeamento previsto inicialmente.

No 10º tramo do tabuleiro esquerdo, a dificuldade deparada foi em relação ao traçado dos cabos, com idêntico traçado em todos os tramos antecedentes, neste os traçados na parte final eram invertidos no topo o que levou ao lapso, só sendo detectado na inspecção. Como soluções propostas, foi o adiamento da betonagem ou a modificação prontamente dos traçados dos cabos.

Neste caso, como o intervalo de tempo entre a detecção do erro e o início previsto da betonagem, bem como os trabalhos de correcção (relativo ao aço passivo, activo e de

carpintaria), como todo o processo envolvente (autorização do EP, informação dos utentes, mobilização das equipas de trabalho, mobilização das equipas de Segurança Pública), apelou a realização da respectiva alteração. Foi realizada então a mudança no traçado dos cabos de pré-esforço (efectuando todos os trabalhos extraordinários) sem ter posto em causa o plano de betonagem estabelecido.

4.1.4 - Plano de Tensionamento dos Cabos e Varões de Pré-Esforço

Neste contexto os trabalhos realizados foram relativos ao acompanhamento do tensionamento dos cabos e varões de pré-esforço, de modo a cumprir os critérios de tensionamento.

4.1.4.1 - Tabuleiros

Para a realização do respectivo planeamento houve diversos factores condicionantes, principalmente no contexto da cura do betão e no aprumo dos varões de fixação dos dissipadores.

Como já foi mencionado anteriormente no Plano de Betonagem, teve-se a prudência de efectuar o planeamento de modo a que o tempo de cura do betão coincidissem com os dias de descanso (fim-de-semana), a fim de rentabilizar os trabalhos precedentes.

Num modo geral, as dificuldades encontradas em todos os tramos foram inerentes aos respectivos trabalhos.

Já no tensionamento dos varões, a dificuldade foi em manter em certas ocasiões a verticalidade da mesma no tensionamento, pelo facto de a superfície de apoio ao macaco hidráulico não ser completamente plana, dificultando assim o tensionamento.

4.2 – Pontão sobre o Rio de Coima

4.2.1 - Plano de Escavação

Os trabalhos desenvolvidos enquanto estagiário neste âmbito foram o acompanhamento das escavações.

4.2.1.1 - Encontro 1

A escavação do encontro 1 teve como condicionamento a natureza do solo. Apesar da sua coesão (areias siltosas), associado à variação do nível freático, não permitiu a escavação sem auxílio da contenção periférica. A solução foi recorrer a estacas-pranchas metálicas (análogo na contenção do solo na execução do lintel de fundação do alinhamento P8 do viaduto direito de Coina 2), concebendo paredes de estacas (constituídas por fiadas de estacas realizadas tangentes umas às outras) com contraventamento para efectuar a contenção.

Também como condicionante, uma vez mais, o nível freático (variável consoante as marés), optando idêntica solução (anteriormente utilizada no alinhamento P8 do viaduto direito de Coina 2), recorrendo a extracção da água através do auxílio de uma bomba.

4.2.1.2 - Estacas

Na escavação das estacas, também como principal condicionamento foi a natureza do solo, sendo que neste caso as camadas superficiais (até cerca de 13 metros de profundidade) principalmente compostas por areias lodosas e areias silto-argilosa, associado ao nível freático (variável consoante as marés), não permitiu uma concepção tão rápida quanto se planeava.

Na sequência da execução das estacas (alinhamento P7 para o P1 e do alinhamento P8 para o E2), foram deparadas as dificuldades à frente enumeradas.

Começando a execução pela margem Norte do Rio de Coina, pelas estacas do alinhamento P7 (P7-A, P7-B e P7-C), não se verificou qualquer tipo de complicações na sua execução.

Já nas estacas do alinhamento P6, verificou-se assoreamento nas estacas P6-A e P6-B. Na execução da primeira estaca deste alinhamento (P6-B), durante o período nocturno a lama bentonítica foi absorvida, fazendo descer a cota, o que conjugado com a variação do nível freático, não houve pressão suficiente nas paredes da furação, causando o desabamento das mesmas. Assim, para a execução das restantes estacas, adoptou-se por não realizar a escavação completa caso não se conseguisse concluir a estaca durante o período laboral. No entanto a execução da segunda estaca desse mesmo alinhamento (P6-A), ocorreu igualmente assoreamento nas paredes da

furação. Excluindo-se a hipótese acima mencionada, pôs-se em causa o comprimento da camisa de aço (6 m). Por forma a resolver tal suposição, na execução das seguintes estacas foi utilizado um conjunto de camisas de aço, perfazendo um comprimento total de 13 metros. Dado que, nas estacas P6-C, estacas do alinhamento 5 e 4, não ocorreu qualquer problema com assoreamento, supôs-se que, o problema estava na pressão exercida pela lama bentonítica (insuficiente para conter as paredes).

Nos restantes alinhamentos (1, 2 e 3), as camadas compostas por areia e areia siltosa encontravam-se a uma profundidade inferior a 6 metros, sendo retomada a utilização da camisa de aço de 6 metros, sem ter ocorrido qualquer tipo de complicações.

Na execução das estacas (alinhamento 8,9,10 e E2) da margem sul do Rio de Coina, foram todas executadas com o conjunto de camisas de 13 metros de comprimento. A dificuldade deparada na execução deste conjunto de estacas incidiu na estaca P9-C. A dificuldade que se deparou na sua execução foi com o consumo excessivo de betão. Supondo-se que teve como causa a existência de um vazio na lateral da parede da furação (podendo ter-se desmoronado na altura que estavam a decorrer os trabalhos de furação) e/ou ter ocorrido arrastamento do betão pela corrente de água no subsolo (no momento da betonagem verificava-se no Rio de Coina uma forte corrente de vazamento). No decorrer da extracção da penúltima camisa de aço, observou-se que a cota do betão estava a baixar mais que o habitual, foi então que se deparou com tal irregularidade. A solução adoptada foi a interrupção da extracção da camisa e ser retomada a betonagem, até que o vazio ficasse preenchido e/ou estancado o arrastamento promovido pela corrente de água no subsolo. No ensaio de avaliação da integridade da estaca (ensaio sónico), verificou-se um alargamento localizado do diâmetro, mas sendo a estaca classificada com qualidade.

4.2.2 - Plano de Betonagem

O plano elaborado refere-se apenas à betonagem dos elementos estruturais como estacas, vigas travessa, carlingas, pilares, tabuleiro e encontros.

Os trabalhos desenvolvidos enquanto estagiário neste âmbito foram principalmente o acompanhamento das betonagens de elementos estruturais, assim como os ensaios de recepção do betão em obra.

4.2.2.1 - Estacas

No plano de escavação, no item das estacas foi mencionado os condicionamentos, dificuldades e soluções adoptadas na execução das escavações bem como o plano de betonagem, pois estes encontram-se interligados.

4.2.2.2 - Pilares e Vigas Travessa

O plano de betonagem dos pilares e vigas travessa teve como condicionante a data da betonagem das estacas, pois foi proposto a betonagem de pilares, vigas travessa e estacas no mesmo período, para evitar o deslocamento do camião-bomba diversas vezes à obra no mesmo dia.

Assim sendo, o plano de betonagem dos pilares e vigas travessa teve que se adaptar ao plano de betonagem das estacas.

4.2.2.3 - Carlingas

O plano de betonagem das carlingas (alinhamento P5 ao P7) teve condicionado a um período restrito durante a colocação das vigas. A betonagem da carlinga no alinhamento P5 teve como restrição o período de colocação das vigas dos alinhamentos P1 e P2, pelo facto de a grua ocupar a totalidade da passagem. As soluções propostas foram a betonagem no período antes do começo dos trabalhos de colocação das vigas ou no final do mesmo. Foi optada a segunda solução, fundamentalmente pela betonagem poder atrasar e condicionar os trabalhos de colocação das vigas.

Já na betonagem das carlingas dos alinhamentos P6 e P7, o condicionamento teve como causa o camião de transporte de vigas, obstruindo a passagem do camião-bomba e autobetoneiras, só libertando a passagem no momento em que se faziam as trocas de camiões. A solução foi efectuar as betonagens das carlingas nesse intervalo (momento da troca de camiões de transporte) ou no final do período de colocação das vigas.



Imagem 29 - Obstrução da passagem pelo camião de transporte de vigas

4.2.2.4 - Tabuleiro

O plano de betonagem do tabuleiro teve de forma natural condicionado aos respectivos trabalhos de colocação do aço passivo e activo.

De um modo geral, as dificuldades encontradas em todos os tramos foram relativas aos respectivos trabalhos e a assegurar o recobrimento das armaduras.

4.2.2.5 - Encontros

Tal como no plano de betonagem dos pilares e vigas travessa, o plano de betonagem dos encontros também teve como condicionante a data da betonagem de outros elementos estruturais (estacas, pilares, vigas travessa, carlingas e tabuleiro), sendo proposto a betonagem destes elementos em consonância com as várias fases de betonagem dos encontros, para evitar assim o deslocamento do camião-bomba diversas vezes à obra no mesmo dia.

Assim sendo, o plano de betonagem dos elementos (muros de ala, muros de testa e cachorros) dos encontros e restantes elementos estruturais tiveram que se adaptar.

4.2.3 - Plano de Aplicação do Aço Passivo e Activo

Neste contexto os trabalhos realizados enquanto estagiário foram relativos à verificação da montagem do aço activo e passivo, de modo a satisfazer o projecto.

4.2.3.1 - Estacas

O plano de aplicação do aço passivo teve como condicionante o facto de no alinhamento P6 (estaca P6-A), o assoreamento ter sido detectado quando se colocou a armadura.

No derradeiro momento em que se colocou a armadura detectou-se que ficava cerca de 1 a 1,5 metros acima da cota de projecto. Excluindo a hipótese de a armadura ter um comprimento superior ao estabelecido, pelo facto que na fase da acoplagem entre a armadura superior e inferior (realizado com armadura no solo), foram efectuadas várias medições do comprimento da armadura que coincidiam com a de projecto. Colocou-se então a hipótese de assoreamento da parede da furação, o que veio a

corresponder no momento em que se retirou a armadura, na base ainda se encontravam vestígios de areia e principalmente pela nova medição de profundidade. As dificuldades expostas com todo o processo de recolocação da armadura originaram que nas restantes estacas, fossem efectuadas medições instantes antes da colocação da armadura.

O plano de aplicação do aço passivo também teve como dificuldade, a centralização das armaduras nas estacas.

4.2.3.2 - Pilares, Vigas Travessa e Carlingas

Num modo geral, os condicionamentos e dificuldades encontradas em todas as aplicações do aço passivo foram inerentes aos respectivos trabalhos.

4.2.3.3 - Tabuleiro

O plano de aplicação do aço passivo e activo, teve como condicionantes erros de leitura de projecto e traçado dos cabos de pré-esforço em planimetria.

Relativamente ao aço passivo, o condicionamento foi referente à leitura dos estribos na armadura de reforço nas ancoragens do aço activo, o que levou ao lapso na quantidade de estribos a aplicar. Como solução adoptada, foi corrigir (nos alinhamentos 5 e 6) o excesso de estribos aplicados.

Em relação ao aço activo, o condicionamento teve exposto na leitura dos rebaixos a deixar na fabricação da pré-laje para acomodar as ancoragens e ao traçado em planimetria.

Relativamente aos rebaixos a deixar na execução das pré-lajes para acomodar as ancoragens, as dificuldades surgiram no momento em que se estava a iniciar os trabalhos de aplicação das bainhas e ancoragens, constatando que o posicionamento dos rebaixos nas pré-lajes não estava a coincidir com o projecto de pré-esforço. Como resoluções do problema, foram expostos as seguintes soluções:

- Criar novos rebaixos em obra através de meios manuais (picagem);
- Colocar as ancoragens fora dos rebaixos;
- Alterar o projecto de pré-esforço.

Como solução adoptada foi a alteração do projecto de pré-esforço, pois a criação de novos rebaixos em obra despenderia muito tempo e a aplicação das ancoragens fora dos rebaixos levaria a que o recobrimento mínimo não fosse cumprido.

Relativamente ao traçado em planimetria, as dificuldades encontradas foram relativas às treliças das pré-lajes que influenciaram o traçado rectilíneo das bainhas em planta. A solução adoptada foi cortar e/ou reposicionar as treliças de modo a não afectar o traçado.



Imagem 30 - Aplicação do aço activo e passivo no tabuleiro. Podemos constatar que existe um pequeno desvio na bainha (da direita) do pré-esforço, causada pelas treliças das pré-lajes

4.2.4 - Plano de Tensionamento do Aço Activo

Neste contexto os trabalhos realizados enquanto estagiário foram referentes ao acompanhamento do tensionamento dos cabos de pré-esforço, de modo a cumprir os critérios de tensionamento.

4.2.4.1 - Tabuleiro

No respectivo planeamento houve diversos factores condicionantes, a nível de cura do betão e penetração das ancoragens no betão.

Em relação à cura do betão, a resistência mínima à compressão à data da aplicação do pré-esforço deveria apresentar valores de 36,3 MPa (provetes cúbicos), optou-se pela classe de betão C35/45 ao invés do C30/37, essencialmente por questões de cumprimento de prazos e também manter os colaboradores do pré-esforço sempre com frente de trabalho (evitando assim intermitências). Assim ao invés dos três dias de cura do betão de classe C30/37, obtivemos um plano de tensionamento mais eficiente, pois ao segundo dia após a betonagem da laje (com o betão C35/45), os trabalhos de tensionamento dos cabos de aço poderiam ser efectuados.

Em relação à penetração das ancoragens no betão, teve como causa o betão colocado na laje do alinhamento P6, apresentar um slump muito próximo do limite máximo (21 cm) para este tipo de classe de betão, o que originou junto das ancoragens uma impregnação imperfeita, conduzindo à criação de “chochos” (provocando resistência diminuída), provocando uma pequena penetração de algumas ancoragens, no momento de aplicação do tensionamento dos cabos de aço. A solução adoptada foi suspender os trabalhos de tensionamento, clarificar todas as zonas imperfeitas, encher os vazios com uma calda de cimento de alta resistência (SIKA GROUT), e depois de adquirir presa voltar a tencionar os cabos.



Imagem 31 - Penetração das ancoragens (à esquerda) e clarificação das zonas imperfeitas (à direita)

4.3 – Direcção de Obra

4.3.1 – Viaduto de Coina 2

Resumidamente, o Viaduto esquerdo encontrava-se com o 8º tramo, pilares e 1ª fase dos encontros (maciço de encabeçamento, montantes, viga de estribo e muros de ala) terminados. O Viaduto direito encontrava-se com o 6º tramo, todos os pilares excepto os do alinhamento 8 e 1ª fase dos encontros terminados.

Naturalmente que, de entre todas as outras responsabilidades, um dos principais objectivos era cumprir o planeamento previsto. Deste modo, o plano geral de trabalhos para o termo da obra era o seguinte:

- Até ao mês de Fevereiro, conclusão do lintel de fundação, pilares e tabuleiros;
- No mês de Março, colocação dos anti-sísmicos hidráulicos e vigas de bordadura, execução da 2ª fase dos encontros, lancil e new-jersey em ambos os viadutos;

- No mês de Abril, pavimentação, enchimento dos passeios, colocação dos guarda-corpos, dos guarda-segurança e juntas de dilatação em ambos os viadutos.

De referir que, o planeamento geral previsto foi totalmente cumprido, mesmo havendo problemas com a construção dos tabuleiros, sendo que, não se tenham desenvolvido problemas que condicionassem a evolução dos trabalhos.

A excepção foi no 7º tramo do viaduto direito, que surgiu como condicionante o certificado de qualidade do aço de pré-esforço não estar de acordo com as normas em vigor. Na expectativa da resolução da certificação, o adiamento da betonagem e a mobilização das equipas para trabalhos extra (trabalhos associados à substituição dos cabos de pré-esforço), levou à modificação do plano de trabalhos existente. De referir que as betonagens dos tramos 11º e 13º do viaduto esquerdo realizaram-se a uma quarta e segunda-feira, respectivamente e nos tramos 7º e 8º do viaduto direito realizaram-se a uma terça e quinta-feira, respectivamente, ao invés da quinta e sexta-feira como era previsto.

Além de todas as participações enunciadas anteriormente, foram executados outros trabalhos com importância significativa para serem referidos, tais como:

- Comprovação do volume de betão em todos os elementos betonados (com o auxílio do programa AutoCad);
- Registo do controlo de recepção do betão em obra (8º ao 13º tramo do viaduto direito);

4.3.2 – Pontão sobre o Rio de Coima

Resumidamente, o Pontão encontrava-se em desenvolvimento na execução do estrado em rachão e tout-venant.

O plano previsto para a construção do Pontão era o seguinte:

- No mês de Dezembro, execução de todas as estacas até ao alinhamento P7 e saneamento do topo das estacas do alinhamento P3 ao P7;
- No mês de Janeiro, conclusão das estacas (até dia 15), 1ª fase do encontro 1, pilares do 2º ao 6º alinhamento, vigas travessa do 5º ao 7º alinhamento e saneamento dos topos das estacas do lado sul do Rio;
- No mês de Fevereiro, a conclusão de todos os pilares, vigas travessa e 1ª fase do encontro 2;

- No mês de Março, estava previsto a colocação de todas as vigas pré-esforçadas e pré-lajes, a aplicação do aço de pré-esforço e ordinário do alinhamento E1 ao P7, e betonagem do tabuleiro (alinhamento E1 ao P7).

Estava também previsto a betonagem de todas as carlingas e 2ª fase dos encontros (muros de ala, muro de testa e cachorros).

- No mês de Abril, a armação do restante tabuleiro e respectiva betonagem, tensionamento de todos os cabos de pré-esforço. Betonagem da laje de transição, lancil e passeios. Estava também previsto a pavimentação, colocação das guardas de segurança, guarda corpos e juntas de dilatação.

Do plano de trabalhos previsto, apresentado anteriormente, não foi cumprido, principalmente pela morosidade do início da execução das estacas (previsto começar a 15 de Dezembro, iniciando a 28 do mesmo mês) e previsão da duração de concepção das mesmas (previsto a execução de duas estacas por dia ao invés de uma). A conjugação destes dois factores foi crucial para uma derrapagem no plano de trabalhos, tendo em conta que o plano previsto para um viaduto desta envergadura por si só já era restrito.

Para além do condicionamento proporcionado pelo começo e duração da concepção das estacas, durante os restantes trabalhos também houve pequenos contratempos, mas que não colocaram em causa a evolução do plano de trabalhos previstos.

Além de todas as participações enunciadas anteriormente, foram ainda executados alguns trabalhos de menor dimensão mas com importância significativa para serem referidos, tal como:

- Comprovação do volume de betão em todos os elementos betonados (com o auxílio do programa AutoCad);
- Cálculo do assentamento das sapatas da grua (utilizada na colocação das vigas), correlacionando com o ensaio de carga;
- Execução do auto de medição da betonagem das estacas;
- Registo de todo o processo das vigas e pré-lajes (controlo de qualidade e mapa de colocação de cada elemento);
- Compatibilização do projecto de sumidouros apresentado pelo subempreiteiro (com auxílio ao programa AutoCad).

5 – Alterações Técnicas em Obra do Pontão

A elaboração de alterações de projecto em obra é uma prática bastante corrente no mundo da engenharia.

Os projectos sejam de que vertente for (estrutural, arquitectónicos, redes), desde a sua primeira fase de elaboração, à fase de aprovação e durante a concepção da obra em si, são normalmente, sujeitos a diversas alterações.

Os factores que condicionam a preparação das alterações técnicas em obra são muito vastos e dependem do tipo de obra em questão. Estes podem enquadrar-se em aspectos que inicialmente eram desconhecidos e que não foram tidos em conta aquando da execução do projecto ou simplesmente por vontade do próprio Dono de Obra.

Ora, o projecto do respectivo viaduto (Pontão sobre o Rio de Coima) não se apresenta como excepção à regra.

Uma vez que o presente relatório se enquadra num perfil mais ligado à componente estrutural, apenas serão tratadas as alterações mais relevantes do projecto do Pontão sobre o Rio de Coima, do qual foram acompanhadas as várias alterações.

A leitura deste capítulo deve ser acompanhada pelas respectivas peças desenhadas, as quais se encontram devidamente encaminhadas no **Anexo IV**.

5.1 – Pontão sobre o Rio de Coima

5.1.1 – Alteração da Disposição da Armadura das Estacas

O actual ATO (Alteração Técnica em Obra) surge no âmbito da resultante de compatibilização de acoplagem entre dois troços de armadura das estacas.

5.1.1.1 – Descrição do Projecto

No projecto de execução do Pontão sobre o Rio de Coima, as armaduras das estacas nos alinhamentos P3 a P9 e E2, contempla a existência de acoplagem de dois troços de armadura com diferente número de varões verticais em corte.

5.1.1.2 – Descrição da solução Adoptada

Aquando da verificação da compatibilização do posicionamento da armadura na acoplagem entre os dois troços, verificou-se que a disposição de ambos os troços não permitia tal execução.

Deste modo, para possibilitar a acoplagem, efectuou-se a alteração ao projecto de armadura, modificando a disposição dos varões verticais em corte das estacas P3 a P9 e E2, na secção 4-4 e secção 2-2, respectivamente.

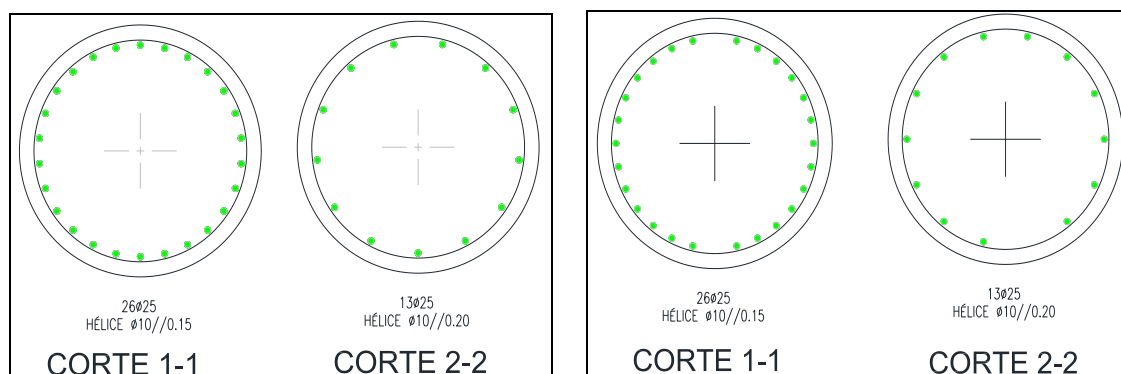


Figura 8 - Armadura em corte das estacas E2. Na imagem à esquerda visualiza-se a disposição da armadura conforme o projecto e na imagem à direita a alteração da disposição na secção 2-2

5.1.2 – Alteração de Posicionamento de elementos Estruturais

O presente ATO surge no âmbito de corrigir o posicionamento de pilares, viga travessa e aparelhos de apoio do alinhamento P3, resultantes dos desvios de posicionamento verificados na armadura da estaca P3C, após a execução desta.

5.1.2.1 – Descrição do Projecto

No projecto de execução do Pontão sobre o Rio de Coima, as vigas pré-fabricadas do tabuleiro são unidas por uma carlinga, sendo que esta descarrega sobre uma viga travessa, por intermédio de 4 aparelhos de apoio alinhados com as vigas, que une e distribui as cargas por três pilares-estaca, em cada alinhamento. Em corte longitudinal, o alinhamento ao eixo destes elementos (carlinga, aparelhos de apoio, viga travessa, pilares e estacas) é coincidente, definindo assim o alinhamento previsto em projecto. O projecto de execução prevê um desvio linear máximo do centro da estaca executada de 75 mm.

5.1.2.2 – Descrição da solução Adoptada

Aquando da verificação de posicionamento do centro da armadura da estaca P3C após a betonagem, verificou-se que a mesma se encontrava fora do limite preconizado para os desvios lineares das estacas da obra de arte (92 mm, ao invés dos 75 mm máximos, sendo 61 mm de desvio transversal e 72 mm de desvio longitudinal). Assim, contactou-se o projectista de forma a ultrapassar este problema, procurando uma solução que viabilize as estruturas betonadas.

Após essa análise, foi indicado que a máxima excentricidade entre o alinhamento ao eixo do aparelho de apoio (e consequentemente a viga travessa) e o alinhamento ao eixo do pilar-estaca seria 50 mm, sendo os restantes 22 mm de desvio compensados entre o alinhamento ao eixo dos aparelhos de apoio e o alinhamento ao eixo da carlinga, conforme esquema indicado.

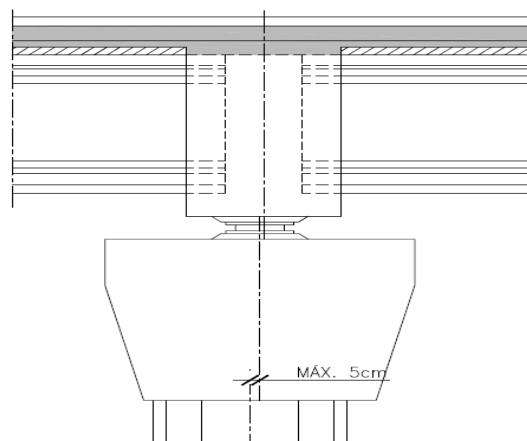


Figura 9 - Desvio máximo entre alinhamento da carlinga e pilar (Adaptado de [8])

Optou-se, assim, por reposicionar o eixo da viga travessa e dos aparelhos de apoio no alinhamento P3 em 22 mm no sentido do desvio da armadura da estaca P3C face ao seu original posicionamento. O pilar P3C ficará, então com um desvio longitudinal face à sua original posição de 72 mm (com 50 mm de excentricidade aos aparelhos de apoio) e os pilares P3A e P3B ficarão com um desvio longitudinal face às suas originais posições de 33 mm (com 11 mm de excentricidade aos aparelhos de apoio).

5.1.3 – Alteração das Carlingas

O presente ATO ocorre no âmbito da resultante da compatibilização geométrica dos aparelhos de apoio com a estrutura adjacente.

5.1.3.1 – Descrição do Projecto

O projecto de execução do Pontão sobre o Rio de Coima contempla a existência de 4 aparelhos de apoio em cada um dos 12 alinhamentos de apoio do tabuleiro (alinhamentos de pilares P1 a P10 e encontros E1 e E2), sendo que os mesmos

aparelhos se encontram longitudinalmente alinhados com as vigas pré-esforçadas do tabuleiro. A ligação dos aparelhos de apoio ao tabuleiro é solucionada por uma carlinga que une transversalmente todas as vigas pré-esforçadas, sendo que, em projecto, prevê-se nos alinhamentos de pilares uma altura mínima entre a base da carlinga e a base das vigas pré-esforçadas de 20 cm (valor para as vigas mais desfavoráveis – vigas de extremidade), e de 10 cm em encontros.

5.1.3.2 – Descrição da solução Adoptada

Aquando da compatibilização dos aparelhos de apoio preconizados em projecto, verificou-se que os pernos de encastramento dos mesmos coincidiam com as vigas pré-esforçadas encastradas nas carlingas. Assim, dimensionando-se os pernos às suas necessidades específicas e requeridas pelo projecto de execução, verificou-se que, no caso mais desfavorável (alinhamentos de pilares P3 a P9), seriam necessários 32cm entre a base das carlingas e a base das vigas pré-esforçadas – conforme figura 10.

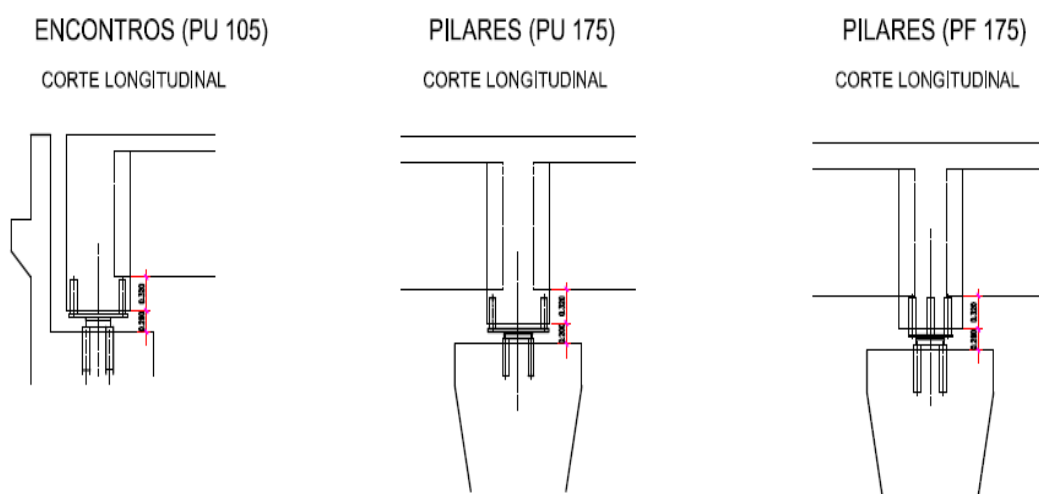


Figura 10 - Altura necessária entre a base das vigas e a base da carlinga (Adaptado de [8])

Optou-se pela homogeneização deste incremento de altura para todos os alinhamentos de pilares e encontros com o objectivo de minimizar potenciais erros em obra, bem como rentabilizar as soluções de cofragem das referidas carlingas.

5.1.4 – Alteração do Pré-Esforço de Continuidade

O presente ATO surge no âmbito da verificação de inexactidões de posicionamento dos rebaixos das pré-lajes, em relação ao inicialmente previsto em projecto.

5.1.4.1 – Descrição do Projecto

A obra de arte possui um único tabuleiro com quatro fiadas de vigas I pré-esforçadas, desenvolvendo-se em onze tramos.

Nas vigas pré-esforçadas do tabuleiro será utilizada pré-tensão e pós-tensão na laje betonada “in situ”, sobre os apoios.

Por cada viga I e sobre cada um dos apoios foram adoptados cinco cabos com quatro cordões de 0,6”.

Todos os cabos contêm ancoragens planas em ambas as extremidades (dispostas em rebaixos (com 2 cm de altura) extipulados para tal), funcionando uma como activa e outra como passiva, alternadamente.

5.1.4.2 – Descrição da solução Adoptada

Aquando a verificação do posicionamento dos rebaixos das pré-lajes após a sua colocação, verificou-se que os mesmos se encontravam fora do posicionamento inicialmente previsto em projecto. Para evitar a picagem das pré-lajes e o corte de treliças, optou-se por manter a posição dos rebaixos conforme fabrico, implicando um incremento no comprimento dos cabos de pré-esforço em cerca de 25 cm em cada extremidade.

5.1.5 – Alteração das Dimensões do Muro de Testa

O actual ATO surge no âmbito da resultante de compatibilização entre a junta de dilatação e a estrutura projectada para o mesmo.

5.1.5.1 – Descrição do Projecto

O projecto de execução do Pontão sobre o Rio de Coima contempla a existência de juntas de dilatação em ambos dos encontros da obra de arte, sendo essas juntas de dilatação implantadas sob a carlinga do tabuleiro e o muro de testa do encontro, existindo uma folga de 20 cm entre as duas peças de betão. Ambas as peças não

possuem cachorro de apoio, possuindo o muro de testa 25 cm de dimensão para apoio da junta de dilatação.

5.1.5.2 – Descrição da solução Adoptada

Aquando da compatibilização das juntas de dilatação preconizadas em projecto, verificou-se que a dimensão do muro de testa seria insuficiente para a mesa de assentamento da própria junta de dilatação, sendo necessário aumentar para 50 cm o muro de testa no topo. A solução preconizada foi a inserção de um cachorro de apoio com as dimensões em desenho anexo. Para tal, foi reforçada a armadura do muro de testa, de forma a suportar as cargas transmitidas pelo novo cachorro de apoio.

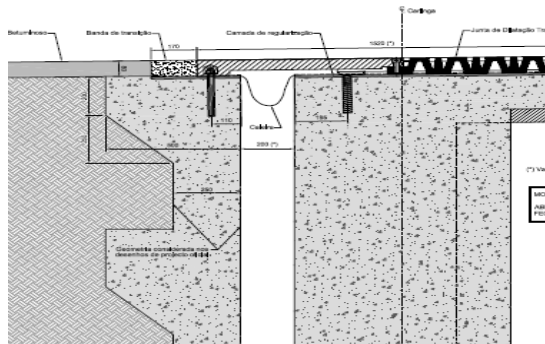


Figura 11 - Inserção de um cachorro no muro de testa para apoio à junta de dilatação (Adaptado de [8])

5.1.6 – Alteração da Rasante

O presente ATO surge no âmbito da verificação de imperfeições das cotas da rasante em obra, em relação ao previsto em projecto.

5.1.6.1 – Descrição do Projecto

Em planta a obra insere-se num alinhamento recto. Em perfil longitudinal desenvolve-se num trainel com uma inclinação 1,5% seguida numa curva vertical côncava de raio igual a 5000 m seguida por um trainel com uma inclinação de 2,4% até ao final da obra. A rasante do tabuleiro desenvolve-se a cerca de 7 m de altura máxima.

5.1.6.2 – Descrição da solução Adoptada

Aquando da verificação da rasante em obra, averiguou-se que a mesma se encontrava distinta da de projecto. Tal facto deveu-se à contra flecha presente nas vigas pré-esforçadas, adoptando então a alteração da rasante em 20 cm na sua extensão.

6 - Projecto Pormenorizado do Viaduto de Coima 2

O estudo seguinte refere-se ao Projecto de Execução do Viaduto de Coima 2, com a finalidade de aprofundar o campo estrutural, procedeu-se ao estudo dos cálculos justificativos deste viaduto (Verificação da Segurança dos Tabuleiros (Direcção Longitudinal e Transversal para a Fase de Construção e Serviço), Pilares e Fundações). Neste sentido, são explicados os processos de cálculo adoptados para a determinação dos esforços.

As acções consideradas e os critérios para a sua quantificação e combinação, assim como os critérios de verificação da segurança, são os constantes na regulamentação nacional, nomeadamente no Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), e no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) e, nos casos em que este é omissivo, a regulamentação e normas consagradas internacionalmente e em especial os EUROCÓDIGOS, nomeadamente os Eurocódigos 2 Partes 1 e 2 e o Eurocódigo 8 Partes 1,2 e 5.

Para o cálculo dos esforços, tensões e deformações foram utilizados modelos de estudo do comportamento do viaduto.

Para a análise destes modelos foram utilizados pelo gabinete de projecto vários programas de cálculo automático, tendo-se utilizado descrições de acordo com as situações em estudo.

A leitura deste capítulo deve ser acompanhada pelas respectivas peças desenhadas, as quais se encontram devidamente encaminhadas no **Anexo V**.

Cálculos Justificativos

6.1 – Característica da Obra e dos Materiais

6.1.1 – Dados de Dimensionamento

Atendendo à utilização pretendida para a obra e à localização geográfica da mesma, os elementos a considerar na caracterização das diversas acções a que a ponte está

sujeita, atendendo ao definido no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, são os seguintes:

Classe da ponte: I

Uma vez que, tal como definido no Regulamento, a obra terá tráfego intenso e pesado.

Zona Sísmica: A

Dado que a obra se localiza no Concelho do Barreiro.

Zona de Vento: A

Esta acção não foi no entanto considerada por ser claramente menos desfavorável que a acção sísmica.

6.1.2 - Materiais

- Betões:
 - Estacas..... NP EN206-1; C30/37; XC2(P); Cl 0.40; D20; S4
 - Lintéis de fundação NP EN206-1; C30/37; XC2(P); Cl 0.40; D25; S3
 - Elevação dos encontros..... NP EN206-1; C30/37; XC4(P); Cl 0.40; D25; S3
 - Elevação dos pilares..... NP EN206-1; C30/37; XC4(P); Cl 0.40; D25; S3
 - Tabuleiros NP EN206-1; C35/45; XC4(P); Cl 0.20; D25; S3
- Aços:
 - Armaduras ordinárias..... A500 NR SD
 - Armaduras activas..... Aço de pré-esforço em cordão – EN10138-3 Y1860S7

6.2 – Acções

A quantificação de acções foi efectuada, em geral, segundo os critérios e regras prescritos no Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

As acções que se consideraram passíveis de actuar na estrutura foram as seguintes:

- Acções Permanentes:

- Peso próprio do tabuleiro;
- Restante carga permanente;
- Pré-Esforço;
- Retracção;
- Relaxação;
- Fluência.

- Acções Variáveis:

- Sobrecargas Rodoviárias:
 - Sobrecarga uniforme e linearmente distribuída;
 - Força de Frenagem;
 - Força Centrífuga;
 - Veículo - Tipo;
- Variação uniforme e diferencial de temperatura;
- Substituição dos Aparelhos de Apoio;

6.3 – Combinações de Acções

Neste capítulo discriminam-se, as regras utilizadas para as combinações das diferentes acções, utilizadas nas verificações de segurança da obra, tendo em consideração o que está regulamentado através do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

Verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização:

- Verificou-se a segurança em relação ao estado limite de descompressão (nas peças pré-esforçadas) para a combinação quase permanente e o estado limite de largura de fendas para a combinação frequente:

- Descompressão:

- Combinações quase-permanentes cuja forma geral é:

$$G + \sum_1^m \Psi_{2j} Q_j$$

sendo neste caso:

- Para a acção de base sobrecargas:

$$G + 0,2 \times Q_1 + 0,3 \times Q_2$$

- Para a acção de base temperaturas:

$$G + 0,2 \times Q_1 + 0,3 \times Q_2$$

em que,

- G - Valor característico das cargas permanentes
- Q₁ - Sobrecargas – sob. uniforme + sob. concentrada ou o veículo tipo
- Q₂ - Variações de temperatura - uniforme e diferencial

- Largura de fendas

- Combinações cuja forma geral é:

$$G + \Psi_{j=1} Q_{j=1} + \sum_2^m \Psi_{2j} Q_j$$

Para combinações frequentes temos:

- Para a acção de base sobrecargas:

$$G + 0,4 \times Q_1 + 0,3 \times Q_2$$

- e para a acção de base temperatura:

$$G + 0,2 \times Q_1 + 0,5 \times Q_2$$

onde,

- G - Valor característico das cargas permanentes
- Q_1 - Sobrecargas – sob. uniforme + sob. concentrada ou o veículo tipo
- Q_2 - Variações de temperatura - uniforme e diferencial

Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos:

- Verificou-se a segurança em relação ao estado limite último de resistência, para as seguintes combinações:

- Sem se considerarem os efeitos sísmicos, a expressão geral é:

$$\sum_1^n \gamma_{gj} G_j + \gamma_q (Q_1 + \sum_2^n \psi_{0j} Q_j)$$

- Acção de base: sobrecargas

$$1,4 \times G_1 + 1,0 \times G_2 + 1,5 \times Q_1 + 0,9 \times Q_2$$

ou

$$1,0 \times G_1 + 1,0 \times G_2 + 1,5 \times Q_1 + 0,9 \times Q_2$$

- Acção de base: temperaturas

$$1,4 \times G_1 + 1,0 \times G_2 + 0,9 \times Q_1 + 1,5 \times Q_2$$

ou

$$1,0 \times G_1 + 1,0 \times G_2 + 0,9 \times Q_1 + 1,5 \times Q_2$$

6.4 – Verificação da Segurança dos Tabuleiros na Direcção Longitudinal para a Fase de Construção

6.4.1 – Introdução

A verificação da segurança será efectuada comparando a envolvente da tensões obtida com as tensões admissíveis no betão, já que se pretende não ter tracções que fissurem o tabuleiro, nem compressões que excedam os valores máximos permitidos no REBAP.

Note-se que a verificação da segurança aos esforços transversos e momentos flectores apenas será feita para as condições de serviço dos tabuleiros, já que na fase de construção eles não são determinantes.

6.4.2 – Acções

6.4.2.1 – Peso Próprio

Dado o grande número de secções a caracterizar refere-se apenas que o seu peso próprio foi o obtido pelo produto das áreas correspondentes a cada uma, pela densidade do betão que se tomou igual a 25 kNm^{-3} .

6.4.2.2 – Restante Carga Permanente

– Viga de bordadura: $0,15 \times 25$	3,75 kN/m
– Passeio: $(0,70 \times 0,25) \times 25$	4,40 kN/m
– Guarda-corpos: 1,00.....	1,00 kN/m
– Perfis metálicos de segurança: $2 \times 0,50$	1,00 kN/m
– Lancil exterior: $0,135 \times 25$	3,40 kN/m
– $\frac{1}{2}$ New Jersey: $0,27 \times 25$	6,80 kN/m
– Tapete betuminoso: $0,16 \times 14,50 \times 25$	<u>58,00 kN/m</u>
Total $\cong 78,50 \text{ kN/m}$	

6.4.2.3 – Pré-Esforço

O pré-esforço foi definido em função do tipo de estrutura, acções e faseamento construtivo de modo a tirar o melhor partido possível dos cabos que são correntes no mercado.

O cálculo do pré-esforço para esta obra de arte foi feito recorrendo ao método das cargas equivalentes. Como tal, foi seguido um processo de cálculo que se descreve resumidamente:

6.4.2.3.1 – Pré-Dimensionamento do Pré-Esforço

O pré-esforço foi inicialmente determinado de forma a equilibrar as cargas permanentes da obra. Este pré-dimensionamento foi posteriormente confirmado ou ajustado garantindo a verificação da segurança, tanto a longo prazo como na entrada em serviço, com particular relevância na verificação da segurança ao Estado Limite de Descompressão.

Para este pré-dimensionamento teve-se em conta o peso próprio, restante carga permanente, sobrecarga uniforme e linear e variações de temperatura. A combinação de acção considerada foi a quase permanente, para um ambiente moderadamente agressivo. De referir que o cálculo foi efectuado para as secções de apoio e de vão.

$$\sigma_s = \frac{M_{qp}}{I} \times v_s - \frac{P \times e}{I} \times v_s - \frac{P}{A} \Leftrightarrow P = \frac{|M_{qp}|}{(e \times v_s) + \left(\frac{I}{A}\right)} \times v_s$$

Em que,

- σ_s – Tensão na secção na secção;
- M_{qp} - Momento para a combinação quase permanente;
- I – Inércia da secção;
- v_s – Distância do centro de gravidade à fibra onde existiriam tracções se não existisse pré-esforço;
- P – Força do pré-esforço;
- e – Excentricidade do cabo na secção;
- A – Área da secção;

6.4.2.3.2 – Perdas do Pré-Esforço

As forças instaladas nas armaduras de pré-esforço são variáveis no tempo devido a eventuais perdas de tensão nos cabos. Estas dividem-se em dois grupos: perdas instantâneas e perdas diferidas.

As primeiras são as que ocorrem durante a aplicação do pré-esforço e são de três tipos:

- Perdas por atrito;
- Perdas por reentrada das cunhas;
- Perdas por deformação instantânea do betão.

As segundas correspondem aos efeitos diferidos e são igualmente de três tipos:

- Perdas por retracção do betão;
- Perdas por fluência;
- Perdas por relaxação das armaduras.

Perdas por atrito

As perdas de tensão por atrito resultam do contacto entre os cordões aquando do esticamento do cabo de pré-esforço, originando uma perda e uma consequente diminuição da força ao longo do cabo.

Esta perda foi determinada através da aplicação da fórmula de Euler:

$$\sigma_{(x)} = \sigma_0 \times e^{-mx}, \quad m = \mu \times (2a + k)$$

Em que,

- σ_0 - Tensão de pré-esforço na origem;
- x - Distância da secção considerada à extremidade da armadura em que é aplicado o pré-esforço;
- m - Factor de atrito do troço parabólico;
- μ - Coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a bainha ($\mu = 0,2 \text{ rad}^{-1}$);
- k - Desvio angular parasita por unidade de comprimento ($K = 0,001 \text{ m}^{-1}$);

- a - Parâmetro da parábola que deverá ter sempre valor positivo.

A perda final devido ao atrito é então dada por:

$$\Delta\sigma_{p0, fr} = \sigma_0 - \sigma_{(x)}$$

Perdas por Reentrada das Cunhas

Durante a fixação dos cordões de pré-esforço à ancoragem, as cunhas reentram 0.006 m (dependendo do equipamento de pré-esforço utilizado), dando origem a uma perda de tensão que é máxima na extremidade de puxe do cabo e decresce, devido ao atrito para o interior do elemento, podendo mesmo anular-se a partir de uma determinada distância da extremidade, conforme ilustra a figura seguinte:

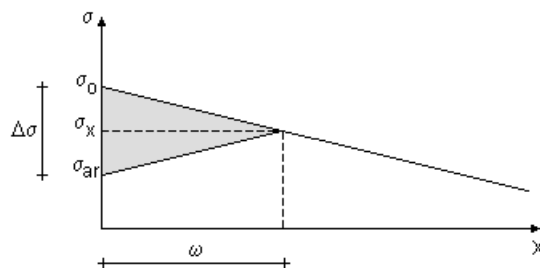


Figura 12 - Distância de anulação da tensão nos cabos (Adaptado de [2])

A distância da extremidade (w) a partir da qual as perdas por reentrada de cabos se anulam pode obter-se pela expressão:

$$w = \sqrt{\frac{\Delta L \times E_p}{p}} \quad , \quad p = \frac{\sigma_i - \sigma_f}{L}$$

Em que,

- w - Alcance (m);
- ΔL - Comprimento de reentrada das cunhas ($\Delta L = 0,006$ mm);
- E_p - Módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço ($E_p = 200$ GPa);
- σ_i e σ_f - Tensão de pré-esforço provenientes das perdas por atrito no troço de parábola em estudo;
- L - Comprimento do troço de parábola em estudo;

O valor da tensão de pré-esforço perdida ao longo do alcance determinado é dado por:

$$\Delta\sigma = 2 \times p \times w, \quad \sigma_f = \sigma_i - \Delta\sigma$$

Perdas por Deformação Instantânea do Betão

(Artigo 38º do REBAP)

As perdas de tensão em cada armadura que resultam das deformações instantâneas do betão devidas à aplicação do pré-esforço nas armaduras vizinhas pode estimar-se considerando uma perda média, afectando cada uma das armaduras, dada por:

$$\Delta\sigma_{p0,e}(x) = -\frac{1}{2} \times \frac{n-1}{n} \times \frac{E_p}{R_{c,j}} \times \sigma_c(x), \quad \sigma_c(x) = \frac{M_{qp} \times e}{I} \times -\frac{P \times e^2}{I} - \frac{P}{A}$$

Em que,

- E_p - Módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço;
- $E_{c,j}$ - Módulo de elasticidade do betão aquando a aplicação do pré-esforço (tomando o valor de 29.8 GPa para um betão da classe C35/45);
- σ_c - Tensão de compressão no betão, na secção x, ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço;
- n - Número de cabos de pré-esforço.

Cálculo do módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do pré-esforço

De acordo com o artigo 17º do REBAP, o valor médio do módulo de elasticidade do betão aos j dias de idade ($E_{c,j}$) pode ser estimado a partir do valor médio da tensão de rotura à mesma idade ($f_{cm,j}$), pela expressão $E_{c,j} = 9.5 \times \sqrt[3]{f_{cm,j}}$, cujos valores são referidos a provetes cilíndricos.

A variação da tensão de rotura com a idade do betão relativamente à tensão de rotura aos 28 dias pode ser determinada tendo em conta os valores do coeficiente de endurecimento indicado no artigo 15º do mesmo regulamento.

Perdas por Retracção do Betão

A retracção do betão traduz-se por um encurtamento diferido da peça, ao longo do tempo, que provocará uma perda de tensão nos cabos de pré-esforço.

A sua quantificação é feita através de um parâmetro, designado por extensão de retracção. De acordo com o artigo 42º do REBAP o cálculo da perda por retracção é dado por:

$$\Delta\sigma_{pt,s} = -E_{sp} \times \varepsilon_{cs}$$

Em que,

- ε_{cs} - Extensão devida à retracção livre do betão;
- E_{sp} - Módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço ($E_p = 200\text{GPa}$).

Fluência

O betão, ao nível dos cabos de pré-esforço está sujeito à compressão para as acções quase-permanentes. O efeito da fluência provoca um encurtamento diferido da peça comprimida, produzindo uma perda de tensão na armadura.

De acordo com o artigo 42º do REBAP o cálculo da perda por fluência é dado por:

$$\Delta\sigma_{pt,c} = \frac{E_{sp} \times \sigma_c \times \varphi_c}{E_{c,28}}$$

Em que,

- φ_c - Coeficiente de fluência na idade t correspondente à aplicação da tensão na idade t_0 ;

Relaxação das Armaduras

A relaxação consiste na diminuição lenta e gradual da tensão no aço quando este é submetido a uma extensão constante.

De acordo com o artigo 28º do REBAP o cálculo da perda por relaxação é dado por:

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

Em que,

- ρ_{1000} = 2,5% e representa a relaxação após 1000 horas a 20°C e a 70% da rotura;
- $\sigma_{pi}(x)$ - Tensão após perdas imediatas, na secção x;
- μ_0 - Coeficiente que, para o aço de baixa relaxação, toma valor 0,43.

Segundo o REBAP (Artigo 42º), as perdas diferidas podem ser calculadas através da expressão

$$\Delta\sigma_{p,t,s+c+r}(x) = - \frac{\varepsilon_{cs}(t,t_0)Ep + \alpha\varphi_c(t,t_0)[\sigma_{c,p0+g}(x)] - \Delta\sigma_{p,t-t_0,r}(x)}{1 - \alpha \frac{\sigma_{c,p0}(x)}{\sigma_{p0}(x)} \left[1 + \frac{\varphi_c(t,t_0)}{2} \right]}$$

Em que,

- t_0 – Idade do betão à data do pré-esforço;
- t – Data do betão à data em que se pretende determinar as perdas do pré-esforço;
- $\varepsilon_{cs}(t,t_0)$ – Extensão devida à retracção livre do betão entre as idades t_0 e t ;
- α – Coeficiente de homogeneização aço-betão, considerando os valores do módulo de elasticidade do betão aos 28 dias ($E_{c,28}$ = 33,5 GPa para um betão C35/45);
- $\varphi_c(t,t_0)$ = 2,9 - Coeficiente de fluência na idade t correspondente à aplicação da tensão na idade t_0 (adoptado 2,9 devido ao tempo de vida longo);
- $\Delta\sigma_{c,p0+g}(x)$ - Tensão no betão na secção x, calculada ao nível da armadura de pré-esforço, devido ao pré-esforço inicial;
- $\sigma_{p0}(x)$ - Tensão na armadura de pré-esforço, na secção x, devida ao pré-esforço inicial;
- $\Delta\sigma_{p,t-t_0,r}(x)$ – Perda de tensão na armadura de pré-esforço, na secção x, devida à relaxação.

6.4.2.3.3 – Cargas Equivalentes ao Pré-Esforço

O pré-esforço final a ser aplicado na estrutura será então aquele que foi determinado no pré-dimensionamento, aplicando sobre esse as perdas instantâneas e diferidas.

Mostram-se as expressões que compõem o referido método:

$$P_{eq.} = \frac{2 \times f \times P}{L^2}, \quad P_{vertical} = \frac{2 \times f \times P}{L}, \quad M_P = P \times e_{ancoragem}$$

Em que,

- $P_{eq.}$ - Carga equivalente;
- f - Flecha da parábola;
- L - Comprimento da parábola;
- P - Pré-esforço final útil;
- $P_{vertical}$ - Força vertical de Pré-esforço verificada na ancoragem;
- M_P - Momento resultante do pré-esforço na ancoragem;
- $e_{ancoragem}$ - Excentricidade do cabo de pré-esforço em relação ao centro de gravidade da secção.

6.4.3 – Esforços e Verificação da Segurança

6.4.3.1 – Esforços Durante o Faseamento Construtivo

Foram determinados pelo programa os diagramas de deslocamentos, esforços e tensões devidos a cada uma das acções que actuam em cada uma das fases de construção consideradas.

Nos desenhos de cálculo N.^{os} I-4 a N.^{os} I-17 (Adaptado de [8]) estão representados graficamente os diagramas para cada uma das fases consideradas.

6.4.3.2 – Verificação da Segurança

A verificação da segurança foi feita através da análise dos níveis de tensões nas fibras inferiores e superiores que se esperam vir a ocorrer durante a construção do tabuleiro, em comparação com os limites estipulados pelo REBAP.

6.4.3.2.1 – Verificação da Tensão Máxima de Tracção no Betão

A tensão máxima de tracção no betão estimada, como se pode observar nos desenhos de cálculo referidas em 6.4.3.1, quando ocorre é na fibra contrária à fibra onde passam os cabos de pré-esforço, e é cerca de 1,40 MPa, inferior ao valor de tensão característico da rotura à tracção do betão (f_{ctk}) de 2,2 MPa. Este nível de tensões é aceitável visto que se trata de fases temporárias da obra com curta duração. Nas fibras externas próximas da passagem dos cabos de pré-esforço não se prevê qualquer nível de tracção, donde se conclui que se encontra verificada a segurança.

6.4.3.2.2 – Verificação da Tensão Máxima de Compressão no Betão

O REBAP determina, através do artigo 71º, que o valor máximo de tensão de compressão no betão é igual a:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = \frac{f_{ck,j} \times \alpha_c}{\gamma_c}$$

Em que,

- $\sigma_{c,m\acute{a}x}$ – Valor máximo de tensão de compressão no betão;
- $f_{ck,j}$ – Valor característico de rotura à compressão do betão (provetes cilíndricos) à idade j em consideração;
- γ_c – Coeficiente de segurança, igual a 1,5;
- α_c – Coeficiente de endurecimento do betão;

O betão a aplicar na execução do tabuleiro é da classe C35/45, cujo valor característico da tensão de rotura à compressão é 35 MPa. Foi admitida uma idade de 7 dias, dado que se pode esperar que cada fase construtiva do tabuleiro termine nesta altura de cura do betão, que de acordo com o art.º 15 do REBAP, se pode tomar como coeficiente de endurecimento o valor de 0,65. Assim sendo,

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = \frac{f_{ck,j}}{\gamma_c} = \frac{35 \times 0,65}{1,5} = 15,2 MPa$$

O nível máximo de compressão estimado foi de 9,42 MPa, como se pode observar nos desenhos referidos no ponto 6.4.3.1, pelo que se considera verificada a segurança no betão.

6.5 – Verificação da Segurança dos Tabuleiros na Direcção Longitudinal para a Fase de Serviço

6.5.1 – Introdução

Far-se-á nesta parte a verificação da segurança dos tabuleiros para as combinações de acções das duas situações limites de funcionamento da obra:

- No início da entrada em serviço da obra;
- A tempo infinito.

A verificação será feita para os estados limites de utilização e últimos de rotura.

6.5.2 – Acções

6.5.2.1 – Acções Permanentes

As acções do peso próprio, restante carga permanente e pré-esforço, já foram referidas anteriormente, no capítulo da verificação da segurança dos tabuleiros na fase construtiva.

6.5.2.2 – Variações de Temperatura

6.5.2.2.1 – Variações Uniformes de Temperatura

Segundo o RSA, considerou-se para os tabuleiros e pilares duas variações uniformes de temperatura nas secções de +15 °C e -15 °C.

6.5.2.2.2 – Variações Diferenciais de Temperatura

Admitiram-se no cálculo dois gradientes térmicos nos tabuleiros:

- um, correspondente a um diferencial de +10 °C entre as fibras extremas dos tabuleiros;
- outro, correspondente a um diferencial de -5 °C entre as fibras extremas dos tabuleiros.

6.5.2.3 – Substituição dos Aparelhos de Apoio

Considerou-se uma acção para elevar o tabuleiro 10 mm para efeitos de substituição dos aparelhos de apoio.

Uma vez que esta acção não é condicionante, não são apresentados esforços característicos e verificações de segurança relativos a esta acção.

6.5.2.4 – Sobrecargas

De acordo com o especificado no RSA e em função da classificação da obra como ponte rodoviária de classe I, considerou-se a actuação separada das seguintes sobrecargas:

- Sobrecarga uniformemente distribuída de $4,0 \text{ KN/m}^2$, associada a uma sobrecarga transversal com distribuição linear de $50,0 \text{ KN/m}$;
- Um veículo em cada faixa de rodagem com três eixos equidistantes com 200 KN por eixo, cada um com duas rodas afastadas na direcção longitudinal de $1,5 \text{ m}$ e na direcção transversal de $2,0 \text{ m}$;
- Força de frenagem, a actuar na direcção longitudinal e associada às sobrecargas uniforme e distribuída.

No modelo linear as cargas usadas foram as seguintes:

Sobrecargas (uniforme + linear):

- Uniforme:..... $S_u = 4 \text{ KN/m}^2 \times 14,5 \text{ m} \approx 60,0 \text{ KN/m}$
- Linear:..... $S_l = 50 \text{ KN/m} \times 14,5 \text{ m} \approx 730,0 \text{ KN}$

Carga concentrada (veículo-tipo):

- $V_t = (2 \times 100)$ 200 KN/eixo
- Número de eixos.....3
- Distância entre eixos..... $1,50 \text{ m}$

Frenagem associada às sobrecargas uniforme e linear:

- Frenagem..... $F = 14,5 \times 30,0 = 435,0 \text{ KN}$

6.5.3 – Esforços Característicos

6.5.3.1 - Esforços e tensões finais resultantes do processo construtivo utilizado

Entrada em serviço da obra. Acções permanentes

No desenho N.º I-18 (Adaptado de [8]) apresentam-se os respectivos diagramas de tensões, momentos flectores e esforço transversal.

Aos 10000 dias. Acções permanentes

No desenho N.º I-19 (Adaptado de [8]) estão representados os valores dos momentos flectores, tensões e esforços transversos aos 10000 dias.

6.5.3.2 - Esforços devido às variações uniformes de temperatura

Os valores dos esforços e tensões característicos devidos à variação uniforme de temperatura de +15 °C são apresentados graficamente no desenho N.º I-20 (Adaptado de [8]).

6.5.3.3 - Esforços devidos às variações diferenciais de temperatura

Nos desenhos N.ºs I-21 e I-22 (Adaptado de [8]) vão traçados os diagramas de esforços relativos às variações diferenciais de temperatura.

6.5.3.4 - Esforços devido às sobrecargas regulamentares

O programa carrega automaticamente as linhas de influência com as acções regulamentares descritas anteriormente, e pesquisa os diagramas envolventes de esforços devidos a estas acções, verificando-se que para este tipo de obras a acção da sobrecarga uniforme associada à sobrecarga linear é condicionante. Apresenta-se nos desenhos N.ºs I-23 a I-25 (Adaptado de [8]) os diagramas de tensões, momentos e esforços transversos devidos às sobrecargas regulamentares.

6.5.3.5 - Deslocamentos dos tabuleiros

Apresenta-se na tabela seguinte os deslocamentos longitudinais dos tabuleiros no eixo teórico da directriz, para as várias acções consideradas.

Tabela 1 - Deslocamentos longitudinais dos tabuleiros (cm) (Adaptado de [6])

Pilar	Cargas Permanentes	VUT (+15 °C)	VDT (+10°C/0°C)
Encontro E1	76	-24	-11
P1	58	-20	-9
P2	43	-14	-6
P3	24	-9	-4
P4	8	-3	-1
P5	-8	2	1
P6	-22	7	3
P7	-39	13	6
P8	-69	20	9
P9	-72	25	11
P10	-84	30	13
P11	-96	35	15
P12	-106	40	18
Encontro E2	-114	44	20

6.5.4 – Verificação da Segurança em Relação aos E.L. de Utilização - Fendilhação

6.5.4.1 – Considerações Gerais

Para a verificação da segurança em relação ao estado limite de utilização considerou-se a existência de um ambiente moderadamente agressivo.

Tendo em conta o local em que se insere o viaduto e de acordo com o REBAP, o estudo das secções, far-se-á verificando o estado limite de compressão para as combinações raras, estado limite de descompressão para as combinações quase permanentes, seguindo-se a verificação do estado limite de abertura de fendas, o qual será definido por uma abertura máxima de fendas de 0,2 mm, para as combinações frequentes de esforços.

6.5.4.2 – Estado Limite de Compressão

O REBAP determina, através do artigo 19º, que o valor máximo da tensão de compressão no betão é igual a:

$$\sigma_c = 0,85 \times \frac{f_{ck,j}}{\gamma_c}$$

Em que,

- $f_{ck,j}$ - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, referido em provetes cilíndricos, determinado para a idade j em consideração;
- γ_c – Coeficiente de segurança definido no artigo 19º cujo valor é 1,5.

O betão a aplicar na execução do tabuleiro é da classe C35/45, cujo valor característico de tensão de rotura à compressão é de 35 MPa. Assim sendo,

$$\sigma_c = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{35}{1,5} = 19,8 \text{ MPa}$$

O nível máximo de tensão de compressão estimado foi de 7,84 MPa, como se pode observar do desenho Nº I-19 (Adoptado de [8]), pelo que se considera verificada a segurança.

6.5.4.3 – Estado Limite de Descompressão

No art.º 67 do REBAP e atendendo ainda à elevada sensibilidade à corrosão das armaduras de pré-esforço, a verificação do Estado Limite de Fendilhação faz-se, conforme definido no art.º 68 do referido Regulamento, pela verificação dos Estados Limites de Descompressão para a combinação Quase Permanente de Acções.

A tensão nas fibras inferiores, para a combinação Quase Permanente, é dada por:

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{pp} + M_{rcp} + 0,2(M_{SCU+L, f_{rod}}) + 0,3M_{vdt}}{I} \times v_{inf} + \frac{M_{p\infty}}{I} v_{inf} + \frac{P}{A}$$

Em que,

- I – Inércia da secção;
- A – Área da secção;

- v_{inf} – Distância do centro de gravidade à fibra inferior.

Relativamente às fibras superiores, tem-se:

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{pp} + M_{rcp} + 0,2(M_{SCU+L, f_{-rod}}) + 0,3M_{vdt}}{I} \times v_{sup} - \frac{M_{p\infty}}{I} v_{sup} + \frac{P}{A}$$

Em que,

- v_{sup} – Distância do centro de gravidade à fibra superior.

Verifica-se que o Estado Limite de Descompressão é verificado no Longo Prazo, assegurando-se a compressão em todas as secções para a Combinação Quase Permanente de Acções (ver desenho N.º I-26 (Adaptado de [8])).

6.5.4.5 – Estado Limite de Largura de Fendas

No art.º 67 do REBAP e atendendo ainda à elevada sensibilidade à corrosão das armaduras de pré-esforço, a verificação do Estado Limite de Fendilhação faz-se, conforme definido no art.º 68 do referido Regulamento, pela verificação de Largura de Fendas para a combinação Frequente Permanente de Acções.

A tensão nas fibras inferiores para a Combinação Frequente de Acções é determinada pelas expressões seguintes, em que varia a acção variável de base (escolhendo-se a mais desfavorável):

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{pp} + M_{rcp} + 0,2(M_{SCU+L, f_{-rod}}) + 0,5M_{vdt}}{I} \times v_{inf} + \frac{M_{p\infty}}{I} v_{inf} + \frac{P}{A}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{pp} + M_{rcp} + 0,4(M_{SCU+L, f_{-rod}}) + 0,3M_{vdt}}{I} \times v_{inf} + \frac{M_{p\infty}}{I} v_{inf} + \frac{P}{A}$$

E aplicada às fibras superiores:

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{pp} + M_{rcp} + 0,2(M_{SCU+L, f_{-rod}}) + 0,5M_{vdt}}{I} \times v_{sup} - \frac{M_{p\infty}}{I} v_{sup} + \frac{P}{A}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = -\frac{M_{pp} + M_{rcp} + 0,4(M_{SCU+L, f_{rod}}) + 0,3M_{vdt}}{I} \times v_{\text{sup}} - \frac{M_{p\infty}}{I} v_{\text{sup}} + \frac{P}{A}$$

Constata-se que a grande maioria das secções se encontram comprimidas, na hipótese da combinação Frequente de Acções, e que as secções pontuais que se encontram traccionadas, sempre na transição de secção maciça para vazada e vice-versa, apresentam tensões muito pequenas (inferiores a 1,33 MPa), bem abaixo do valor médio $f_{ctm}=2,8\text{MPa}$, e mesmo do valor característico $f_{ctk}=2,0\text{MPa}$, da tensão de rotura à tracção do betão C35/45, pelo que se admitiu considerar que o betão não fissura verificando-se a segurança relativamente ao Estado Limite de Abertura de Fendas (ver desenho N.º I-27 (Adaptado de [8])).

6.5.5 – Verificação da Segurança em Relação aos E.L. Últimos- Resistência

6.5.5.1 – Considerações Gerais

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência consiste em satisfazer a condição seguinte:

$$S_d \leq R_d$$

Em que,

- S_d – Valor de cálculo do esforço actuante;
- R_d – Valor de cálculo do esforço resistente.

A verificação da segurança foi efectuada em relação às secções mais condicionantes do tabuleiro, nos apoios, onde se verificam os maiores momentos negativos, e nos vãos, onde actuam os maiores momentos positivos.

6.5.5.2 – Esforços de Flexão

6.5.5.2.1 – Esforços Actuantes

Os momentos flectores actuantes de cálculo foram obtidos a partir dos momentos flectores característicos anteriormente determinados multiplicando-os pelos coeficientes de segurança regulamentares.

Calcularam-se dois diagramas correspondentes à fase de entrada em serviço da obra e após processada a redistribuição de esforços, aos 10000 dias.

As combinações (Fundamental de Acções) foram feitas de acordo com as seguintes expressões:

$$M_{sd} = (1,4 \text{ ou } 1,0) \times G_1 + (0,9 \text{ ou } 1,2) \times G_2 + 1,5 \times Q_1 + 0,9 \times Q_2$$

Ou

$$M_{sd} = (1,4 \text{ ou } 1,0) \times G_1 + (0,9 \text{ ou } 1,2) \times G_2 + 0,9 \times Q_1 + 1,5 \times Q_2$$

Em que,

- G_1 – Cargas permanentes (peso próprio + restante carga permanente);
- G_2 – Esforços hiperstáticos devidos ao pré-esforço;
- Q_1 – Sobrecargas regulamentares (uniforme + linear ou veículo tipo);
- Q_2 – Variações uniformes e diferenciais de temperatura.

No desenho de cálculo N.º I-28 (Adaptado de [8]) vão traçados os diagramas referentes às envolventes de momentos flectores actantes de cálculo correspondentes à entrada da obra em serviço e as correspondentes aos 10000 dias.

6.5.5.2.2 – Esforços Resistentes

Os momentos resistentes das secções em estudo serão determinados com base nas hipóteses de deformação a seguir descritas, correspondentes às prescrições do REBAP:

- As secções permanecem planas após a deformação;
- As armaduras sofrem as mesmas variações de deformação que o betão adjacente;
- Não é considerada a resistência do betão à tracção;
- Comportamento do betão traduzido pelo diagrama parábola-rectângulo com a extensão máxima de encurtamento de 3,5‰ e constância de tensão a partir de 2,0‰;
- A extensão máxima de armadura passiva é de 10‰. O seu encurtamento máximo será limitado a 3,5‰;

- A parcela isostática de pré-esforço é a tomada para a verificação da capacidade resistente da secção. A parcela hiperstática é considerada como esforço actuante.

Secção de Apoio

Armadura passiva mínima

$$A_{s,min} = \frac{\rho \times b_t \times d}{100}$$

Em que,

- ρ – Percentagem geométrica de armadura (A500 = 12%);
- b_t – Largura da zona traccionada;
- d - Altura útil da secção;

Tensão de cálculo nas armaduras activas

$$F_p = f_{pyd} \times A_p$$

Em que,

- F_p – Força total do aço de pré-esforço;
- A_p – Área total do aço de pré-esforço.

Tensão de cálculo nas armaduras passivas

$$F_s = f_{syd} \times A_s$$

Em que,

- F_s – Força total do aço passivo;
- A_s – Área total do aço passivo.

Tensão de cálculo do betão

$$F_c = 0,85 \times f_{cd} \times b \times y$$

Em que,

- b – largura comprimida;
- y – altura comprimida.

Uma vez que não há esforço axial exterior, o valor de y (em metros) será dado por:

$$F_c = F_p + F_s$$

Posição da linha neutra:

$$x = \frac{y}{0,8}$$

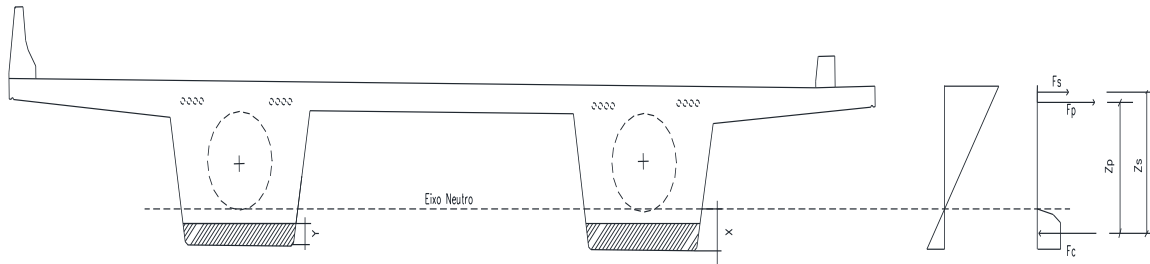


Figura 13 - Características mecânicas da secção de apoio

Calculo das extensões no aço e no betão

Admitindo que a rotura se dá pelo betão, tem-se:

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \Leftrightarrow \varepsilon_s \leq 10\text{‰}$$

Confirmando que a rotura se dá pelo betão e que os aços estão em cedência pois $\varepsilon_s \geq 2\text{‰}$.

$$M_{Rd} = F_p \times z_p + F_s \times z_s$$

Secção de Meio Vão

Armadura passiva mínima

$$A_{s,min} = \frac{\rho \times b \times t \times d}{100}$$

Tensão de cálculo nas armaduras activas

$$F_p = f_{pyd} \times A_p$$

Tensão de cálculo nas armaduras passivas

$$F_s = f_{syd} \times A_s$$

Tensão de cálculo do betão

$$F_c = 0,85 \times f_{cd} \times b \times y$$

Uma vez que não há esforço axial exterior, o valor de y (em metros) será dado por:

$$F_c = F_p + F_s$$

Posição da linha neutra:

$$x = \frac{y}{0,8}$$

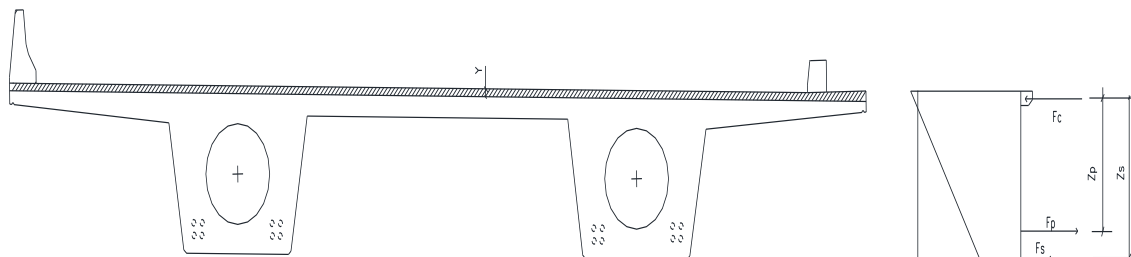


Figura 14 - Características mecânicas da secção a meio vão

Calculo das extensões no aço e no betão

No caso presente, obviamente a rotura dá-se pelos aços, pelo que $\epsilon_s = 10^0/_{00}$;

$$\frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_s}{d - x} \Leftrightarrow \epsilon_c < 3,5^0/_{00}$$

Confirmando que a rotura se dá pelo betão e que os aços estão em cedência pois $\epsilon_s \geq 2^0/_{00}$.

$$M_{Rd} = F_p \times z_p + F_s \times z_s$$

Foram calculados os momentos resistentes para todas as secções dos tabuleiros (respectivos diagramas no desenho N.º I-28 (Adaptado de [8])). Como se pode

constatar os momentos resistentes são sempre superiores aos momentos actuantes de cálculo pelo que se considera garantida a segurança.

Na tabela seguinte resumem-se os esforços actuantes e resistentes, no final da fase construtiva e a longo prazo, nas secções condicionantes do tabuleiro.

Tabela 2 - Momentos Flectores Actuantes / Resistentes (Adaptado de [6])

	Secção	Msd (KN.m)	Mrd (kN.m)
Final Fase Construtiva	Apoio P7	-81443	-90642
	Vão P7-P8	110402	113414
Longo Prazo	Apoio P7	-84223	-90642
	Vão P7-P8	105995	113403

6.5.5.3 – Esforços Transversos

6.5.5.3.1 – Esforços Actuantes

Os valores dos esforços actuantes (V_{sd}), em cada uma das diferentes secções, derivam da combinação dos momentos resultantes das referidas acções, de acordo com as regras para a combinação fundamental de acções definida no RSA.

Os coeficientes de combinação utilizados são os mesmos que foram adoptados para a determinação dos momentos flectores actuantes de cálculo.

6.5.5.3.2 – Esforços Resistentes

Conforme definido no art.º 53 do REBAP, a determinação do valor de esforço resistente de elementos sujeitos a flexão simples ou composta deve ser efectuada com base na teoria da treliça de Morsch, convenientemente corrigida.

Assim, o valor de cálculo do esforço transversal resistente V_{rd} é obtido pela expressão:

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

Em que,

- V_{cd} – Termo corrector de Mörsch (resistência devida ao betão);
- V_{wr} – Resistência das armaduras de esforço transversal (estribos).

Valor de V_{cd} é dado por:

De notar que segundo a alínea d) do art.º 53.2 do REBAP, em elementos sujeitos a pré-esforço, os valores de V_{cd} podem ser obtidos multiplicando os valores determinados anteriormente pelo termo correctivo que pretende simular o efeito favorável do pré-esforço ao atrasar a fissuração que é dado por:

$$1 + \left(\frac{M_0}{M_{sd}} \right)$$

Em que,

- M_{sd} - Valor de cálculo do momento actuante;
- M_0 - Momento de descompressão.

O valor deste factor não deve ser tomado superior a 2.

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd}} \right)$$

Em que,

- d – Altura útil da secção;
- b_w – Largura da alma da secção;
- τ_1 – Tensão cujo valor é dado no Quadro VI do REBAP (0,9 MPa para C35/45).

Valor de V_{wd} é dado por:

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd} \times (1 + \cot g \alpha) \times \sin \alpha$$

Em que,

- A_{sw} – Área da secção da armadura de esforço transversal (no caso de estribos, compreende os vários ramos de estribo);
- s – Espaçamento das armaduras de esforço transversal;
- f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional da proporcionalidade de 0,2% do aço das armaduras de esforço transversal;
- α – Ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal com o eixo do elemento ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$)

A armadura mínima de esforço transverso prevista, de acordo com o art.º 94.2 do REBAP é igual a:

$$A_{s,min} = \frac{0,08 \times b_w}{100}$$

Valor de cálculo do V_{Rd} , deve satisfazer ainda a seguinte condição limite:

$$V_{Rd} < \tau_2 \times b_w \times d$$

Em que,

- τ_2 – Tensão cujo valor é dado no Quadro VI do REBAP (6 MPa para C35/45).

No desenho de cálculo N.º I-29 (Adaptado de [8]) apresenta-se graficamente a área de armadura de esforço transverso necessária ao longo das diferentes secções dos tabuleiros. Conforme se pode verificar nos desenhos de construção, a armadura existente é sempre superior à exigida, pelo que se considera verificada a segurança.

6.6 – Verificação da Segurança dos Tabuleiros na Direcção Transversal para a Fase de Serviço

6.6.1 – Introdução

Conforme já foi referido anteriormente, cada tabuleiro é constituído por duas nervuras longitudinais ligadas superiormente por uma laje de betão armado.

A verificação da segurança transversal dos tabuleiros foi efectuada com base num modelo linear simples recorrendo-se para isso às tabelas de Homberg-Ropers.

6.6.2 – Verificação da Segurança das Consolas do Tabuleiro

6.6.2.1 – Esforços Característicos

6.6.2.1.1 – Carga Permanente

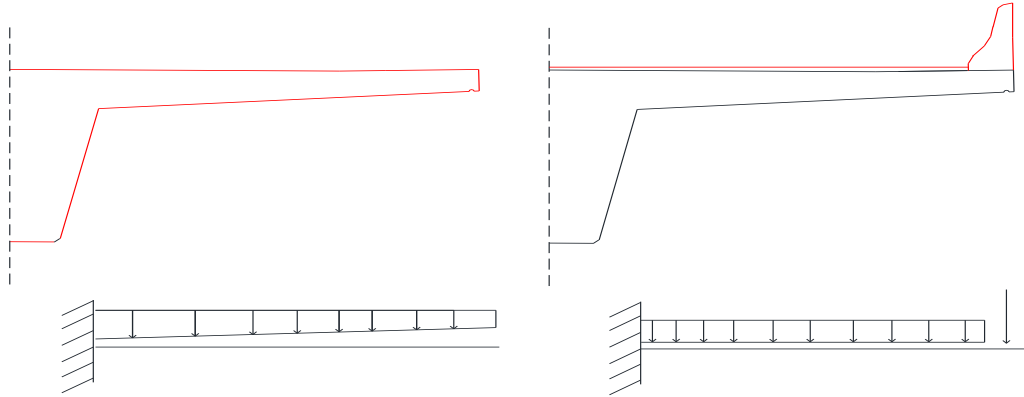


Figura 15 - Carregamento das consolas devido às acções do Peso Próprio (à esquerda) e da Restante Carga Permanente (à direita)

$$M_{pp} = -\left(\frac{0,25 \times 3^2}{2} + \frac{0,20 \times 3^3}{6}\right) \times 25 = -36,6 \text{ KNm/m}$$

$$V_{pp} = -\left(0,25 \times 3 \times 6,25 + \frac{0,20 \times 3}{2 \times 11,25}\right) = -8,06 \text{ KN/m}$$

$$M_{rcp} = -2 \times 3 - 6,9 \times 3 = -38,61 \text{ KNm/m}$$

$$V_{rcp} = -(6,9 + 0,16 \times 2,5 \times 25) = -16,90 \text{ KN/m}$$

6.6.2.1.2 – Sobrecarga devido ao Veículo Tipo

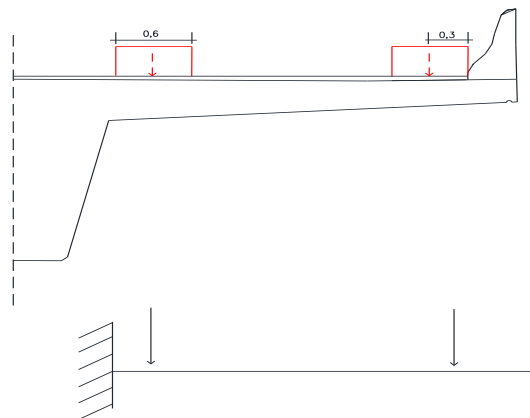


Figura 16 - Carregamento das consolas devido à acção do Veículo Tipo

$$M_{vt} = -(2 \times 0,005 + 3 \times 0,3 + 0,5) \times 100 = -141,0 \text{ KNm} / m$$

$$V_{vt} = -100 - 100 = -200,0 \text{ KN} / m$$

6.6.2.2 – Verificação da Segurança em Relação aos E.L. de Utilização - Fendilhação

6.6.2.2.1 – Estado Limite de Largura de Fendas

Segundo o artigo 68.2 do REBAP, no caso de armaduras ordinárias, o estado limite a considerar é o de largura de fendas, estando a largura de fendas limitada ao valor de 0,2 mm, para combinações frequentes de esforços, de acordo com o Quadro VIII do capítulo IX do REBAP. O ambiente moderadamente agressivo foi o considerado para esta obra de arte.

A determinação desse valor característico (w_k) será efectuada pelas seguintes expressões:

$$w_k = 1,7 \times w_m, \quad w_m = S_{rm} \times \varepsilon_{sm}$$

Em que,

- w_m - Valor médio da largura das fendas;
- S_{rm} - Distância média entre fendas;
- ε_{sm} - Extensão média da armadura.

A distância média entre fendas é dada por:

$$S_{rm} = 2 \times \left(c + \frac{s}{10} \right) + \eta_1 \times \eta_2 \times \frac{\phi}{\rho_r}$$

Em que,

- c - Recobrimento da armadura;
- s - Espaçamento dos varões da armadura, s será considerado igual a 15ϕ quando o espaçamento exceder o limite;
- ϕ - Diâmetro dos varões da armadura;

- ρ_r - Relação $A_s/A_{c,r}$, em que A_s é a área da secção da armadura (excluindo as armaduras pós-tensionadas) e $A_{c,r}$ é a área da secção de betão traccionado envolvente da armadura (ver Fig.5 do artigo 70º do REBAP);
- η_1 - Coeficiente dependente das características de aderência dos varões que será tomado igual a 0,4 para varões de alta aderência e 0,8 para varões de aderência normal;
- η_2 - Coeficiente dependente da distribuição de tensões de tracção na secção, dado por:

$$\eta_2 = 0,25 \times \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \times \varepsilon_1}$$

Sendo ε_1 e ε_2 respectivamente as extensões aos níveis inferior e superior da área do betão envolvente da armadura, calculadas em secção fendilhada.

A expressão que permite determinar a extensão média das armaduras traccionadas é:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \times \left[1 - \beta_1 \times \beta_2 \times \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

Em que,

- σ_s - Tensão de tracção na armadura, correspondente ao esforço resultante da combinação de acções em causa;
- E_s - Módulo de elasticidade do aço;
- σ_{sr} - Tensão de tracção na armadura, calculada em secção fendilhada correspondente ao esforço que provoca o início da fendilhação; este esforço é o que, em secção não fendilhada, conduz a uma tensão de tracção máxima no betão de valor σ_s , definido no artigo 16º do REBAP;
- β_1 - Coeficiente dependente das características de aderência dos varões da armadura (1 para varões de alta aderência e 0,5 para varões de aderência normal);
- β_2 - Coeficiente dependente da permanência ou da repetição das acções que será tomado igual a 1,0 no caso das combinações raras de acções.

O valor da extensão média das armaduras não pode em caso algum, ser considerado inferior a $0,4 \sigma_s / E_s$.

Na tabela seguinte apresenta-se a verificação ao estado limite de largura de fendas para a secção de encastramento da consola na nervura.

Tabela 3 - Estado limite de largura de fendas – consola (Adaptado de [6])

h (m)	M_{transv} (KNm/m)	f_{ctm} (MPa)	M_{cr} (KNm/m)	w_k (mm)
0,40	-131	3,1	-105	0,19

A abertura de fendas é inferior a 0,20 mm (valor limite para um ambiente moderadamente agressivo), deste modo considera-se verificada a segurança no que respeita ao estado limite de largura de fendas na secção de encastramento da consola.

6.6.2.3 – Verificação da Segurança em Relação aos E. L. Últimos - Resistência

6.6.2.3.1 – Esforços de Flexão

A verificação da segurança em relação ao Estado Limite Último de Esforços de flexão foi realizada de forma a satisfazer a seguinte condição: $M_{sd} \leq M_{rd}$.

6.6.2.3.1.1 – Esforços Actuantes

Calcularam-se os seguintes esforços de cálculo, por aplicação dos coeficientes de segurança atrás referidos, aos esforços característicos.

$$M_{sd} = 1,4M_{pp} + 1,4M_{rcp} + 1,5M_{vt} = -315,40 \text{ KNm/m}$$

6.6.2.3.1.2 – Esforços Resistentes

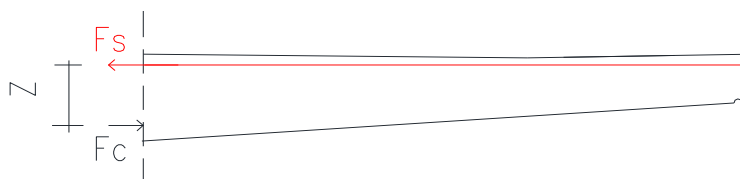


Figura 17 - Modelo simplificado para o cálculo do momento resistente das consolas

Foi determinada a área mínima de armadura necessária na secção sabendo que a secção resiste ao momento actuante quando:

$$M_{rd} = F_s \times z, \quad M_{rd} \geq M_{sd}, \quad F_s \geq \frac{M_{sd}}{z}, \quad A_s \geq \frac{F_s}{f_{syd}}$$

Em que,

- F_s – Força da armadura;
- z – Altura útil.

Recobrimento = 4 cm

$$z = 0,45 - 0,04 - \frac{0,016}{2} - 0,03 = 0,372m \rightarrow \text{Admitindo.Estribos.de.}\phi 16$$

$$F_s = \frac{M_{sd}}{z} = \frac{315,4}{0,372} = 847,85KN$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{syd}} = \frac{847,85}{435 \times 10^3} = 19,62cm^2 / m$$

∴ Adoptaram-se Ø16//0,10 ($A_s = 20,11 \text{ cm}^2/m$).

6.6.2.3.2 – Esforços Transversos

Relativamente à verificação da segurança relativamente ao esforço transversal e de acordo com o estabelecido no REBAP: $V_{sd} \leq V_{rd}$.

6.6.2.3.2.1 – Esforços Actuantes

Considerou-se como esforço actuante (V_{sd}), aquele que resulta da combinação fundamental de acções com acção de base a sobrecarga rodoviária, tal como definido no RSA.

$$V_{sd} = 1,4V_{pp} + 1,4V_{rcp} + 1,5V_{vt} = 345KN / m$$

6.6.2.3.2.2 – Esforços Resistentes

Segundo o artigo 53.2 do REBAP, para o cálculo da armadura de esforço transversal é fundamental a determinação do termo V_{cd} :

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d$$

De acordo com o artigo o artigo 53.2, alínea b) do REBAP, no caso de lajes sem armadura de esforço transversal é necessário multiplicar os valores de V_{cd} pelo factor:

$$0,6 \times (1,6 - d)$$

Em que,

$$0,6 \times (1,6 - d) \geq 0,6$$

Nas zonas junto à nervura e numa distância igual a $2d$, o esforço transversal resistente pode ser obtido a partir do definido anteriormente, multiplicando-o pelo factor $\frac{V_{sd}}{V_{sd,red}}$, ficando

$$V_{rd}^{apoio} = V_{cd} \frac{V_{sd}}{V_{sd,red}}$$

Então,

$$d = 0,45 - 0,04 - \frac{0,012}{2} = 0,404m \rightarrow \text{Admitindo } \phi 12$$

$$V_{rd} = 0,9 \times 103 \times 1 \times 0,404 \times [0,6 \times (1,6 - 0,404)] = 260,92KN / m$$

$$V_{sd,red} = 245KN / m$$

$$V_{rd,apoio} = 363,6 \times \frac{345,0}{245,9} = 510,13KN / m$$

$\therefore$ Como $V_{sd} \leq V_{rd,apoio}$, está garantida a segurança ao esforço transversal da consola.

6.6.3 – Verificação da Segurança da Laje entre Nervuras

6.6.3.1 – Esforços Característicos

Recorrendo aos desenhos de construção, às acções atrás determinadas e às tabelas de Homberg-Ropers temos:

6.6.3.1.1 – Esforços devido à Carga Permanente

Secções de apoio:

$$M_{cp,apoio} = -19,72 - 9,01 = -28,73 \text{KNm} / m$$

$$V_{cp,apoio} = -\frac{4,90 \times 0,35 \times 25}{2} - \frac{4,90 \times 0,16 \times 25}{2} = -31,24 \text{KN} / m$$

Secções do vão:

$$M_{cp,Long.} = 0,20 \times 14,4 = 2,88 \text{KNm} / m$$

$$M_{cp,Trans.} = 9,86 + 4,51 = 14,37 \text{KNm} / m$$

6.6.3.1.2 – Esforços devido ao Veículo Tipo

Secções de apoio:

$$M_{VT,apoio} = -(0,19 + 0,319 + 2 \times 0,11 + 2 \times 0,01) \times 100 = -74,90 \text{KNm} / m$$

$$V_{VP,apoio} = -100 - 100 + V_B = -200 + 40,82 = -159,18 \text{KN} / m$$

Secções do vão:

$$M_{VT,Long.} = [0,30 + 0,015 + 2 \times (-0,019) + 2 \times 0] \times 100 = 27,70 \text{KNm} / m$$

$$M_{VT,Trans.} = [0,35 + 0,005 + 2 \times 0,01 + 2 \times 0,075] \times 100 = 52,50 \text{KNm} / m$$

6.6.3.2 – Verificação da Segurança em Relação aos E. L. de Utilização - Fendilhação

6.6.3.2.1 – Estado Limite de Largura de Fendas

A verificação ao Estado Limite de Largura de Fendas foi feita, tal como nas consolas, segundo o indicado no REBAP.

Na tabela seguinte apresenta-se a verificação ao estado limite de largura de fendas para o momento máximo que ocorre na laje entre nervuras para a combinação frequente.

Tabela 4 - Estado limite de largura de fendas – laje entre nervuras (Adaptado de [6])

h (m)	M_{transv} (KNm/m)	f_{ctm} (MPa)	M_{cr} (KNm/m)	w_k (mm)
0,40	-35	3,1	-63	---

A abertura de fendas é inferior a 0,20 mm (valor limite para um ambiente moderadamente agressivo), deste modo considera-se verificada a segurança no que respeita ao estado limite de largura de fendas na secção de encastramento da consola.

6.6.3.3 – Verificação da Segurança em Relação aos Estado Limite Últimos - Resistência

6.6.3.3.1 – Esforços de Flexão

A verificação da segurança em relação ao Estado Limite Último de Esforços de flexão foi realizada de forma a satisfazer a seguinte condição: $M_{sd} \leq M_{rd}$.

6.6.3.3.1.1 – Esforços Actuantes

Calcularam-se os seguintes esforços de cálculo, por aplicação dos coeficientes de segurança (Combinação Fundamental – Acção Variável Base – Veículo Tipo), aos esforços característicos.

$$M_{sd} = 1,4M_{CP} + 1,5M_{VT}$$

Secções de apoio:

$$M_{sd,apoio} = -1,4 \times 28,73 - 1,5 \times 74,90 = -152,57 \text{ kNm/m}$$

Secções do vão:

$$M_{sd,Long.} = 1,4 \times 2,88 + 1,5 \times 27,70 = 45,58 \text{ kNm/m}$$

$$M_{sd,Trans} = 1,4 \times 14,37 + 1,5 \times 52,50 = 98,87 \text{ kNm/m}$$

6.6.3.3.1.2 – Esforços Resistentes

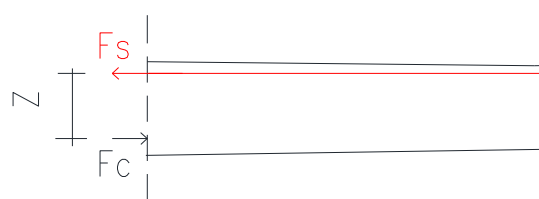


Figura 18 - Modelo simplificado para o cálculo do momento resistente na laje entre nervuras

Foi determinada a área mínima de armadura necessária na secção sabendo que a secção resiste ao momento actuante quando:

$$M_{rd} = F_s \times z, \quad M_{rd} \geq M_{sd}, \quad F_s \geq \frac{M_{sd}}{z}, \quad A_s \geq \frac{F_s}{f_{syd}}$$

Recobrimento = 4 cm

Secções de apoio:

$$z = 0,35 - 0,04 - \frac{0,016}{2} - 0,03 = 0,272 \text{ m} \rightarrow \text{Admitindo Estribos de } \phi 16$$

$$F_s = \frac{M_{sd,apoio}}{z} = \frac{152,57}{0,272} = 560,92 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{syd}} = \frac{560,92}{435 \times 10^3} = 12,89 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

∴ Adoptaram-se Ø16//0,20 + Ø12//0,20 ($A_s = 15,70 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Secções do vão:

$$z = 0,35 - 0,04 - \frac{0,012}{2} - 0,03 = 0,274m \rightarrow \text{Admitindo } E_{stribos}.de.\phi 12$$

Longitudinal:

$$F_s = \frac{M_{sd,Long.}}{z} = \frac{45,58}{0,274} = 166,35KN$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{syd}} = \frac{166,35}{435 \times 10^3} = 3,82cm^2 / m$$

∴ Adoptaram-se Ø12//0,20 ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2/m$).

Transversal:

$$F_s = \frac{M_{sd,Trans.}}{z} = \frac{98,87}{0,274} = 360,84KN$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{syd}} = \frac{360,84}{435 \times 10^3} = 8,30cm^2 / m$$

∴ Adoptaram-se Ø12//0,10 ($A_s = 11,31 \text{ cm}^2/m$).

6.6.3.3.2 – Esforços Transversos

Relativamente à verificação da segurança relativamente ao esforço transversal e de acordo com o estabelecido no REBAP: $V_{sd} \leq V_{rd}$.

6.6.3.3.2.1 – Esforços Actuantes

Combinação Fundamental – Acção Variável Base – Veículo - Tipo

$$V_{sd} = 1,4V_{CP,apoio} + 1,5V_{VT,apoio} = 282,51KN / m$$

6.6.3.3.2.2 – Esforços Resistentes

A verificação ao esforço transversal foi feita, tal como nas consolas, segundo o indicado no REBAP para o caso de lajes sem armaduras de esforço transversal.

Na tabela 5 é apresentado o esforço transversal máximo e o esforço transversal resistente na secção do apoio na nervura.

Tabela 5 - Esforço transversal. Estado limite último de resistência (Adaptado de [6])

Esp. da laje	V_{sd}	V_{rd}
(m)	(kN/m)	(kN/m)
0,35	283	303

6.7 – Verificação da Segurança dos Pilares e das suas Fundações

6.7.1 – Pilares

6.7.1.1 – Considerações Gerais

Os pilares são em betão armado, de secção circular ao longo do fuste, com 1,50 metros de diâmetro, existindo dois pilares por eixo de apoio de cada tabuleiro. As fundações são indirectas, de betão armado e com secção transversal igual à dos pilares, considerando-se pilar acima da cota do solo e abaixo da mesma a cota da estaca. Designa-se todo o conjunto por “pilar-estaca”.

Cada pilar é dotado de um aparelho de apoio do tipo “pot-bearing” permitindo rotações em todas as direcções. Nos pilares P1 e P8 a P12 esses aparelhos permitem deslocamentos longitudinais, enquanto nos restantes pilares estes deslocamentos são restringidos. Transversalmente, os deslocamentos estão restringidos nos pilares P1 a P4 e P11 a P12, sendo os aparelhos de apoio móveis nos restantes pilares.

Na tabela seguinte vão descritas as características dos pilares que serviram de base para o cálculo.

Tabela 6 - Características dos pilares-estaca (Adaptado de [6])

Pilar	Altura considerada (m)	Aparelho de apoio	Fundação
P1	7,50	Unidireccional	Estacas
P2	11,00	Fixo	Estacas
P7	10,00	Fixo	Estacas
P8	10,60	Multidireccional	Estacas

Proceder-se-á, em seguida, à verificação da segurança dos pilares para a fase de serviço.

6.7.1.2 – Acções

6.7.1.2.1 – Carga Permanente

As cargas permanentes, nomeadamente, o peso próprio e restante carga permanentes são as determinadas na verificação do tabuleiro.

6.7.1.2.2 – Sobrecargas Rodoviárias

Veículo Tipo

Foi considerado o veículo - tipo da classe I tal como se encontra definido no RSA, artigo 41º, conforme já se evidenciou anteriormente.

Sobrecarga Uniforme e Linearmente Distribuída

Uniformemente Distribuída

$$Q_{SCU} = 4 \times 14,5 = 58,0 \text{ KN} / m$$

Linearmente Distribuída

$$Q_{SCL} = 50 \times 14,5 = 725,0 \text{ KN}$$

6.7.1.2.3 – Força Centrífuga

Com base no artigo 42º do RSA, “nas pontes em curva, para ter em conta a força centrífuga, devem considerar-se forças horizontais actuando em direcção normal ao eixo da ponte, aplicadas ao nível do pavimento e em correspondência com as sobrecargas uniformemente distribuídas multiplicadas por um coeficiente de redução β .

Estas forças centrífugas devem ser obtidas multiplicando os valores das sobrecargas a elas associadas (afectadas do coeficiente β) por um coeficiente α dado pela expressão”:

$$\alpha = \frac{v^2}{127 \times r} \quad , \quad \beta = \frac{5000}{v^2 + 5000}$$

Em que,

- v - Velocidade máxima de projecto para a curva em causa;
- r - Raio de curvatura.

Assim sendo temos,

$$\alpha = \frac{120^2}{127 \times 1400} = 0,081$$

$$\beta = \frac{5000}{120^2 + 5000} = 0,258$$

$$F_c = SCU \times \alpha \times \beta = 0,836 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Derivado à força centrífuga apresentar um valor reduzido, em comparação com as outras acções, não foi considerada no processo de cálculo para o dimensionamento dos pilares.

6.7.1.2.4 – Variações de Temperatura

As variações de temperatura consideradas para o dimensionamento dos pilares são as anteriormente referidas para a verificação do tabuleiro.

6.7.1.2.5 – Retracção e Fluência

Os efeitos da retracção foram contabilizados, assimilando-os a uma diminuição lenta e uniforme de temperatura de 15º C, segundo o artigo 32º do REBAP.

Relativamente à fluência foram contabilizados os seus efeitos para o dimensionamento das armaduras, assimilando-os a uma diminuição lenta uniforme de temperatura de 30º C.

6.7.1.3 – Verificação da Segurança em Relação ao E.L.U. de Encurvadura

6.7.1.3.1 – Considerações

Os pilares são elementos estruturais verticais que têm como principal função transmitir os esforços provenientes do tabuleiro aos elementos de fundação.

Estes elementos estão sujeitos a um fenómeno denominado encurvadura, uma vez que a solicitação predominante é o esforço axial.

Assim sendo, tendo em conta o artigo 61.1 do REBAP, a segurança relativamente à encurvadura, pode em geral ser reduzida à verificação de estados limites últimos de resistência por flexão com compressão em certas secções do pilar.

Desta forma o valor de cálculo do momento flector actuante, M_{sd} , é acrescido do momento definido pela expressão:

$$N_{sd} \times (e_a + e_2 + e_c)$$

Em que,

- N_{sd} - Valor de cálculo do esforço normal actuante;
- e_a - Excentricidade accidental;
- e_2 - Excentricidade de 2ª ordem;
- e_c - Excentricidade de fluência.

De acordo ainda com o artigo 61.1 e 61.4 do mesmo regulamento, a verificação da segurança à encurvadura pode ser dispensada, considerando apenas os efeitos de primeira ordem, nos casos em que se verifique uma das seguintes condições:

➤ **Condição 1**

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3,5 \times h \quad \text{para} \quad \lambda \leq 70$$

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3,5 \times h \times \frac{\lambda}{70} \quad \text{para} \quad \lambda > 70$$

➤ **Condição 2**

$$\lambda \leq 35 \quad \text{para} \quad \text{Estruturas de Nós Móveis}$$

$$\lambda \leq 50 - 15 \times \frac{M_{sd,b}}{M_{sd,a}} \quad \text{para} \quad \text{Estruturas de Nós Fixos}$$

Em que,

- h - Altura da secção;
- $M_{sd,b}$, $M_{sd,a}$ - Valores de cálculo dos momentos actuantes nas extremidades do pilar.

6.7.1.3.2 – Classificação da Estrutura

A presente obra de arte foi classificada, artigo 58º do REBAP, como estrutura de nós móveis, visto que os nós quando sob o efeito dos valores de cálculo das acções, sofrem deslocamentos horizontais de valor não desprezável.

6.7.1.3.3 – Esbelteza dos Pilares

Para se determinar a esbelteza dos pilares, seguiu-se o regulamentado no artigo 59.1 do REBAP:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad \text{com} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{e} \quad I = \frac{\pi \times d^4}{64}$$

Em que,

- λ - Esbelteza;
- l_0 - Comprimento efectivo de encurvadura na direcção considerada ($l_0 = L_{\text{Pilar}}$);

- i - Raio de giração da secção transversal do pilar na direcção considerada, supondo-a constituída apenas por betão;
- I - Momento de inércia da secção transversal do pilar na direcção considerada;
- A - Área da secção transversal do pilar;
- d - Diâmetro do pilar.

O cálculo da esbelteza dos pilares vem definido na tabela 7.

Tabela 7 - Esbelteza dos Pilares

	h (m)	d (m)	A (m2)	I (m4)	i (m)	I ₀ (m)	λ
Pilar 1	7,5	1,5	1,767	0,249	0,375	7,5	20,00
Pilar 2	11	1,5	1,767	0,249	0,375	11	29,33
Pilar 7	10	1,5	1,767	0,249	0,375	10	26,67
Pilar 8	10,6	1,5	1,767	0,249	0,375	10,6	28,27

Como se pode observar, fica dispensada a verificação do estado limite último de encurvadura, uma vez que a esbelteza é sempre inferior a 35, verificando assim uma das condições estabelecidas pelo REBAP.

6.7.1.4 – Verificação da Segurança em Relação ao E.L.U. - Resistência

6.7.1.4.1 – Considerações

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência consiste em satisfazer a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

Em que,

- S_d – Valor de cálculo do esforço actuante;
- R_d – Valor de cálculo do esforço resistente.

Para a verificação da segurança durante a fase de serviço foi apenas considerado a combinação de acções, a de acção base sobrecarga.

6.7.1.4.2 – Esforços e Deslocamentos Actuantes

Na tabela 8 estão indicados os esforços introduzidos no topo dos pilares condicionantes.

Tabela 8 - Forças e deslocamentos no topo dos pilares (Adaptado de [6])

Pilar	Altura considerada	Cargas Permanentes			Efeitos	Temperaturas	Sobrecargas
		N _{cp} (kN)	F _{cp} (kN)	d _{cp} (m)	diferidos d _{dif} (m)	D _{δt} (m)	N _{sob} (kN)
P1	7,50	6295	255	---	---	---	1801
P2	11,00	6741	---	0,015	0,029	0,020	1873
P7	10,00	7903	---	0,011	0,028	0,019	2102
P8	10,60	7182	290	---	---	---	2053

Em que,

- N_{cp} – Esforço normal devido às cargas permanentes;
- F_{cp} – Força de atrito, no topo dos pilares, devido às cargas permanentes;
- d_{cp} – Deslocamento horizontal, no topo dos pilares, devido às cargas permanentes;
- d_{dif} – Deslocamento horizontal, no topo dos pilares, devido à retracção e fluência a tempo infinito;
- d_{ΔT} – Deslocamento horizontal, no topo dos pilares, devido às variações de temperatura;
- N_{sob} – Esforço normal devido às sobrecargas regulamentares;

Cada acção foi afectada pelos coeficientes de majoração preconizados no RSA, tendo como acção de base as sobrecargas.

$$S_d = 1,4 \times S_G + 1,5 \times S_Q + 0,9 \times S_{\Delta T}$$

Em que,

- S_G – Esforços devidos às cargas permanentes;
- S_Q – Esforços devidos à acção das sobrecargas;
- S_{ΔT} – Esforços devidos às variações de temperatura.

Na tabela seguinte estão indicados os esforços de cálculo resultantes na secção da base dos pilares.

Tabela 9 - Esforços de cálculo (Adaptado de [6])

Pilar	Secção da base		
	N _{sd} (kN)	V _{sd} (kN)	M _{sd} (kNm)
P1	11985	357	3480
P2	12928	380	5320
P7	14795	340	5495
P8	13795	390	5640

6.7.1.4.3 – Esforços Resistentes

6.7.1.4.3.1 – Esforços de Flexão – Pilares

O cálculo dos momentos resistentes foi efectuado através do Ábaco 41 de Flexão Composta para secções circulares, “*Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão – REBAP 83*”:

- $$\nu = \frac{N_{sd}}{\pi \times r^2 \times f_{cd}}$$
- $$\mu = \frac{M_{sd}}{2 \times \pi \times r^3 \times f_{cd}}$$
- $$A_s = \frac{\omega \times \pi \times r^2 \times f_{cd}}{f_{syd}}$$

Em que,

- ν – Esforço normal reduzido;
- μ – Momento flector reduzido;
- ω – Percentagem mecânica de armadura;

A armadura máxima e mínima prevista, de acordo com o artigo 121º do REBAP é igual a:

$$A_{s,min} = 0,6\% \text{Área.do.Pilar} = \frac{0,6}{100} \times \pi \times 0,75^2 = 106,03 \text{cm}^2$$

$$A_{s,m\acute{a}x} = 04\% \text{Área.do.Pilar} = \frac{4}{100} \times \pi \times 0,75^2 = 706,863 \text{cm}^2$$

Tabela 10 - Dimensionamento – Flexão Composta

	Secção	M _{sd} (KN/m)	N _{sd} (KN)	U	μ	ω	As (cm ²)
Pilar 1	Base	3480	11985	0,339	0,131	0,137	111,31
Pilar 2	Base	5320	12928	0,366	0,201	0,391	316,87
Pilar 7	Base	5495	14795	0,419	0,207	0,350	284,39
Pilar 8	Base	5640	13795	0,390	0,213	0,181	147,06

Face aos resultados obtidos, optou-se por armar dois grupos de pilares diferentes, sendo o primeiro composto pelos pilares P1 e P8, e o segundo pelos restantes pilares.

Apresenta-se na tabela 11, onde resumidamente se demonstra a quantidade de armadura necessária e a que foi adoptada.

Tabela 11 - Armaduras - Pilares (Adaptado de [6])

	F. Composta	Armadura Adoptada			
	As (cm ²)	Ø varão (mm)	Núm. varões	Núm. camadas	As (cm ²)
Pilar 1 e 8	147,06	25	34	1	157,08
Pilar 2 e 7	316,87	32	40	2	321,70

6.7.1.4.3.2 – Esforços de Flexão – Estacas

Na tabela 12 apresentam-se os esforços actuantes verificando-se que, em todos os casos, está garantida a segurança.

Tabela 12 - Esforços de cálculo (Adaptado de [6])

Pilar	N _{sd} (kN)	V _{sd,máx} (kN)	M _{sd,máx} (kNm)
P1	11985	357	3480
P2	12928	380	5320
P7	14795	340	5495
P8	13795	390	5640

Para um dado diagrama de rotura obtém-se um par de esforços N_{sd} - M_{rd} . Varrendo a secção com possíveis diagramas de rotura obtém-se um diagrama interacção N_{sd} - M_{rd} . Repetindo o processo para vários níveis de armadura obtém-se os diagramas de dimensionamento.

Na Figura 18 estão representados os diagramas de interacção (N_{sd} - M_{rd}) para os pilares-estaca.

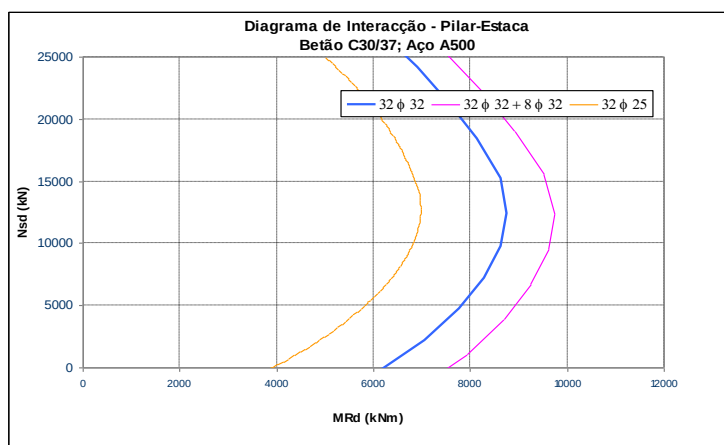


Figura 19 - Diagrama de interacção Pilar- Estaca (Adaptado de [6])

6.7.1.4.4 – Esforços Transversos – Pilares

Para o cálculo do esforço transversal resistente, substituiu-se a secção circular de $\phi = 1,50$, por uma secção rectangular equivalente:

$$b_{equiv.} = 0,90 \times \phi_{pilar} = 0,90 \times 1,5 = 1,35m^2$$

$$d_{equiv.} = 0,45 \times \phi_{pilar} + 0,64 \times \left(d - \frac{\phi_{pilar}}{2} \right) = 0,45 \times 1,5 + 0,64 \times \left(1,4 - \frac{1,5}{2} \right) = 1,091m$$

Em que,

- $b_{equiv.}$ - Largura da secção rectangular equivalente;
- $d_{equiv.}$ - Altura útil da secção rectangular equivalente.

A verificação da segurança dos pilares ao esforço transversal foi efectuada conforme indicado no REBAP (artigo 53), sendo a notação utilizada a seguinte:

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d$$

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} f_{syd}$$

Em que,

- τ_1 – 0,85 MPa para um betão C30/37;
- A_{sw} – Área da secção da armadura de esforço transverso;
- s – Espaçamento das armaduras de esforço transverso;
- $V_{wd} = V_{sd} - V_{cd}$;
- d – Altura útil da secção;
- f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transverso (435 MPa, para aço A500.).

A armadura mínima de esforço transverso prevista, de acordo com o artigo 94.2 do REBAP é igual a:

$$A_{s,min} = \frac{0,08 \times b_w}{100} = \frac{0,08 \times 1,35}{100} \times 10^4 = 10,80 \text{ cm}^2$$

Consta na tabela 13 o cálculo da armadura transversal de acordo com as expressões anteriormente referidas.

Tabela 13 - Verificação da segurança ao esforço transverso (Adaptado de [6])

Diâmetro (m)	b_w (m)	d_e (m)	Cintas	V_{cd} (kN)	V_{wd} (kN)	V_{rd} (kN)	V_{sd} (kN)
1,50	1,35	1,09	φ16//0,20	1252	430	1682	390

Como se pode observar, os valores dos esforços transversos resistentes são sempre superiores aos dos actuantes, pelo que se considera a segurança garantida.

6.7.1.5 – Verificação da Segurança em Relação ao E.L. de Utilização - Fendilhação

6.7.1.5.1 – Estado Limite de Abertura de Fendas

O estado limite de largura de fendas foi calculado para as combinações frequentes de acções que se traduzem nas seguintes expressões:

Para a acção de base sobrecargas:

$$S_d = S_G + 0,4 \times S_Q + 0,3 \times S_{\Delta T}$$

Para a acção de base temperaturas:

$$S_d = S_G + 0,2 \times S_Q + 0,5 \times S_{\Delta T}$$

Em que,

- S_G – Esforços devidos às cargas permanentes;
- S_Q – Esforços devidos à acção das sobrecargas;
- $S_{\Delta T}$ – Esforços devidos às variações de temperatura.

No quadro seguinte estão representados os esforços de cálculo condicionantes para as combinações já referidas e a correspondente verificação do estado limite último de largura de fendas, como foi efectuado nas consolas (cap. 5.5.2.2.1), segundo o indicado no REBAP.

Tabela 14 - Estado limite de abertura de fendas – pilar-estaca (Adaptado de [6])

Pilar	Nsd (kN)	Msd, máx. (kNm)	wk. (m)
P1	-8430	2380	0.01
P2	-7605	4870	0.19
P7	-8735	5140	0.18
P8	-9775	3625	0.08

Uma vez que a abertura de fendas é inferior a 0,20 mm (valor limite para um ambiente moderadamente agressivo) considera-se verificada a segurança no que respeita a este estado limite.

6.7.2 – Verificação da Segurança das Fundações

6.7.2.1 – Considerações

A verificação da segurança para os estados limites últimos, conforme preconiza o Eurocódigo 7-Parte 1, é feita por comparação entre as acções de cálculo F_{cd} , que resultam de acções isoladas, convenientemente combinadas e afectadas com os factores de majoração parciais especificados, e a capacidade resistente de cálculo do elemento estrutural R_{cd} , que resulta da aplicação de factores de minoração sobre os valores de resistência medidos.

$$F_{cd} \leq R_{cd}$$

As acções a considerar no dimensionamento são combinadas de acordo com princípios e regras que constam no Eurocódigo 1 – “Bases de projecto”.

No âmbito deste capítulo apenas será abordada a problemática da capacidade resistente devido a carregamento axial vertical de compressão.

6.7.2.2 – Determinação da Capacidade dos Terrenos de Fundação das Estacas

6.7.2.2.1 – Acções de Cálculo

Para a verificação da estabilidade, em que o modo de rotura é condicionado pela resistência do terreno, a combinação de acções mais condicionante é a seguinte:

$$N_{sd} = \gamma_G (N_{CP} + N_{PP}) + \gamma_Q (N_{Sob} + \psi_0 \times N_{Temp})$$

Em que,

- N_{CP} – Carga axial devida às cargas permanentes transmitidas pelo pilar;
- N_{PP} – Carga axial na base da estaca devida ao seu peso próprio;
- N_{Sob} – Carga axial devida às sobrecargas transmitidas pelo pilar;
- N_{Temp} – Carga axial devida às variações de temperatura transmitidas pelo pilar;
- γ_G – Coeficiente parcial de segurança para as acções permanentes (1,00);
- γ_Q – Coeficiente parcial de segurança para as acções variáveis (1,30);
- ψ_0 – Coeficiente para cálculo do valor de combinação da acção variação de temperatura (0,60);

As acções de cálculo referentes aos pilares-estaca condicionantes estão resumidas na tabela seguinte:

Tabela 15 - Acções de cálculo (KN) (Adaptado de [6])

Estaca	N _{CP}	N _{PP}	N _{Sob}	N _{Temp}	N _{Sd}
P1	6325	332	1801	95	9072
P2	6776	487	1873	45	9733
P7	7945	443	2102	8	11127
P8	7297	470	2053	9	10443

6.7.2.2.2 – Esforços Resistentes

O cálculo é feito com base na resistência de ponta, q_c do ensaio CPT, da natureza do terreno e da tecnologia de execução da estaca. Assim, a capacidade de carga do terreno de fundação foi obtida pelas parcelas da resistência de ponta e de atrito lateral:

$$R_{cm} \leq R_{bm} + R_{sm}$$

A parcela de ponta foi obtida por:

$$R_{bm} = A_b \times K_c \times q_c$$

Em que,

- A_b – Área da base da estaca (m^2);
- K_c – Factor de suporte penetrométrico estabelecido a partir de ensaios de carga definidos em função da natureza, compacidade do terreno e tecnologia de execução da estaca (0,30);
- q_c – Resistência de ponta do ensaio CPT.

A parcela de atrito lateral resulta da soma das componentes mobilizáveis em cada camada, conforme a expressão:

$$R_{sm} = p_s \times \sum q_{si} \times h_i$$

$$q_{si} = \frac{q_{ci}}{\alpha_i}$$

- p_s – Perímetro da estaca;
- q_{si} – Atrito unitário;
- α_i – Factor estabelecido para cada estrato em função da natureza, compacidade do terreno e tecnologia de execução da estaca.

Os valores de α para as condições habituais, bem como os valores máximos do atrito unitário q_s a adoptar para este tipo de estacas e condições de terreno, constam nos respectivos quadros de cálculo (Tabelas Método de Bustamante e Gianeselli).

A capacidade de carga, calculada a partir dos parâmetros medidos directamente nos ensaios de campo e validada por meio de correlações com os resultados de carga estática pode ser convertida em resistência característica através de um factor minorativo ξ . A resistência de cálculo, por sua vez, deriva da resistência característica afectada por factores de minoração que dependem do tipo de estaca.

A resistência de cálculo foi obtida por:

$$R_{cd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{R_{bm}}{\gamma_b} + \frac{R_{sm}}{\gamma_s} \right)$$

Em que,

- $\xi = 1,5$ – Factor de conversão da capacidade de carga, obtida por parâmetros medidos directamente nos ensaios de campo, em resistência característica;
- $\gamma_b = 1,6$;
- $\gamma_s = 1,3$.

No cálculo que se segue os valores ponderados da resistência de ponta foram obtidos a partir correlações com os resultados do ensaio SPT.

As cotas de fundação das estacas foram determinadas em função das sondagens disponíveis.

Tabela 16 - Cálculo da capacidade de carga resistente para a Estaca P1

Tipo de Terreno	Esp (m)	N _{SPT}	q _c (MPa)	K _c	α	q _s (KN/m ²)	q _{s,máx} (NK/m ²)	q _{s,adop} (NK/m ²)	R _{sm} (KN)	R _{bm} (KN)
Areia fina a média, lev. siltosa	2	39	10	-	100	100	60	60	0	-
Areia fina a média, lev. siltosa	1,5	39	10	-	100	100	60	60	424,1	-
Areia média a fina, Muito lev. siltosa	9,5	60	30	-	200	200	120	120	5796,2	-
Areia média a fina, Muito lev. siltosa	1	60	30	0,3	200	200	120	120	6361,7	15904,3

A resistência de cálculo é obtida por:

$$R_{cd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{R_{bm}}{\gamma_b} + \frac{R_{sm}}{\gamma_s} \right) = \frac{1}{1,5} \left(\frac{15904,3}{1,6} + \frac{5796,2}{1,3} \right) = 9598,68 \text{ KN}$$

∴ Como F_{cd} = 9072 KN, está verificada a segurança em relação á capacidade de resistência de carga da estaca P1.

Tabela 17 - Cálculo da capacidade de carga resistente das estacas condicionantes (Adaptado de [6])

Estaca	R _{bm} (KN)	R _{sm} (KN)	R _{cd} (KN)
P1	15904,3	5796,2	9598,68
P2	15904,3	7492,7	10469,2
P7	15904,3	9860,7	11683,6
P8	15904,3	8788,6	11133,8

Resume-se, na tabela 17, o cálculo da capacidade de carga das estacas para os vários alinhamentos de pilares condicionantes, onde se pode constatar que a capacidade de carga dos terrenos de fundação é sempre superior ao esforço actuante.

7 – Análise Sísmica ao Viaduto de Coima 2

O elevado grau de sismicidade do território nacional determina que a generalidade dos projectos de engenharia seja concebida de forma a garantir maiores níveis de resistência das estruturas aos efeitos de uma acção sísmica. Esta questão torna-se particularmente importante quando estão em causa estruturas complexas e de elevada responsabilidade social, como é o caso das pontes, em que a segurança é uma das maiores preocupações da equipa de projectistas.

É neste contexto que a aplicação de técnicas especializadas, como é o caso dos Sistemas de Isolamento Sísmico, ganha especial relevo, permitindo, através da dissipação da energia, melhorar significativamente o controlo dos efeitos dos sismos.

Neste estudo avalia-se o comportamento Longitudinal do Viaduto de Coima 2 Sem Sistemas de Isolamento Sísmico, com o objectivo de analisar as variações na resposta da estrutura ao nível dos esforços e deslocamentos comparando-os com os resultados obtidos através da análise Com Sistema de Isolamento Sísmico (Dissipadores) efectuada pela equipa de projectistas.

A regulamentação e normas apoiadas foi, nomeadamente o Eurocódigo 8 Partes 1 e 2 e o Anexo Nacional Parte 1.

7.1 - Caracterização Dinâmica da Estrutura

Neste subcapítulo, pretende-se proceder à caracterização dinâmica do modelo cuja elaboração se expôs.

7.1.1 – Modelação Estrutural

O modelo estrutural longitudinal foi simplificado de forma a reduzir o número de graus de liberdade. Para este efeito, como as alturas dos pilares ligados ao tabuleiro na direcção longitudinal (P2 a P7) são semelhantes considerou-se o modelo que se mostra na Figura 20.

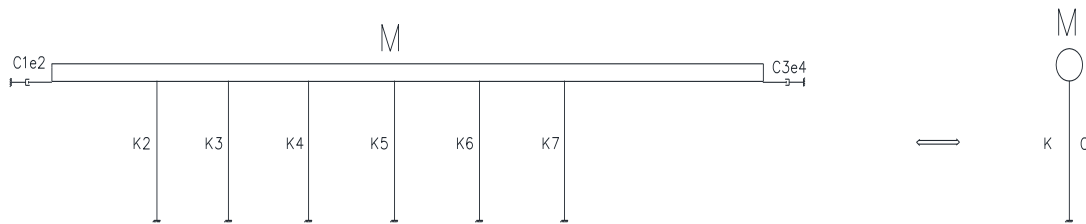


Figura 20 - Simplificação da estrutura a 1 grau de liberdade

7.1.2 – Comportamento Dinâmico da Estrutura

7.1.2.1 - Equação de Equilíbrio Dinâmico

A equação de equilíbrio dinâmico traduz o equilíbrio das forças associadas ao grau de liberdade da estrutura. Em cada ponto e em cada instante de tempo estão presentes quatro tipos de forças: as forças exteriores $f(t)$, as forças de inércia $f_i(t)$, as forças de amortecimento $f_c(t)$ e as forças elásticas $f_e(t)$.

O equilíbrio é dado pela seguinte equação:

$$f_i(t) + f_c(t) + f_e(t) = f(t)$$

As forças de inércia são dadas por $f_i = M \ddot{u}(t)$, em que $\ddot{u}$ é a aceleração e M a massa.

As forças de amortecimento são dadas por $f_c = C \dot{u}$,

em que $\dot{u}$ é a velocidade e C a constante de amortecimento. As forças elásticas são dadas por

$f_e = Ku$ em que u é o deslocamento e K é a rigidez.

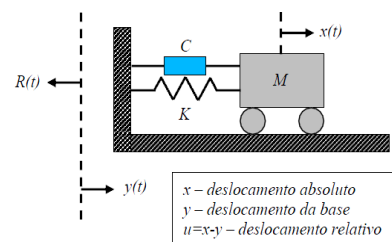


Figura 21 - Oscilador com 1 grau de liberdade sujeito ao movimento da base (Adaptado de [7])

Como a estrutura está sujeita a uma aceleração na sua base a equação de movimento vem escrita da seguinte forma:

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + Ku(t) = -M \ddot{u}_g(t)$$

Em que $\ddot{u}_g(t)$ é a aceleração da base.

O interesse de estudar o caso de uma solicitação harmónica prende-se com o facto de qualquer função poder ser decomposta numa série de funções harmónicas. Assim, o caso em estudo serve de base para a análise de vibrações forçadas devido a solicitações mais complexas (acção sísmica). Assim vem,

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + Ku(t) = -M \ddot{u}_{g0} \sin(\omega t)$$

Em que,

- $\ddot{u}_{g0}$ – Amplitude em aceleração;
- ω – Frequência de vibração circular do solo.

7.1.2.2 – Resposta em Deslocamento a Movimento da Base

A resposta em deslocamento de um sistema linear com 1 grau de liberdade a um movimento da base é dada por,

$$u(t) = -\frac{M \ddot{u}_{g0}}{K} R_d \sin(\omega t - \phi)$$

Em que,

- R_d – Factor de resposta em deslocamento;
- ϕ – Angulo de fase.

Com,

$$R_d = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right]^2}}, \quad \phi = \arctg \left(\frac{2\xi \frac{\omega}{\omega_n}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \right)$$

e

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Em que,

- w_n – Frequência natural da vibração circular;
- ξ – Coeficiente de amortecimento ($\xi = 5\%$);

7.2 - Análise Dinâmica Não-Linear

Estas análises recorrem às propriedades não lineares dos materiais. O princípio geral deste tipo de análises baseia-se na integração das equações de equilíbrio dinâmico ao longo do tempo, tendo em conta propriedades da estrutura, tais como a massa, a rigidez e o amortecimento.

7.2.1 – Definição da Acção Sísmica

7.2.1.1 – Zona Sísmica e Terreno de Implantação

Consultando o zonamento sísmico de Portugal Continental presente no Anexo Nacional, pode saber-se em que zona se encontra a obra em estudo. Sabendo que se localiza no distrito de Setúbal, demarcado essencialmente pela zona amarela de ambos os esquemas, conclui-se que para a acção sísmica 1 (sismo de elevada magnitude a uma elevada distância focal) a zona é a 3 (1.3) e para a acção sísmica 2 (sismo de fraca magnitude a uma curta distância focal) a zona é, também a 3 (2.3). Na figura 22 apresenta-se este mesmo zonamento e o ponto correspondente à zona de implantação da obra.

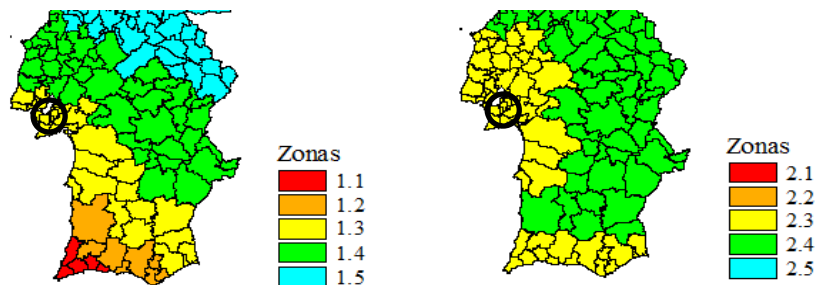


Figura 22 - Zona sísmica de Portugal Continental (zona Centro e Sul) - Anexo Nacional

O solo deve ser classificado de acordo com as suas características mecânicas, nomeadamente através do valor do parâmetro velocidade de propagação das ondas

de corte $v_{s,30}$, sempre que seja possível obter esse valor, ou pelo valor de N_{SPT} proveniente de ensaios de penetração e de coesão não drenada.

De acordo com os resultados dos ensaios SPT, e consultando a tabela 3.1 “*Ground types*”, retirada da parte 1 do Eurocódigo 8, considerou-se que à superfície a acção sísmica corresponderia à definida para o solo tipo D.

7.2.1.2 – Espectro de Resposta

O espectro de resposta elástico $S_e(T)$ da acção sísmica com a direcção horizontal é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = \gamma a_{gr} S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = \gamma a_{gr} S 2,5\eta$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = \gamma a_{gr} S 2,5\eta \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = \gamma a_{gr} S 2,5\eta \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Em que,

- T - Período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;
- a_{gr} - Valor de aceleração de referência de PGA (“Peak Ground Acceleration”) em solo tipo A;
- γ - Factor de importância;
- T_B - Valor do período que define o limite inferior do ramo espectral com aceleração constante;
- T_C - Valor do período que define o limite superior do ramo espectral com aceleração constante e o limite inferior do ramo espectral com velocidade constante;
- T_D - Valor do período que define o limite superior do ramo espectral com velocidade constante e o ramo espectral com deslocamento constante;

- η - Factor de correcção do amortecimento, este factor, para estruturas de betão armado tem valor unitário para um amortecimento viscoso de 5%.

O valor do factor de correcção do amortecimento pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

Em que ξ é o coeficiente de amortecimento da estrutura, expresso em termos percentuais.

De acordo com o artigo 2.1.4(P) do EC8, Parte 2, o Viaduto de Coima 2 é considerado uma ponte de Classe de Importância III, tendo em conta as consequências do seu colapso que levariam à interrupção do tráfego numa via de grande movimento por um período prolongado. A esta Classe de Importância III correspondem os Coeficientes de Importância seguintes de acordo com o Anexo Nacional:

Sismo tipo 1 - $\gamma_I=1,45$

Sismo tipo 2 - $\gamma_I=1,25$

Podem assim sintetizar-se os parâmetros necessários à definição dos espectros de resposta elásticos.

Sismo tipo 1 (sismo afastado, elevada magnitude e elevada distância epicentral)

$$a_{gR}=1,5 \quad \gamma_I=1,45 \quad \Rightarrow a_g=2,18$$

$$\text{Terreno D} \quad S= 1,8 \quad T_B= 0,1 \quad T_C= 0,8 \quad T_D=2,0 \quad a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S=3,92$$

Sismo tipo 2 (sismo próximo, magnitude moderada e baixa distância epicentral)

$$a_{gR}=1,7 \quad \gamma_I=1,25 \quad \Rightarrow a_g=2,13$$

$$\text{Terreno D} \quad S= 1,8 \quad T_B= 0,1 \quad T_C= 0,3 \quad T_D=2,0 \quad a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S=3,83$$

Os valores anteriores demonstram que para o solo *tipo D* as acelerações espectrais do sismo tipo 1 são superiores às do sismo tipo 2 em toda a gama de períodos, pelo que à superfície apenas se considera a acção sísmica tipo 1. Mostra-se na Figura 23 o espectro de resposta correspondente.

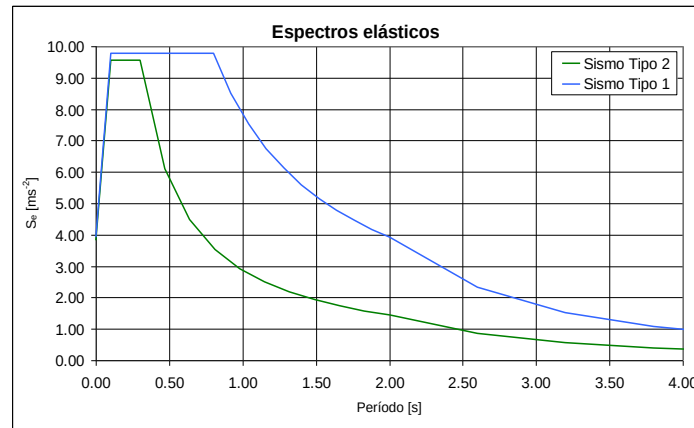


Figura 23 - Espectro de resposta elástico à superfície (Adaptado de [7])

7.2.2 – Resultado da Análise Não-Linear por Espectros de Resposta

Neste subcapítulo serão apresentados os resultados obtidos recorrendo à análise dinâmica não-linear para determinar os efeitos da acção sísmica.

Tabela 18 - Valores para determinação da acção sísmica

	K (KN/m)	M (Ton)	w_n (Rad/s)	w (Rad/s)	ξ (%)	R_d	Ø (Rad)
Análise Longitudinal	405777,78	19828,26	4,524	6,1	5	1,206	-0,166+π

Em que,

$$K = 6 \times 2 \times \frac{3EI}{h^3} \quad \text{e} \quad M = PP_{\text{tabuleiro}} + \frac{1}{2} PP_{\text{pilares}} + RCP + SC_{\text{uniforme}}$$

7.2.2.1– Deslocamento Longitudinal do Tabuleiro

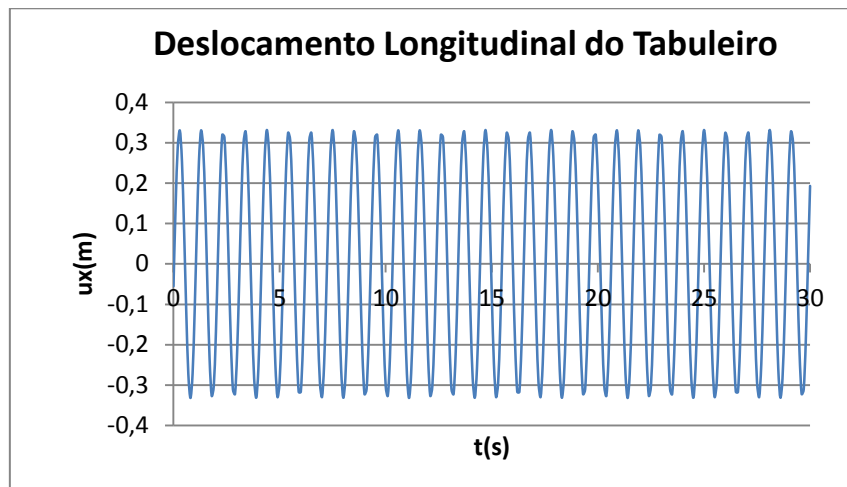


Figura 24 - Deslocamento longitudinal do tabuleiro

O deslocamento longitudinal máximo do tabuleiro obtido da análise não linear longitudinal é de 0,33 m.

Para estimar os deslocamentos devidos ao sismo há que somar ao deslocamento devido às forças de inércia o deslocamento devido à assincronia do movimento sísmico, que se calcula de acordo com o art. 3.3 do EC8, Parte 2, que também estabelece o limite de comprimento das pontes L_{lim} a partir do qual este efeito deve ser considerado explicitamente:

$$\text{Solo tipo D} \Rightarrow L_g = 300\text{m} \Rightarrow L_{lim} = L_g / 1,5 = 200\text{m}$$

Deslocamento relativo entre apoios afastados de $L_g = 300\text{m}$ ou mais:

$$d_{ri} = d_g \sqrt{2}$$

em que d_g é o deslocamento máximo do solo, que se calcula de acordo com o art. 3.2.2.4 do EC8, Parte 1 da seguinte forma:

$$d_g = 0,025 a_g S T_C T_D = 0,025 \times 3,92 \times 0,8 \times 2 = 0,157\text{m}$$

$$d_{ri} = 0,157 \times \sqrt{2} = 0,22\text{m}$$

Este deslocamento relativo entre as fundações do conjunto dos pilares ligados ao tabuleiro na direcção longitudinal origina um movimento de cerca de $0,22 \times \frac{181}{300} \times \frac{1}{2} = 0,07\text{m}$ (em que 181m é a distância máxima entre os pilares ligados ao tabuleiro na direcção longitudinal, P2 e P7) para cada lado do centro do conjunto, de forma a anular a resultante das forças horizontais sobre o tabuleiro. Como não há correlação temporal entre a assincronia do movimento sísmico e o deslocamento horizontal global na base da estrutura, os máximos de ambos podem considerar-se independentes no tempo. Assim o máximo efeito devido às duas causas pode obter-se pela soma vectorial dos máximos devidos a cada uma, ou seja, $\sqrt{0,33^2 + 0,07^2} = 0,34\text{m}$. O deslocamento longitudinal máximo dos pilares ligados ao tabuleiro para a combinação sísmica resulta da soma deste valor com o deslocamento devido à retracção, fluência e variação uniforme de temperatura, que é aproximadamente de 0,05 m. Assim o deslocamento total máximo é de $0,34+0,05=0,39\text{m}$.

7.2.2.2– Esforços nos Pilares

Nesta secção apresentar-se-ão os esforços nos pilares decorrentes do efeito da acção sísmica.

$$V = K_{\text{pilar}} \times d_{\text{Tabuleiro}} = 33814,815 \times 0,39 = 13187,78\text{KN}$$

$$M = V \times h = 13187,78 \times 9 = 118690,00\text{KN} / \text{m}$$

7.3 – Modelo sem Sistema de Isolamento Sísmico vs Modelo com Dissipador

No modelo com dissipador o tabuleiro encontra-se ligado aos encontros através de quatro dissipadores viscosos segundo a direcção longitudinal. Os pilares (P2 a P7) encontram-se fixos ao tabuleiro.

7.3.1 - Deslocamentos

A redução dos deslocamentos da estrutura realizada pelos dissipadores viscosos permite uma diminuição de esforços de cerca de 41,03% no caso dos esforços na base.

Tabela 19 - Deslocamentos do tabuleiro

	d (m)
Modelo sem Isolamento Sísmico	0,39
Modelo com Dissipador	0,23 ²

7.3.2 - Esforços

A dissipação de energia da estrutura é evidente quando se compara os resultados dos modelos analisados. Esta redução foi de 41,03%, valor semelhante ao registado para a diferença de deslocamentos para a mesma situação.

Tabela 20 - Esforços na base dos pilares

	V (KN)	M (KN/m)
Modelo sem Isolamento Sísmico	13187,78	118690,00
Modelo com Dissipador	7777,74	69999,66

7.3.3 - Conclusão

A estrutura admitida apresenta uma frequência da ordem dos 0,78Hz, o que significa que se trata de uma estrutura flexível. Neste tipo de estruturas, ficou comprovado que a utilização de dissipadores viscosos garante um eficaz controlo de deformações.

² Adaptado de [7]

8 - Conclusão

A realização deste estágio foi um passo bastante marcante no âmbito de iniciação de uma carreira profissional. Por ser a transição entre o mundo académico e o mundo empresarial permitiu a solidificação de conhecimentos adquiridos ao longo do percurso escolar bem como a aquisição de novos.

A interacção com equipas especializadas em diversas áreas é bastante enriquecedora permitindo que, sempre que surjam qualquer tipo de dúvidas seja possível elucidá-las com clareza.

O facto de pertencer ao perfil de Estruturas e do processo de estágio se ter desenvolvido em obra, do qual resulta uma situação um pouco contraditória, provocou inicialmente uma certa dificuldade na selecção do conteúdo a tratar em termos de relatório. Por conseguinte, concluiu-se que seria interessante conjugar no mesmo trabalho estas duas áreas: “Construção” e “Dimensionamento”.

A componente “Construção” foi tratada em termos de explicação dos métodos construtivos de cada tipo de elemento estrutural. Nesta perspectiva, foram desenvolvidos os Capítulos 3 e 4.

No Capítulo 5, foi reforçada a ideia, de que as áreas “Construção” e “Dimensionamento” são, na esmagadora maioria dos casos, interdependentes complementando-se mutuamente. Como tal, vejamos o exemplo dos “rebaixos” deixados nas pré-lajes para acomodar as ancoragens, em que o dimensionamento teve de ser alterado após erro de construção.

De modo a explorar a vertente “Dimensionamento” optou-se por analisar e estudar a Memória Descritiva e os Cálculos Justificativos do Viaduto de Coima 2. Desta observação resultaram os Capítulos 6 e 7, os quais transmitem todas as questões próprias dos processos de dimensionamento dos elementos estruturais.

Em suma, subjectivamente atingiu-se um alargamento dos horizontes pessoais bastante significativo do qual resultou o devido cumprimento dos objectivos propostos.

9 – Bibliografia

- [1] - Elementos da Disciplina “Betão Estrutural I” – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL). Ano Lectivo 2002/03.
- [2] - Elementos da Disciplina “Betão Estrutural III” – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL). Ano Lectivo 2007/08.
- [3] - Elementos da Disciplina “Pontes e Viadutos” – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL). Ano Lectivo 2009/10.
- [4] - Elementos da Disciplina “Estruturas de Suporte e Fundações” – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL). Ano Lectivo 2009/10.
- [5] – Viaduto de Coima 2 – Projecto de Execução - Memória Descritiva “SUBCONCESSÃO DO BAIXO TEJO, IC32 – PALHAIS – COIMA, TRECHO 4 – LARANJEIRAS – COIMA”.
- [6] – Viaduto de Coima 2 – Projecto de Execução – Cálculos Justificativos “SUBCONCESSÃO DO BAIXO TEJO, IC32 – PALHAIS – COIMA, TRECHO 4 – LARANJEIRAS – COIMA”.
- [7] – Viaduto de Coima 2 – Projecto de Execução – Estudo Sísmico “SUBCONCESSÃO DO BAIXO TEJO, IC32 – PALHAIS – COIMA, TRECHO 4 – LARANJEIRAS – COIMA”.
- [8] – Viaduto de Coima 2 – Peças Desenhadas – “SUBCONCESSÃO DO BAIXO TEJO, IC32 – PALHAIS – COIMA, TRECHO 4 – LARANJEIRAS – COIMA”.
- [9] – Viaduto de Coima 2 – Projecto de Execução (Pré-Esforço) – “SUBCONCESSÃO DO BAIXO TEJO, IC32 – PALHAIS – COIMA, TRECHO 4 – LARANJEIRAS – COIMA”.

[10] – Viaduto de Coina 2 – Projecto de Execução (Cimbre) – “SUBCONCESSÃO DO BAIXO TEJO, IC32 – PALHAIS – COINA, TRECHO 4 – LARANJEIRAS – COINA”.

[11] – Pontão sobre o Rio de Coina – Projecto de Execução - Memória Descritiva “SUBCONCESSÃO DO BAIXO TEJO, IC32 – PALHAIS – COINA, TRECHO 4 – LARANJEIRAS – COINA”.

[12] – Pontão sobre o Rio de Coina – Projecto de Execução – Cálculos Justificativos “SUBCONCESSÃO DO BAIXO TEJO, IC32 – PALHAIS – COINA, TRECHO 4 – LARANJEIRAS – COINA”.

[13] – Pontão sobre o Rio de Coina – Peças Desenhadas – “SUBCONCESSÃO DO BAIXO TEJO, IC32 – PALHAIS – COINA, TRECHO 4 – LARANJEIRAS – COINA”.

[14] – Pontão sobre o Rio de Coina – Projecto de Execução (Pré-Esforço) – “SUBCONCESSÃO DO BAIXO TEJO, IC32 – PALHAIS – COINA, TRECHO 4 – LARANJEIRAS – COINA”.

[15] – Pontão sobre o Rio de Coina – Peças Desenhadas ATO – “SUBCONCESSÃO DO BAIXO TEJO, IC32 – PALHAIS – COINA, TRECHO 4 – LARANJEIRAS – COINA”.

[16] - Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (EC2) – NP EN 1992-1-1. Abril 2004.

[17] - Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 2: Regras gerais e regras para edifícios (EC2) – NP EN 1992-1-1. Abril 2004.

[18] - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP). Porto: Porto Editora, Agosto 2005.

[19] - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). Porto: Porto Editora, Agosto 2005.

ANEXOS
