



M 2014

MODELAÇÃO DE FASEAMENTO CONSTRUTIVO DA NOVA PONTE SOBRE O RIO LIMA E COMPARAÇÃO DO CONTROLO DE GEOMETRIA TEÓRICO COM O REAL

LUIS ALFREDO GUICHARD CASTRO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM

MIEC – MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL

MODELAÇÃO DE FASEAMENTO CONSTRUTIVO DA NOVA PONTE SOBRE O RIO LIMA E COMPARAÇÃO DO CONTROLO DE GEOMETRIA TEÓRICO COM O REAL

LUIS ALFREDO GUICHARD CASTRO

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

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de Barros

Coorientador: Renato Rui da Silva Oliveira Bastos

JULHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meu Pai, à minha Mãe com saudade, Esposa e Filha

Devemos julgar um homem mais pelas suas perguntas que pelas respostas

Victor Hugo

AGRADECIMENTOS

Gostaria de mostrar o meu reconhecimento a todas os colegas e amigos que direta ou indiretamente colaboraram no desenvolvimento deste trabalho, nomeadamente:

Ao Engenheiro Jaime Branco, da Novopca Construtores Associados SA, pela sua inesgotável disponibilidade, amizade e gosto em partilhar o seu extenso conhecimento permitindo o enriquecimento da dissertação.

Ao Engenheiro António Silva, da Novopca Construtores Associados SA, pela disponibilidade na partilha de toda a informação sobre a obra de Arte, assim como do seu conhecimento prático que permitiu uma melhor análise e interpretação dos dados.

Ao Professor Doutor Rui Carneiro de Barros, orientador científico desta dissertação, pela sua disponibilidade, críticas e sugestões para além da ajuda na procura de bibliografia especializada.

Aos Engenheiros projetistas da LCW Consult, pelo acesso a todos os dados importantes para esta dissertação, em particular ao Engenheiro Victor Barata, para além de toda a amizade demonstrada ao longo dos anos.

RESUMO

A presente dissertação incide na análise estrutural do faseamento construtivo da Nova Ponte sobre o Rio Lima na vertente do plano de controlo de geometria. Trata-se de uma estrutura em betão armado pré-esforçado, executada por avanços sucessivos em equilíbrio de consolas a partir dos pilares, com um comprimento total de 420m, com um vão central de 130.00m.

O objectivo da tese é a validação e interpretação dos desvios entre as contraflechas integrantes do plano controlo de geometria e os dados reais obtidos topograficamente. Como referido pretende-se comparar com os dados topográficos reais, a previsão do comportamento estrutural do viaduto ao longo da construção, realizada através da modelação computacional com base em premissas teóricas e resultados laboratoriais dos parâmetros reológicos do betão.

Inicia-se o estudo com a apresentação do enquadramento histórico das obras de arte executadas por avanços sucessivos em equilíbrio de consolas descrevendo-se de seguida a abordagem regulamentar sobre os parâmetros reológicos do betão como a retração, fluência e maturação assim como da relaxação do aço de pré-esforço. O estudo foi realizado com recurso ao software de cálculo RM bridge onde foi criado um modelo numérico de elementos finitos de barra, procurando traduzir com o maior rigor possível a geometria, materiais e faseamento construtivo. Em particular, foram modelados os fechos com os perfis de rigidez e os aparelhos de apoio provisórios necessários pelo facto da estrutura ter fases de hipostaticidade. Em termos de acções consideradas destacam-se o peso próprio da estrutura, o peso próprio dos equipamentos de apoio à betonagem e sua movimentação (carros de avanço), acção do pré-esforço e acção dos efeitos diferidos do betão e do aço. Estes últimos foram refinados com base nos resultados laboratoriais realizando-se o ajuste das curvas teóricas.

O controlo de geometria pretende fornecer à produção em obra as coordenadas de execução das diversas partes constituintes da empreitada como por exemplo, em que posições topográficas devem ser executados os pilares, as aduelas ou os fechos. Como referido do modelo de cálculo retiram-se esforços e deslocamentos para cada fase da construção, apresentando-se sob a forma de gráficos e tabelas. São apresentados, igualmente, gráficos de tensões nas fibras superior e inferior das aduelas, para as combinações de serviço assim como modos de vibração para algumas fases da construção.

No final é realizada a interpretação das diferenças entre os valores previstos e os dados reais para cada caso, explicando-se as mesmas através de efeitos como o da temperatura ambiente, erros de cofragem, levantamento topográfico e a eventual discrepância entre o comportamento diferido do betão em laboratório e em obra.

Conclui-se o estudo expondo-se a importância do plano de controlo de geometria numa ponte por avanços sucessivos em equilíbrio de consolas assim como da aferição correcta dos parâmetros reológicos do betão. Refere-se, igualmente, os factores que podem condicionar a implementação correcta das contraflechas e a sua interpretação. Finalmente, sugerem-se algumas perspectivas de desenvolvimentos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: Faseamento Construtivo, Equilíbrio de consolas, Efeitos Diferidos, Modelação Numérica, Controlo de Geometria

ABSTRACT

This dissertation focuses on the structural analysis of the construction phasing of the “Nova Ponte sobre o Rio Lima”, addressing the geometry control project. It is a prestressed reinforced concrete structure, performed by successive advances in balanced-cantilever method, with a total length of 420m and a central span of 130.00m.

The aim of the dissertation is the validation and interpretation of deviations between the counter deformations presented on the geometry control project and the real data topographically provided. As mentioned it is intended to compare the actual topographical data, with the prediction of structural behaviour of the viaduct along the construction, performed by computer modelling based on theoretical assumptions and laboratory results of rheological parameters of concrete.

The study begins with the presentation of the historical background of the art works executed by successive advances in balanced-cantilever method then the regulations approach on the rheological parameters of concrete as shrinkage, creep and maturation as well as the relaxation of prestressing steel is described. The study was conducted using the RM Bridge calculation software where a numerical bar finite element model was created, attempting to reflect the geometry, materials and constructive phasing more accurately as possible. In particular, the closure concrete elements with the temporary metallic profiles and also the temporary support devices because of the hipostaticity structure phases were modeled. In terms of actions considered stands out the weight of the structure itself, the self-weight of the metallic equipment and its movement, the prestressing action and the action of time dependent properties of the concrete and prestressing steel. These last have been refined based on the laboratory results by performing the adjustment of the theoretical curves.

The geometry control is intended to provide the production work with the coordinates of the different parts of the construction such as topographical positions in which the piers, the staves or the closure elements are to be executed. As mentioned the calculation model provides efforts and displacements for each phase of the construction, which are presented in the form of graphs and tables. There are also graphs of stresses on the upper and lower fibres of the staves for serviceability combinations, as well as vibration modes for some phases of construction.

At the end it is made the interpretation of the differences between the predicted values and the real data for each case, explaining it through effects such as ambient temperature, formwork errors, topographical surveying and any discrepancy between the behaviour of time dependent properties of the concrete and on laboratory.

The dissertation is concluded exposing the importance of the geometry control project on a bridge performed by successive advances in balanced-cantilever method as well as the correct measurement of the rheological parameters of concrete. There are also to be referred the factors that may determine the correct implementation of counter deformations and its interpretation. Finally, some prospects are suggested for future developments.

KEYWORDS: Constructive Phasing, balanced-cantilever method, time dependent properties, Numerical Modelling, Geometry Control

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO.....	iii
ABSTRACT.....	v

1 INTRODUÇÃO 1

1.1. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2

2 ESTADO DA ARTE.....5

2.1. INTRODUÇÃO.....	5
2.2. DADOS HISTÓRICOS	5
2.3. A PONTE DE S.JOÃO.....	6
2.4. CONFIGURAÇÃO DE PONTES EM CAIXÃO	7
2.4.1. GEOMETRIA	7
2.4.2. FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO	14
2.5. DEFORMAÇÃO ELÁSTICA, RETRAÇÃO E FLUÊNCIA	20
2.5.1. INTRODUÇÃO	20
2.5.2. ENDURECIMENTO	20
2.5.3. FLUÊNCIA DO BETÃO	21
2.5.4. RETRAÇÃO	24
2.5.5. PERDAS DIFERIDAS DE PRÉ-ESFORÇO.....	26

3 NOVA PONTE SOBRE O RIO LIMA E CONTROLO DE GEOMETRIA.....29

3.1. INTRODUÇÃO.....	29
3.2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	29
3.3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	34
3.3.1. FUNDAÇÕES, PILARES E ENCONTROS.....	34
3.3.2. ADUELA 0	35
3.3.3. SISTEMA DE EQUILÍBRIO	35
3.3.4. MONTAGEM DO CARRO DE AVANÇOS E EXECUÇÃO DAS ADUELAS	36

3.3.5. EXECUÇÃO DOS TRAMOS AO SOLO E FECHOS	36
3.3.6. CONSOLAS PILARES P2 E P3	37
3.3.7. EXECUÇÃO DOS ACABAMENTOS	37
3.4. CONTROLO DE GEOMETRIA	38
3.4.1. DEFINIÇÃO	38
3.4.2. METODOLOGIA DE ANÁLISE ESTRUTURAL	38
3.4.3. METODOLOGIA DE CONTROLO DE GEOMETRIA.....	38
3.4.4. PROCEDIMENTOS DE CONTROLO EM OBRA	39
3.4.5. CÁLCULO E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	40
 4 MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	 43
4.1. INTRODUÇÃO.....	43
4.2. SOFTWARE DE CÁLCULO.....	44
4.3. MODELO DE CÁLCULO	46
4.4. AÇÕES.....	48
4.5. FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	52
4.6. AJUSTE DA LEI DE MATURAÇÃO, FLUÊNCIA E RETRAÇÃO.....	55
4.6.1. LEI DE MATURAÇÃO	55
4.6.2. LEI DE RETRAÇÃO	57
4.6.3. LEI DE FLUÊNCIA	58
4.6.4. LEI DE RELAXAÇÃO DO AÇO	60
 5 RESULTADOS E COMPARAÇÃO COM OS DADOS REAIS	 61
5.1. INTRODUÇÃO.....	61
5.2. RESULTADOS	62
5.2.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS ACUMULADOS POR FASE	62
5.2.2. DESLOCAMENTOS DEVIDO À AÇÃO DA TEMPERATURA	71
5.2.3. DESLOCAMENTOS DEVIDO À SOBRECARGA CONSTRUTIVA	73
5.2.4. MODOS DE VIBRAÇÃO NATURAIS DA ESTRUTURA	73
5.2.5. TENSÕES AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO	76
5.3. COMPARAÇÃO ENTRE PREVISTO E O EXECUTADO	77
5.3.1. FASES DE BETONAGEM	77
5.3.2. APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	81

5.4. INTERPRETAÇÃO DOS DESVIOS OBSERVADOS	81
5.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	81
5.4.2. PILARES P1 E P4	82
5.4.3. PILARES P2 E P3	82
5.4.4. ESTUDOS COMPLEMENTARES	83
 6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	87
6.1. CONCLUSÕES.....	87
6.2. AÇÕES FUTURAS	88
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Construção da Ponte S.João (adaptado Blog Eu-Calipto)	7
Fig. 2 – Vista geral de uma ponte de secção variável	8
Fig. 3 – Construção das Aduelas 2 (A.J.Reis, 2001)	8
Fig. 4 – Pré-esforço Superior (A.J.Reis, 2001)	9
Fig. 5 – Secção transversal em caixão	10
Fig. 6 – Medidas da secção transversal em caixão (A.J.Reis, 2001)	11
Fig. 7 – Posicionamento das cabeças de ancoragem superiores	13
Fig. 8 – “Bossage” Inferior	13
Fig. 9 – Pré-esforço transversal	14
Fig. 10 – Modelos estruturais (J. Schlaich, 1982)	15
Fig. 11 – Ação accidental (A.J.Reis, 2001)	16
Fig. 12 – Sistema de equilíbrio (a) interno e b) externo (A.J.Reis, 2001)	16
Fig. 13 – Vista do Carro de Avanços	18
Fig. 14 – Perfis de Rigidez no fecho central	19
Fig. 15 – Perfis de rigidez no fecho lateral	19
Fig. 16 – Ancoragem transversal do carro de avanços	20
Fig. 17 – Mapa com localização	29
Fig. 18 – Geometria longitudinal da ponte	31
Fig. 19 – Pré-esforço do vão central, alçado	32
Fig. 20 - Pré-esforço do vão central, planta	32
Fig. 21 – Secção Transversal Pilar P2 e P3	33
Fig. 22 – Secção Transversal meio vão	33
Fig. 23 – Execução das fundações e arranques dos pilares	34
Fig. 24 – Execução dos encontros	34
Fig. 25 – Execução das aduelas o do P1 e P4	35
Fig. 26 – Aparelhos de Apoio provisórios	35
Fig. 27 – Montagem do carro de avanços no pilar P1 e P4	36
Fig. 28 – Execução do cimbres ao solo	36
Fig. 29 – Execução dos tramos ao solo	36
Fig. 30 – Execução das consolas dos pilares P2 e P3	37
Fig. 31 – Execução dos fechos dos vãos intermédios	37
Fig. 32 – Execução do fecho central	37
Fig. 33 – Pontos de Controlo	39
Fig. 34 – Definição da seção no software GP	44
Fig. 35 – Modelo de Cálculo em elementos de barras	45
Fig. 36 – Modelo de Cálculo em elementos de barras com extrusão	45
Fig. 37 – Modelo de elementos finitos	46
Fig. 38 – Sistema de Equilíbrio	47
Fig. 39 – Ligação Pilares-Tabuleiro	47
Fig. 40 – Perfis de Rigidez, Vista lateral e frontal	48
Fig. 40 – Modelação dos Perfis de Rigidez	48

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Esbeltezas para vigas de Altura constante (A.J.Reis, 2001)	11
Tabela 2 – Esbelteza para vigas em caixão de altura variável (A.J.Reis, 2001)	11
Tabela 3 – Definições geométricas de secções em caixão (A.J.Reis, 2001)	12
Tabela 4 – Resumo das ações aplicadas	49
Tabela 5 – Módulos de Elasticidade	56
Tabela 6 – Tabela resumo de Deslocamentos.....	71

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Curvas comparativas da lei de Maturação	57
Gráfico 2 - Curvas comparativas da lei de Retração	58
Gráfico 3 - Curvas comparativas da lei de Fluência	59
Gráfico 4 - Curvas comparativas da lei de Relaxação	60
Gráfico 5 – Faseamento da aduela 4 do Pilar P4	62
Gráfico 6 – Fase 1, Pilar P4-Aduela 0	63
Gráfico 7 – Fase 2, Pilar P4-Aduela 1	63
Gráfico 8 – Fase 3, Pilar P4-Aduela 2	63
Gráfico 9 – Fase 4, Pilar P4-Aduela 3	63
Gráfico 10 – Fase 5, Pilar P1-Aduela 0 e Pilar P4-Aduela 4	64
Gráfico 11 – Fase 6, Pilar P4-Aduela 5	64
Gráfico 12 – Fase 7, Fecho P4-E2	64
Gráfico 13 – Fase 8, Pilar P1-Aduela 1	64
Gráfico 14 – Fase 9, Pilar P1-Aduela 2	65
Gráfico 15 – Fase 10, Pilar P1-Aduela 3	65
Gráfico 16 – Fase 11, Pilar P1-Aduela 4	65
Gráfico 17 – Fase 12, Pilar P1-Aduela 5	65
Gráfico 18 – Fase 13, Fecho E1-P1	66
Gráfico 19 – Fase 14, Pilar P3-Aduela 0	66
Gráfico 20 – Fase 15, Pilar P2-Aduela 0 e Pilar P3-Aduela 1	66
Gráfico 21 – Fase 16, Pilar P2-Aduela 1 e Pilar P3-Aduela 2	66
Gráfico 22 – Fase 17, Pilar P2-Aduela 2 e Pilar P3-Aduela 3	67
Gráfico 23 – Fase 18, Pilar P2-Aduela 3 e Pilar P3-Aduela 4	67
Gráfico 24 – Fase 19, Pilar P2-Aduela 4 e Pilar P3-Aduela 5	67
Gráfico 25 – Fase 20, Pilar P2-Aduela 5 e Pilar P3-Aduela 6	67
Gráfico 26 – Fase 21, Pilar P2-Aduela 6 e Pilar P3-Aduela 7	68
Gráfico 27 – Fase 22, Pilar P2-Aduela 7 e Pilar P3-Aduela 8	68
Gráfico 28 – Fase 23, Pilar P2-Aduela 8 e Pilar P3-Aduela 9	68
Gráfico 29 – Fase 24, Pilar P2-Aduela 9 e Pilar P3-Aduela 10	68
Gráfico 30 – Fase 25, Pilar P2-Aduela 10 e Pilar P3-Aduela 11	69
Gráfico 31 – Fase 26, Pilar P2-Aduela 11 e Pilar P3-Aduela 12	69
Gráfico 32 – Fase 27, Pilar P2-Aduela 12 e Pilar P3-Aduela 13	69
Gráfico 33 – Fase 28, Fecho P3-P4	69
Gráfico 34 – Fase 29, Pilar P2-Aduela 13	70
Gráfico 35 – Fase 30, Fecho P1-P2	70
Gráfico 36 – Fase 31, Fecho P2-P3	70
Gráfico 37 – Fase 32, Aplicação das RAPs	70
Gráfico 38 – Fase 33, Aos 50 anos	71
Gráfico 39 – Contraflechas de Execução	71
Gráfico 40 – 1º Modo de vibração Pilar P1 (Freq - 0.880Hz)	74
Gráfico 41 – 2º Modo de vibração Pilar P1 - (Freq - 1.222Hz)	74
Gráfico 42 – 1º Modo de vibração Pilar P2 - (Freq - 0.356Hz)	74
Gráfico 43 – 2º Modo de vibração Pilar P2 - (Freq - 0.367Hz)	75
Gráfico 44 – 3º Modo de vibração Pilar P2 - (Freq - 0.684Hz)	75
Gráfico 45 – 1º Modo de vibração Pilar P3 em continuidade com P4 e tramo ao solo - (Freq - 0.593Hz)	75

Gráfico 46 – Tensões na fibra inferior após 25 anos.....	76
Gráfico 47 – Tensões na fibra superior após 25 anos.....	76
Gráfico 48 – Tensões na fibra inferior para combinações de serviço	76
Gráfico 49 - Tensões na fibra superior para combinações de serviço	77
Gráfico 50 – P1, P2, P3 e P4 - Aduela 1.....	77
Gráfico 51 – P1, P2, P3 e P4 - Aduela 2.....	78
Gráfico 52 – P1, P2, P3 e P4 - Aduela 3.....	78
Gráfico 53 – P1, P2, P3 e P4 - Aduela 4.....	78
Gráfico 54 – P1, P2, P3 e P4 - Aduela 5.....	78
Gráfico 55 – P3 e P4 - Aduela 6.....	79
Gráfico 56 – P3 e P4 - Aduela 7	79
Gráfico 57 – P3 e P4 - Aduela 8.....	79
Gráfico 58 – P3 e P4 - Aduela 9	79
Gráfico 59 – P3 e P4 - Aduela 10.....	80
Gráfico 60 – P3 e P4 - Aduela 11.....	80
Gráfico 61 –P3 e P4 - Aduela 12.....	80
Gráfico 62 – P3 e P4 - Aduela 13.....	80
Gráfico 63 – Deslocamentos devidos ao pré-esforço.....	81
Gráfico 64 – P1, P2, P3 e P4 - Aduela 5.....	82
Gráfico 65 – P2 - Aduela 10.....	83
Gráfico 66 – P2 - Aduela 11.....	83
Gráfico 67 – Deslocamentos do tabuleiro com 10 aduelas para vários Δt	84
Gráfico 68 – Deslocamentos do tabuleiro com 11 aduelas para vários Δt	84
Gráfico 69 – Deslocamentos do tabuleiro com 12 aduelas para vários Δt	84
Gráfico 70 – Deslocamentos do tabuleiro com 13 aduelas para vários Δt	85

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras minúsculas latinas

h_0 – Espessura equivalente da secção em milímetros;

f_{cm} – Tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade em MPa;

$f_{cm}(t)$ – Tensão média de rotura do betão à compressão à idade t dias;

f_{ctm} – Tensão média de rotura do betão à tração aos 28 dias de idade;

$f_{ctm}(t)$ – Tensão média de rotura do betão à tração à idade t dias;

t_0 – Idade do betão, em dias, à data do carregamento;

t_b – Idade do betão, em dias, à data da betonagem;

t_s – Idade do betão em dias no início da retração por secagem (normalmente corresponde ao fim da cura);

t – Idade do betão na data considerada em dias;

k_1, k_2, k_3 – Parâmetros que dependem da classe do aço de pré-esforço;

Letras maiúsculas latinas

A_c – Área da secção transversal do elemento;

I_c – inércia da seção de betão;

A_p – área da seção do aço de pré-esforço

E_c – Módulo de elasticidade tangente na origem;

E_{cm} – Módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias de idade;

$E_{cm,t}$ – Módulo de Elasticidade médio do betão à idade t dias;

RH – Humidade relativa ambiente em %;

$T(\Delta t_i)$ – Temperatura em °C durante o intervalo de tempo Δt_i ;

Letras minúsculas gregas

α_0 – Expoente função do tipo de cimento utilizado no betão;

α_1, α_2 e α_3 – Parâmetros que têm em conta a influência da resistência do betão.

α_{csd1} e α_{csd2} – Parâmetros da retração que dependem do tipo de cimento;

$\beta_{c,t}$ – Coeficiente de endurecimento à data " t "

$\beta_{cc}(t)$ – Coeficiente que depende da idade t do betão;

β_{ccF} – Segundo fator de fluência;

β_{ccS} – Terceiro fator de fluência;

ϕ_{cc} – Quarto fator de fluência;

β_{ccT} – Quinto fator de fluência;

β_{csaT} – Fator da retração autogénea;

β_{csdH} – Primeiro fator da retração por secagem;

β_{csdF} – Segundo fator da retração por secagem;

β_{csdG} – Terceiro fator da retração por secagem;

$\epsilon_{csa,t}$ – Extensão de retração autogénea a uma data t ;

$\epsilon_{csd,t}$ – Extensão de retração por secagem a uma data t ;

$\epsilon_{cc,t}$ – Extensão do betão por fluência à data t ;

$\epsilon_{cs,t}$ – Extensão total de retração a uma data t ;

$\Delta\sigma_{p,c+r+s}$ – Variação de tensão total no aço de pré-esforço;

$\Delta\sigma_{pr}$ – Variação de tensão no aço de pré-esforço devido à relaxação;

ϕ_{cc,t,t_c} – Coeficiente à data " t " para a fluência provocada por uma carga à data t_c ;

ρ_{1000} – Parâmetro de relaxação do aço de pré-esforço;

Letras maiúsculas gregas

Δt_i – Número de dias em que se mantém a temperatura T .

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

No dia em que Ferdinand Verbiest construiu o primeiro veículo movido a vapor por volta de 1672, iniciou-se um processo de desenvolvimento industrial e social sem precedentes até então. O veículo móvel autopropulsado a vapor, capaz de transportar humanos, tornou-se rapidamente no meio de transporte mais utilizado e preferencial das pessoas. A explosão industrial foi de tal ordem que por todo o mundo começaram a surgir novas experiências a grande ritmo até que em 1885 Karl Benz construiu o seu primeiro automóvel de combustão interna a gasolina.

Por seu lado, as infra-estruturas rodoviárias foram acompanhando esta evolução tendo assumido um papel primordial no encurtamento das distâncias entre povos e nações. Permitiu o estreitar das relações comerciais e sociais pelo facto da relação tempo/distância percorrida ir diminuindo substancialmente à medida que as características das rodovias foram progressivamente melhorando e portanto o custo do transporte foi reduzindo. Este fenómeno foi alterando a forma de organização da sociedade apostando genericamente em trocas comerciais mais rápidas e com menores custos.

Neste contexto, as pontes vieram permitir a transposição de vales e linhas de água, de forma rápida e segura o que até então era realizado de forma pouco eficiente e morosa. Muitas delas tornaram-se uma referência internacional sendo uma demonstração daquilo que o Homem é capaz de fazer e um símbolo do progresso e do desenvolvimento. A tal ponto que em determinadas circunstâncias a opção de investimento numa determinada ponte tornou-se uma decisão governamental crítica, com períodos de retorno longos.

Tornou-se portanto vital o aprofundar dos conhecimentos das estruturas para obras de arte especiais ao nível de cálculo, materiais e soluções construtivas que permitissem transpôr obstáculos cada vez maiores e mais complexos. Variáveis como a análise estatística dos fenómenos ambientais, sismicidade, tempo de vida útil das estruturas, necessidade de manutenção, entre outras começaram a fazer parte do léxico diário dos engenheiros já que condicionavam todo o conceito do projeto.

Em particular, a partir da segunda guerra mundial com a utilização maciça do betão armado como material preferencial e do método de pré-esforço, surgiram as primeiras pontes realizadas pelo método dos avanços sucessivos, constituídas por aduelas de secção transversal em caixão. A execução deste tipo de estruturas surgiu numa fase em que o conhecimento de fenómenos diferidos do betão como retração e fluência estavam já numa fase avançada assim como o desenvolvimento de equipamentos de faseamento construtivo como os designados usualmente por “carros de avanço”.

Toda a concepção estrutural das pontes em betão armado de grande vão começou portanto a ter por base estas condicionantes tomando o faseamento construtivo o papel central em todo o dimensionamento. Assim, para além do dimensionamento estrutural que dá origem ao projeto de

execução tornou-se necessário realizar uma previsão da deformação da estrutura ao longo das várias fases construtivas e a longo prazo. Com base nessa previsão é elaborado um documento com a indicação das contraflechas a introduzir na estrutura. A esse documento dá-se o nome de plano de Controlo de Geometria.

Enquadra-se, portanto, a presente dissertação na apresentação do cálculo do faseamento construtivo da Nova Ponte sobre o Rio Lima, na vertente do plano de controlo de geometria e comparação com os resultados reais com a consequente interpretação dos desvios observados.

O lanço do IC28 entre o IP1 (Ponte de Lima) e a EN101 (Ponte da Barca) tem um Nó distribuidor intermédio, junto à povoação de Jolda, denominado Nó de Jolda que visa assegurar a acessibilidade a esta povoação, à zona industrial de Padreiro e à área servida pela EN202, no concelho de Arcos de Valdevez. A fim de melhorar a acessibilidade à área do concelho de Ponte da Barca situada a Sul do Rio Lima, a ponte pretende dar ligação entre o Nó de Jolda do IC28 e a EN203, junto à povoação da Gandra.

A ponte permite o atravessamento do rio sem o estabelecimento de pilares no leito menor com a rasante situada a cerca de 35m de altura relativamente à linha de água. Trata-se de uma estrutura em betão armado pré-esforçado, executada por avanços sucessivos em equilíbrio de consolas a partir dos pilares, com um comprimento total de 420m, com um vão central de 130.00m.

Tal como referido anteriormente, no presente trabalho pretende-se descrever e modelar o faseamento construtivo da Nova Ponte sobre o Rio Lima, tendo como objetivo a determinação do plano de controlo de geometria. Realizar-se-á uma análise aos parâmetros comportamentais do betão, dado o seu papel de extrema importância em todo o processo, em particular comparando-se as curvas de maturação, retração e fluência regulamentares com as obtidas por ensaios reais realizados a um betão similar, dado que do real não foram feitos ensaios. Estes dados permitiram um ajuste do plano de controlo de geometria e uma tentativa de aproximação maior ao real comportamento da estrutura sendo que se apresenta no final uma análise comparativa entre os valores previstos e os reais em termos de deformações estruturais ao longo do seu faseamento construtivo.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação divide-se em 6 capítulos. Neste primeiro referido como “Introdução”, é descrito o enquadramento, objetivo e a estrutura organizativa do trabalho.

No segundo capítulo é apresentado o “Estado da Arte”, em particular debruça-se sobre alguns factos históricos e a evolução do conhecimento técnico ao nível das obras de arte especiais. Dá-se particular destaque à apresentação resumida de características geométricas, comportamento estrutural e equipamentos utilizados na construção de Pontes por equilíbrio de consolas. Apresenta-se também o enquadramento normativo e formulação aí presente dos efeitos diferidos do betão e do aço de pré-esforço.

No terceiro capítulo é apresentada a Nova Ponte sobre o Rio Lima ao nível das suas características geométricas e rodoviárias, o seu faseamento construtivo executado por avanços sucessivos por equilíbrio de consolas, assim como a definição e descrição do plano de controlo de geometria.

O quarto capítulo resume-se à descrição da modelação realizada ao nível da sua geometria, ações, detalhe do faseamento construtivo assim como o ajuste das curvas de maturação, retração e fluência.

O quinto capítulo, apresenta os resultados obtidos e faz-se, igualmente, a comparação entre os resultados obtidos e os reais com a devida interpretação dos desvios observados.

Finalmente no sexto capítulo são apresentadas as conclusões e possíveis ações a desenvolver no futuro.

2 ESTADO DA ARTE

2.1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento de uma ponte em betão armado pré-esforçado de grande vão executada pelo método de avanços sucessivos por equilíbrio de consolas, é um processo a esta data largamente dominado pela Engenharia mundial mas que se reveste de grande complexidade e exige especial cuidado ao longo das várias fases do processo. O entendimento do funcionamento estrutural para além do conhecimento de alguns aspetos específicos relacionados com a sua construção é nestes casos crítico para um bom desempenho da obra de arte durante a sua vida útil.

Assim, inicia-se este capítulo pela descrição da evolução histórica tanto do material base, o betão, como das pontes em si mesmas. Apresenta-se também, como exemplo, uma ponte executada por equilíbrio de consolas emblemática da cidade do Porto chamada de Ponte de S.João.

Seguidamente, abordam-se as características gerais das pontes em termos geométricos e de funcionamento estrutural. Retrata-se, igualmente, o tema relativo aos equipamentos de construção utilizados durante a execução da obra dado o seu papel preponderante ao longo de todo o faseamento construtivo.

Finalmente, faz-se uma descrição dos fatores comportamentais do betão segundo o Eurocódigo 2, em particular, da retração, fluência e deformação elástica e do aço de pré-esforço como a relaxação.

2.2. DADOS HISTÓRICOS

Até ao século XIX, os materiais mais importantes utilizados na construção de pontes eram a pedra e a madeira. As pontes eram constituídas por arcos, paredes de contenção e pilares com sistemas estruturais que se baseavam em esforços de compressão adequados para o uso da pedra.

O cimento pozolânico era usado pelos romanos como material ligante que endurecia com a adição de água. Este cimento quando unido a materiais inertes de granulometria média como a areia, permitia a obtenção das argamassas, e quando unido a brita grossa permitia a obtenção de betão. A argamassa era fundamental para ligar entre si os blocos de pedra e impedia a rotura dos blocos quando da actuação das cargas. Esta argamassa tinha uma resistência semelhante às dos materiais inertes a ligar por forma a evitar a existência de zonas frágeis. Este aspecto apenas era conseguido através da utilização do cimento pozolânico. (J.Manterola, 2000)

Ao longo de toda a idade média existiam argamassas mas com uma qualidade inferior à dos romanos. Apenas no século XVIII, John Smeaton, desenvolveu um novo cimento pozolânico e Joseph Aspdin em 1824 desenvolve um novo cimento artificial “Portland” que foi rapidamente utilizado como material base para a realização de muros e fundações.

Inicialmente, o betão surgiu como material ideal para substituir a pedra nas pontes de alvenaria. A sua melhor trabalhabilidade conferia-lhe características adequadas à construção de pontes. Construíram-se, inicialmente pontes de betão simples em arco triarticulado, em que o betão surgiu mais uma vez, como material substituto da pedra devido à sua similar resistência à compressão. (A.J.Reis, 2001)

A associação de barras de aço com o betão desenvolve-se simultaneamente em vários países. Telford utilizou estribos de aço na Ponte de Menai e inclusivamente a associação de barras e grampos de aço forjado já era bastante frequente ao longo do século XVIII para unir blocos. (A.J.Reis, 2001)

Joseph Monier patenta o sistema em França em 1877. François Hennebique em França e G.A Wayss na Alemanha fixam e estendem o betão armado por todo o mundo em finais do século XIX.

Ao mesmo tempo que se inicia o desenvolvimento da construção de pontes metálicas, a partir de 1900 as pontes de betão armado, e as pontes de betão pré-esforçado a partir de 1938 conheciam os seus primeiros avanços. Foi assim na segunda metade do século XIX, mais precisamente em 1875, que Monier construiu a primeira ponte de betão armado, uma ponte em arco. (A.J.Reis, 2001)

Inicialmente, por razões de fissuração e deformação, para vãos superiores a 20 ou 25m, utilizava-se a ponte em arco em detrimento da ponte recta. A Ponte de l'Île de Krk na Croácia constituída por 2 arcos um com 244m e outro de 390m, foi o recorde mundial de vãos das pontes de betão armado em arco durante mais de 16 anos, e possui a particularidade de ter sido construída utilizando a técnica de construção por avanços sucessivos em equilíbrio de consolas. (A.J.Reis, 2001)

A utilização do betão pré-esforçado para vencer grandes vãos, data de 1950 com a Ponte d'Esby sobre o Marne em França, cujo projeto se deve a Freyssinet com um vão de 74m. Mas é com a técnica da construção por consolas, já utilizada há alguns anos nas pontes metálicas que a construção de pontes de betão armado e pré-esforçado conhece um grande impulso. A Ponte sobre o rio Peixe (1931), no Brasil, com um vão de 68m e realizada em betão armado, foi a primeira ponte construída pela técnica referida. A mesma técnica é utilizada em 1958 por Finsterwalter para construir a ponte Benford – Brucke sobre o Reno, na Alemanha, com um vão de 208m. (A.J.Reis, 2001)

O record mundial de vãos é o da Ponte de Gateway, na Austrália, constituída por um caixão de altura variável (13m sobre os apoios) cujo vão central é de 260m. (A.J.Reis, 2001)

As pontes de betão armado pré-esforçado conheceram um grande desenvolvimento em Portugal, na pessoa de Edgar Cardoso, que foi um dos seus grandes impulsionadores.

2.3. A PONTE DE S.JOÃO

Edgar Cardoso, Engenheiro Civil, é a pessoa responsável pelo dimensionamento da Ponte de S.João, para circulação ferroviária, situada na cidade do Porto, cuja construção se inicia pela necessidade de substituir a velha Ponte Maria Pia de via simples, pois proporcionava uma travessia a uma velocidade reduzida.

Esta ponte foi realizada através do método construtivo de avanços sucessivos simétricos a partir de cada pilar com um vão central de 250m. Tem um vão central de 250m que detém ainda hoje o recorde mundial em pontes ferroviárias em pórtico construídas por avanços sucessivos em equilíbrio de consolas. O comprimento total da ponte incluindo viadutos de acesso é de 1020m. Os dois pilares principais têm uma forma do tipo hiperbolóide de revolução, parcialmente truncados por quatro superfícies regradadas. A estrutura é do tipo pórtico e o tabuleiro é constituído por uma viga caixão bicelular de betão armado pré-esforçado, de secção trapezoidal, de altura variável (14m sobre os pilares e 7m no vão central). Ao troço central foi introduzido pré-esforço externo aplicado no interior

das células dos caixões, com a finalidade de corrigir as deformações da própria ponte. (A. Vasconcelos, 2008)

Um dos aspetos mais interessantes da ponte foi o recurso a modelos experimentais, entre os quais se destaca a execução à escala natural de uma aduela de tabuleiro da ponte, no qual foram ensaiados e verificados os processos construtivos. É igualmente de relevar que a via-férrea assenta diretamente no betão, sem travessas nem balastro, de modo a aligeirar as cargas permanentes. (A. Vasconcelos, 2008)

Além do pré-esforço longitudinal, o tabuleiro é também pré-esforçado transversalmente nos banzos superior e inferior e ainda verticalmente nas paredes laterais e centrais do caixão. Este pré-esforço vertical parece ter sido introduzido depois de se ter complementado a aduela realizada experimentalmente. (M.Azeredo, 2002)

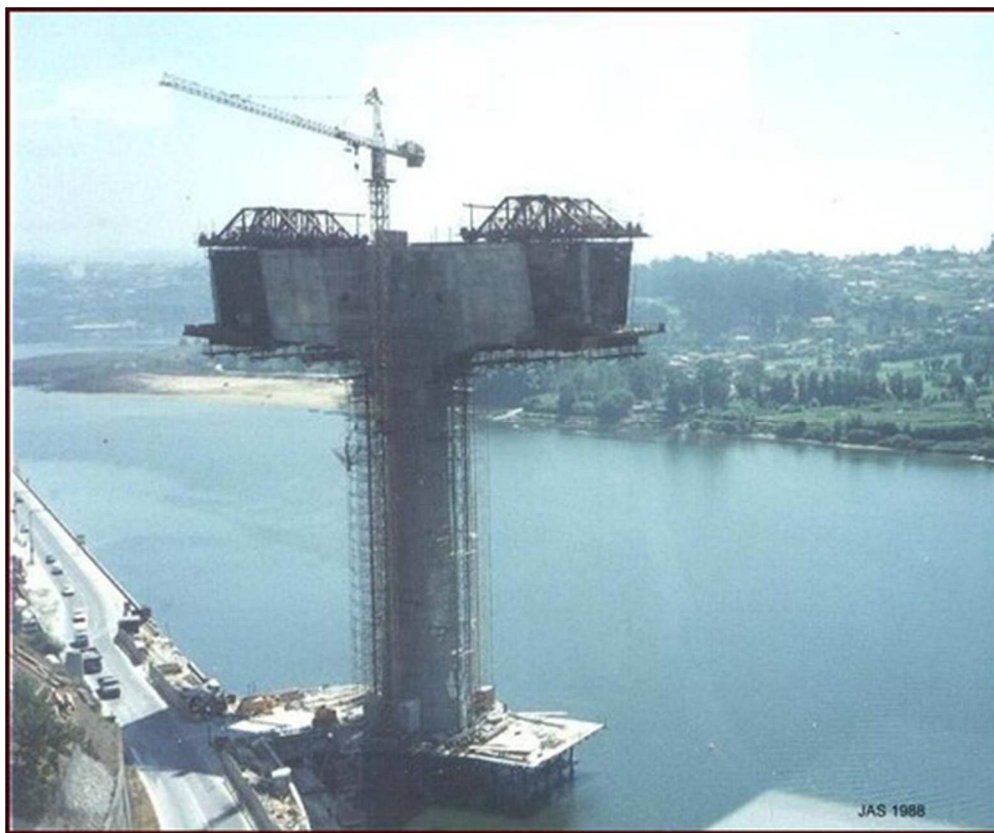


Fig. 1 – Construção da Ponte S.João (adaptado Blog Eu-Calipto)

2.4. CONFIGURAÇÃO DE PONTES EM CAIXÃO

2.4.1. GEOMETRIA

Em termos geométricos, as pontes de grande vão em betão armado pré-esforçado são analisadas através da sua:

- i. Configuração longitudinal;
- ii. Configuração transversal;

Por configuração longitudinal, referimo-nos à distribuição do comprimento total da ponte por vãos extremos, intermédios e centrais.



Fig. 2 – Vista geral de uma ponte de secção variável

As pontes por avanços sucessivos ou consolas sucessivas são utilizadas como solução estrutural fundamentalmente em casos de necessidade de atravessar relevos acidentados a grande altitude por volta dos 20m, onde o cimbra ao solo deixa de ser um método construtivo rentável, utilizando vãos da ordem dos 100m a 250m. Esta opção deve-se principalmente ao facto de não ser necessária a utilização de escoramentos temporários ao solo, que nos casos referidos poderia ser de difícil execução e bastante oneroso.

A ponte é construída por aduelas, tramos de secção do tabuleiro, em geral da ordem dos 3 a 6m, dispensando-se assim qualquer cimbra ou cavalete apoiado sobre o terreno ou cimbra autoportante. (A.J.Reis, 2001)

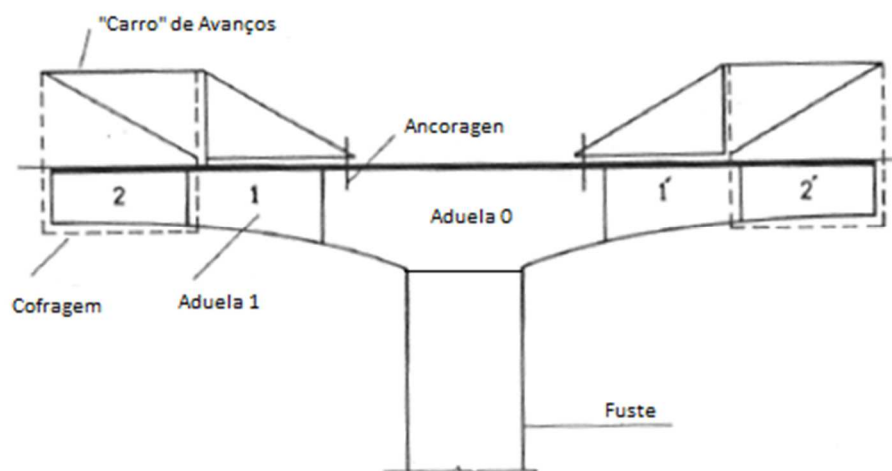


Fig. 3 – Construção das Aduelas 2 (A.J.Reis, 2001)

A técnica dos avanços sucessivos pode ser executada:

- i. Para um e outro lado de um pilar, simetricamente;
- ii. Assimetricamente a partir de um tramo já construído;
- iii. Assimetricamente a partir de um encontro;
- iv. Assimetricamente a partir de um pilar ou de um encontro mas recorrendo à técnica mista de avanços e cavalete apoiado sobre o terreno.

As aduelas vão sendo pré-esforçadas à medida que são construídas. A ligação entre consolas, vindas de pilares consecutivos, é feita por intermédio de uma “aduela de fecho” com comprimento da ordem dos 2m a 3m no caso de vãos correntes. O peso próprio de cada aduela e do equipamento necessário à

sua construção, é suportado pelos elementos da estrutura já betonados e pré-esforçados. (A.J.Reis, 2001)

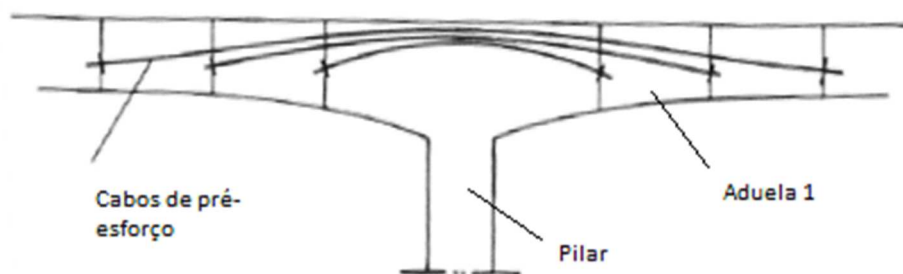


Fig. 4 – Pré-esforço Superior (A.J.Reis, 2001)

As consolas completas são ligadas a meio vão transformando-se num sistema contínuo. Podem ser unidas monoliticamente ou através de uma rótula. As rótulas a meio vão são normalmente mais económicas do que as monolíticas já que impedem a redistribuição dos momentos na viga da zona mais resistente, sobre os pilares, para a menos resistente a meio vão. No entanto as rótulas têm desvantagens ao nível das condições de serviço. Descontinuidades na faixa de rodagem a meio vão devido à retração e fluência não se conseguem evitar nestes casos. A utilização de juntas de dilatação a meio vão cria diversas dificuldades ao nível do detalhe da ligação assim como reduz o conforto e durabilidade. (C. Menn, 1990)

Nas estruturas contínuas correntes, os vãos extremos devem-se situar entre os 0.25 e 0.75 do vão intermédio, por forma a permitir uma distribuição adequada de momentos flectores. É usual admitir que a relação (altura de secção/Comprimento do vão) das pontes de altura variável pode oscilar entre os valores $h/l = 1/20$ nos apoios e $h/l = 1/50$ a meio vão. No entanto, estes valores poderão variar por diversas razões, sendo que a capacidade resistente da secção resulta sempre da relação entre a altura, a área da laje inferior e a resistência do betão. (J.Manterola, 2000)

Em geral, realizar pontes mais esbeltas que as determinadas por estas relações sai mais custoso devido em primeiro lugar ao incremento de pré-esforço exigido por uma menor altura e em segundo lugar pelo facto de não existir uma redução efetiva do peso próprio já que implica um incremento da espessura das lajes e almas da secção transversal. Por outro lado, utilizar tabuleiros visualmente mais pesados com esbeltezas próximas de $L/15$ poderá conduzir a pontes mais económicas. (J.Manterola, 2000)

Por configuração transversal referimo-nos à secção transversal da ponte. Para grandes vãos, pontes curvas, pontes de largura variável, ou quando se pretende uma superestrutura de altura mais reduzida por limitações de gabarito (viadutos urbanos), a solução em caixão é uma solução adequada.

A solução em caixão oferece em geral várias vantagens designadamente:

- Um banzo inferior sobre os apoios constituído por uma laje que consegue absorver mais facilmente as tensões de compressão;
- Uma maior resistência à torção tornando-a adequada às pontes em curva;
- Uma maior esbelteza (cerca de +20%) do que nas pontes de laje vigada;
- Maiores excentricidades dos cabos de pré-esforço nas secções com momentos negativos;

- Menores deformações por fluência, pois estão submetidas a menores tensões de compressão no betão;

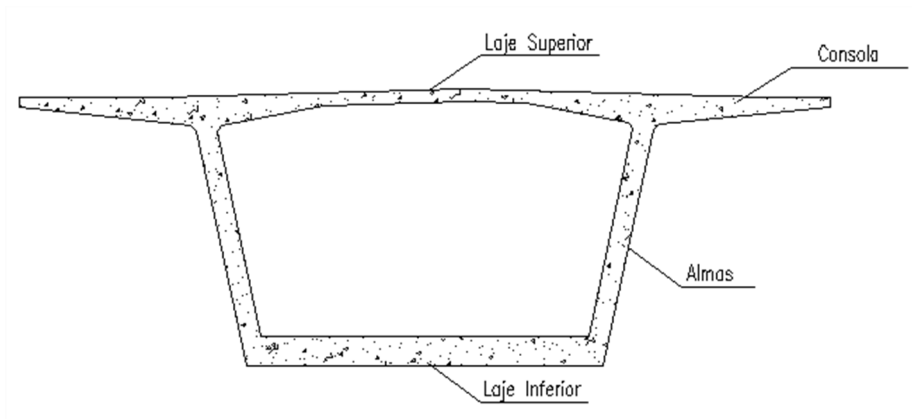


Fig. 5 – Secção transversal em caixão

Estas propriedades permitem retirar o máximo rendimento do material, obtendo-se tabuleiros muito ligeiros e resistentes constituindo assim a secção ideal para tabuleiros de grande vão.

Na realidade, este tipo de secção poder-se-ia utilizar para todo o tipo de vãos, no entanto as dificuldades de execução não compensam em alguns casos as vantagens em termos de rendimento que este tipo de secção representa. De facto, os tabuleiros vigados com aligeiramentos partilham de muitas das vantagens das secções em caixão, exceto no que se refere ao seu peso próprio. Os aligeiramentos das vigas convertem-se em caixões. Estes aligeiramentos não são mais que um ponto de equilíbrio entre a facilidade construtiva e o rendimento do material.

Nas pontes retas de altura variável a secção varia ao longo de todo o comprimento da ponte, crescendo desde o centro até aos apoios. A curva de variação são parábolas de 2°, 3° ou 4° graus sendo os de 2° os mais utilizadas permitindo uma variação bastante suave. As curvas de 3° e 4° implicam uma variação de secção muito brusca na zona dos apoios, que apesar de se ajustarem melhor aos esforços, oferecem uma imagem de ponte demasiado abrupta.

Poder-se-á dizer que um tabuleiro de secção constante apresenta um sobredimensionamento estrutural a meio vão. A variação de secção reduz o esforço de corte nas almas já que uma parte importante da carga é transmitida por compressão da zona inclinada da laje inferior. Desta forma, as almas da secção poderão ser mais esbeltas. (J.Manterola, 2000)

Como regra geral, deve-se minimizar a distribuição do betão na secção por forma a que em cada zona exista o estritamente necessário para suportar os esforços. Laje superior, inferior, almas e consolas devem conjugar as necessidades construtivas com as espessuras mínimas necessárias. De outra forma, o peso próprio da ponte que é a ação mais relevante, crescerá muito encarecendo a solução. (J.Manterola, 2000)

Há no entanto que ter em conta algumas das suas desvantagens relativamente às soluções em laje vigada, nomeadamente:

- Peso próprio mais elevado
- Execução mais complexa – cofragem, betonagem e armadura

Atualmente as secções em caixão unicelulares são quase sempre preferidas, por razões de simplicidade de execução em pontes largas. (A.J.Reis, 2001)

Apenas no caso de pontes largas e limitações de gabarito que obriguem a uma pequena altura de secção, se adotam caixões de mais de uma célula. Mesmo assim pode-se recorrer a dois caixões unicelulares paralelos. (A.J.Reis, 2001)

Relativamente, à esbelteza típica das pontes em caixão apresentam-se no quadro seguinte alguns valores indicativos para vigas de altura constante.

Esbelteza l/h para vigas de altura constante:

Tabela 1 – Esbeltezas para vigas de Altura constante (A.J.Reis, 2001)

	Betão Armado	Betão Pré-esforçado
Um vão	17	21
Vários vãos	18	25

Para vigas de altura variável, o que é corrente nos vãos superiores a 60m, a esbelteza é da ordem de $l/40$ no vão (valores correntes entre $l/30$ e $l/50$) e $l/17$ a $l/20$ nos apoios no entanto por razões de facilidade construtiva a altura do caixão no vão não deve ser inferior a 2m. (A.J.Reis, 2001)

Na tabela seguinte indicam-se valores típicos de esbelteza recomendados no manual publicado pela IABSE sobre pontes em caixão.

Tabela 2 - Esbelteza para vigas em caixão de altura variável (A.J.Reis, 2001)

No vão	No apoio
$l/h = 33$ a 50	$l/h = 12$ a 20

Na figura 6 e tabela 3 apresentam-se relações típicas para a definição da geometria da secção transversal.

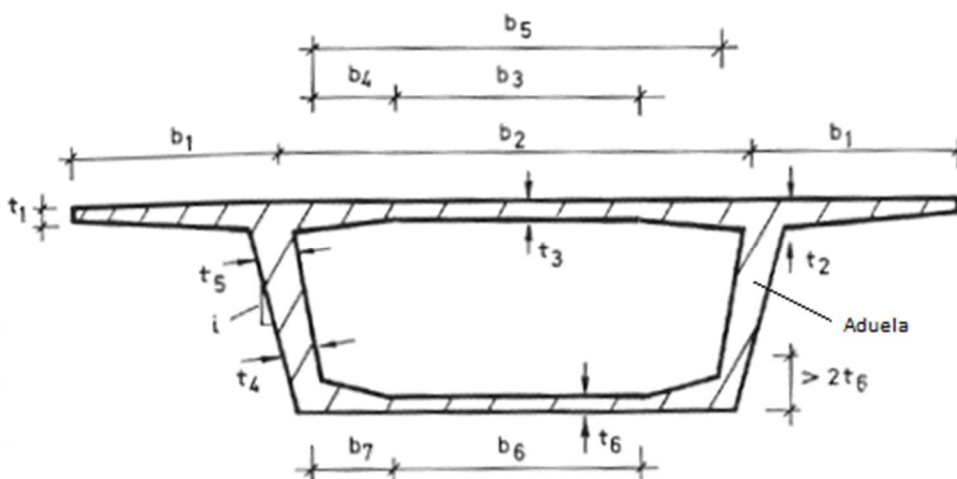


Fig. 6 – Medidas da secção transversal em caixão (A.J.Reis, 2001)

Tabela 3 – Definições geométricas de secções em caixão (A.J.Reis, 2001)

<u>Larguras:</u>					
$b1/b2 = 0.45$	$b7/b6 < 0.2$	$b4/b5 < 0.2$ (0.5 para simplicidade de cofragem)			
<u>Espessuras mínimas:</u>					
$T1 > 200\text{mm}$	$t2/t4 = 2 \text{ a } 4$	$t3 > 200\text{mm}$	$t4 > 300\text{mm}$ ou ($200+2 \square \text{bainha}$)	$t5/t4 = 1.1$ ou 1.5	$t6 > 150\text{mm}$
<u>Esbelteza dos banzos:</u>					
$b3/t3$ ou $b6/t6 < 30$					
<u>Inclinação das almas:</u>					
$l = 3 \text{ a } 4 \%$					

As dimensões das consolas, ou seja, a relação $b1/b2$ é muito dependente da rigidez de flexão transversal da laje do tabuleiro e da rigidez de flexão das almas, assim como da excentricidade máxima para o veículo tipo no tabuleiro o que depende da dimensão dos passeios. Por norma, a relação $b1/b2$ deve ser tal que nunca apareçam momentos flectores negativos transversais a $\frac{1}{2}$ vão da laje do tabuleiro.

Nos casos correntes, grande parte (80%) dos momentos devidos às sobrecargas excêntricas no tabuleiro são absorvidos por flexão transversal da laje do tabuleiro e as almas devem ficar libertas de momentos flectores transversais.

As almas podem ser inclinadas (3/1 a 4/1) de modo a reduzir a largura do banzo inferior, o que é conveniente para reduzir a largura da zona de apoio nos pilares, além das vantagens estéticas que apresenta. Nas vigas de altura variável, uma inclinação constante das almas implica uma largura variável do banzo inferior com as consequentes complicações na cofragem. No entanto, no caso de pontes construídas por segmentos (avanços sucessivos) pode adotar-se uma inclinação variável nas almas mantendo a largura do banzo inferior.

Quando se inclinam as almas, surgem esforços de membrana de tração na laje do tabuleiro. Aparte destes inconvenientes, as almas inclinadas são normalmente uma boa solução estética e estrutural, e por isso têm sido muito utilizadas em pontes em caixão. (A.J.Reis, 2001)

A sobre-espessura da laje superior deve ter as dimensões suficientes para acomodar as bainhas de pré-esforço e as cabeças de ancoragem, como se pode observar na figura 7 onde os cordões de pré-esforço estão localizados na proximidade das almas.

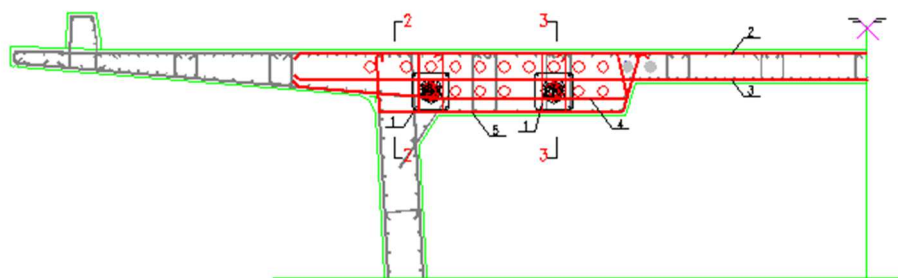


Fig. 7 – Posicionamento das cabeças de ancoragem superiores

A laje superior de cada aduela deve conter bainhas vazias para cordões que vão sendo sucessivamente instalados e pré-esforçados. Estas bainhas são emendadas nas juntas de betonagens entre segmentos. O arranjo dos cordões deve ser realizado por forma a que a cofragem de topo seja reutilizável. A distância entre bainhas deve ser no mínimo de 80mm. (C. Menn, 1990)

Usualmente, como se pode ver na figura 8, os cabos de pré-esforço inferiores estão posicionados junto às almas na sobre-espessura da laje inferior e são tornados ativos nuns maciços de betão designados de “bossages” que têm a dimensão suficiente para acomodar as cabeças de ancoragem e respetivos macacos de aplicação.

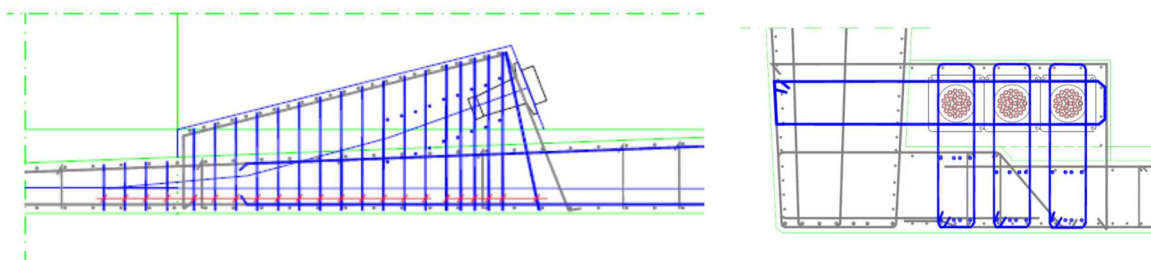


Fig. 8 – “Bossage” Interior

Os cabos de continuidade nas almas são usados em casos especiais, pois servem de reserva e são dimensionados com base nas deformações reais medidas após fecho do tabuleiro. (C. Menn, 1990)

Nas secções sobre os apoios adotam-se normalmente diafragmas cujas principais funções são:

- Permitir uma melhor introdução da reação de apoio na superestrutura
- Contribuir para a indeformabilidade da secção no seu plano

Os diafragmas, principalmente em pontes em curva, são constituídos por pré-esforço transversal com uma geometria semelhante ao da figura 9.

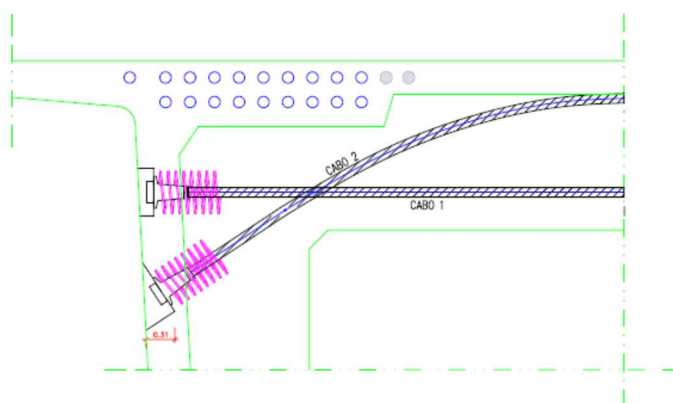


Fig. 9 – Pré-esforço transversal

A laje do tabuleiro convém que fique separada do diafragma para evitar momentos flectores negativos longitudinais, que iriam complicar a definição das armaduras. (A.J.Reis, 2001)

Nas pontes de secção muito rígida o diafragma pode ser substituído por uma simples nervura ou mesmo dispensado, se os apoios estiverem sob as almas.

Só em pontes muito longas se utilizam diafragmas intermédios (nos vãos), de modo a reduzir a deformabilidade da secção transversal, mas mesmo nestes casos, a tendência atual é dispensar os diafragmas.

2.4.2. FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO

Em termos do funcionamento estrutural, e dado que não é âmbito desta tese a incidência sobre o dimensionamento propriamente dito, apenas se fará referência a algumas particularidades específicas das pontes e em particular das pontes por consolas sucessivas, como por exemplo os vários tipos ligações possíveis ao tabuleiro, estabilidade durante a construção, definição do pré-esforço e os fechos do tabuleiro.

Pontes por equilíbrio de consolas iniciam a sua vida útil como consolas estaticamente determináveis, e após ligação entre elas mudam a sua definição estática criando uma estrutura redundante. Considerando um par de consolas a ação do peso próprio causa uma deformação descendente e uma rotação na extremidade da consola. A ligação central posterior entre as duas consolas a meio vão, permite transformar as duas estruturas independentes numa estrutura hiperstática apesar da sua deformação continuar a aumentar devido à fluência. A fluência irá redistribuir os esforços, diminuindo os esforços sobre os pilares e aumentando-os a meio vão. (R. Benaim 2008)

Um dos fatores fundamentais que condiciona o seu comportamento e sistema estrutural é o comprimento total da ponte. Fenómenos como retração, fluência e variações de temperatura, que produzem variações no comprimento das peças de betão condicionam diretamente a escolha do tipo de ligação longitudinal entre o tabuleiro e os pilares. Estas ligações podem-se dividir em quatro tipos:

- Ligação monolítica – transmite todos os esforços em todas as direções;
- Aparelho de apoio deslizante – apenas transmite aos pilares esforços axiais;
- Aparelho de apoio fixo – o tabuleiro transmite esforços transversos e axiais aos pilares;
- Aparelho de apoio de elastómero – permite deformações do tabuleiro sem transmissão de esforços.

Correntemente nas pontes são utilizados dispositivos de ligação sísmica sendo utilizados principalmente nas seguintes situações:

- i. Em combinação com os aparelhos de apoio de elastómero, para resistirem à ação sísmica;
- ii. Em combinação com aparelhos de apoio fixos, quando estes não são dimensionados para resistirem à ação sísmica;
- iii. Nos apoios móveis na direção longitudinal, entre os encontros e o tabuleiro, em obras existentes sujeitas a reabilitação, se os requisitos relativos ao comprimento mínimo de sobreposição dos apoios não forem satisfeitos;
- iv. Entre tabuleiros adjacentes em juntas intermédias; (J. Appleton, 2013)

No mesmo tabuleiro, e consoante a altura dos pilares, que usualmente são mais curtos perto dos encontros, poderão existir a combinação dos vários tipos de ligações acima referidas (Figura 10).

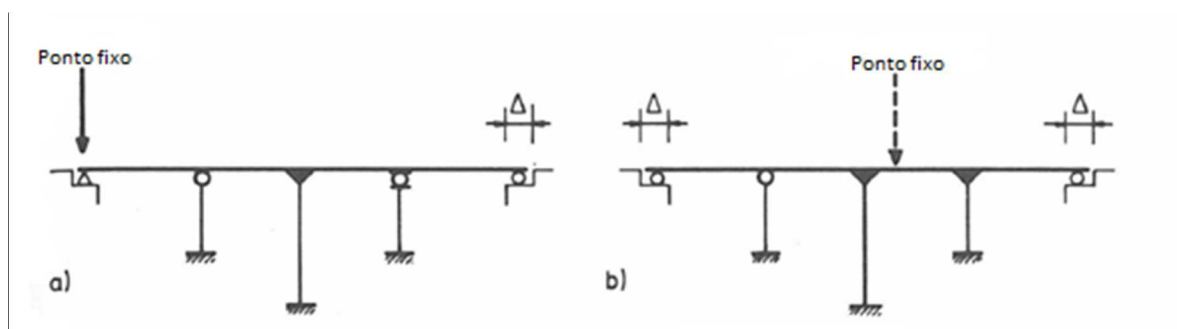


Fig. 10 – Modelos estruturais (J. Schlaich, 1982)

Como se pode observar na figura 10, existe um ponto “fixo” no tabuleiro que representa o ponto de deformação nula quando sofre ação das variações de temperatura e fenómenos diferidos do betão. Quanto mais afastado se estiver deste ponto maior a deformação longitudinal. A determinação deste ponto depende da configuração da ponte em termos de ligações tabuleiro-pilar.

Assim, ações que impõem deformações ao tabuleiro refletem-se em esforços maiores quanto maior a deformação, distância ao ponto fixo, e a rigidez da ligação tabuleiro-pilar. Como a secção dos pilares é usualmente semelhante entre todos, por economia de cofragem, pilares mais baixos terão maior rigidez logo maiores esforços. Assim, o projetista poderá optar por colocar apenas os pilares mais altos a resistir às ações longitudinais sísmicas e sujeitos aos fenómenos diferidos do betão.

Apenas em pontes em que os pilares sejam muito rígidos (pilares baixos de altura inferior a 20m) valerá a pena, optar por colocar aparelhos de apoio de neopreno cintado para impedir que devido às variações de comprimento do tabuleiro (temperaturas, retração e fluência) se gerem esforços muito grandes nos pilares. Esses aparelhos se a ponte não for muito extensa, podem funcionar apenas por distorção do neopreno; em caso contrário o melhor será recorrer a um aparelho de neopreno com lâmina de teflon, o qual tem um coeficiente de atrito ao deslizamento muito reduzido. (A.J.Reis, 2001)

Um dos principais objetivos do projetista deverá ser a minimização do número de mecanismos mecânicos, como aparelhos de apoio e juntas de dilatação. Quando são necessários o projetista deverá escolhê-los para minimizar o risco de funcionamento deficiente e custos de manutenção. (R. Benaim 2008).

A estabilidade estrutural durante a construção é também um aspeto de extrema importância e pode ser obtida através de reforço dos pilares ou elementos externos temporários, que deverão ser capazes de resistir a assimetrias de momentos flectores longitudinais existentes durante a fase construtiva.

Assim, na construção por avanços, a partir dos pilares, numa ligação monolítica, a diferença entre os momentos esquerdo (ME) e direito (MD), provenientes de diferenças entre consolas, é transmitida aos pilares.

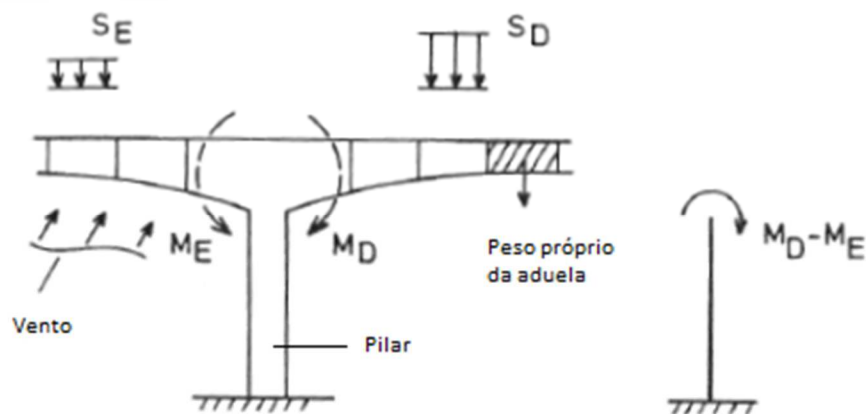


Fig. 11 – Ação acidental (A.J.Reis, 2001)

Estes momentos ($M_E - M_D$) são devidos, por exemplo, a uma assimetria acidental, em relação ao pilar, da betonagem de aduelas, (isto é uma aduela num dos lados é betonada antes da sua “correspondente” do outro lado), ao efeito de assimetria de sobrecargas construtivas ($S_E - S_D$), ao efeito do vento, à queda acidental de um dos equipamentos de construção, etc.

No entanto, a utilização do tipo de ligação não monolítica acarreta dificuldades construtivas, já que nas primeiras fases de construção se torna numa estrutura hipo-estática. Para ultrapassar este problema utilizam-se os chamados sistemas de equilíbrio. Estes sistemas têm como objetivo transformar a estrutura hipo-estática em hiperstática e podem ser de dois tipos:

- Interno – Os momentos flectores são transmitidos temporariamente aos pilares;
- Externo – Os momentos flectores são absorvidos por elementos externos à estrutura;

No tipo interno tal como referido os momentos desequilibrados das consolas têm que ser absorvidos pelo pilar, adotando-se, por exemplo, por uma ligação provisória com ancoragens pré-esforçadas. No caso do tipo externo poder-se-ão utilizar apoios provisórios (torres metálicas em treliça) ou cabos de aço exteriores fixos a maciços de betão no solo. Estes tipos de sistemas são apresentados nas figuras 12 a) e 12 b) respetivamente.

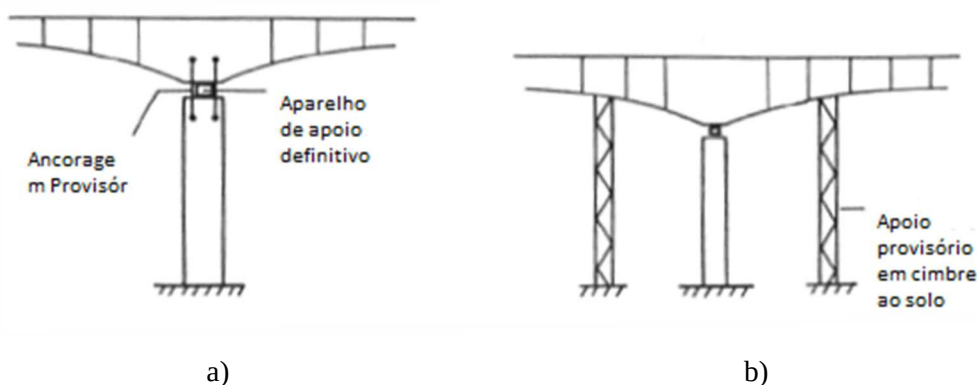


Fig. 12 – Sistema de equilíbrio (a) interno e b) externo (A.J.Reis, 2001)

Como já referido a ação de pré-esforço é também uma das mais relevantes em todo o processo. A definição do pré-esforço é realizada por forma a que a relação entre os momentos da ação do pré-esforço (M_p) e das cargas permanentes (M_g) seja a maior possível. Isto resultará num pré-esforço que minimiza as deformações elásticas e plásticas da superestrutura devido às cargas permanentes. (C. Menn, 1990)

A área de armadura de pré-esforço é então dimensionada para garantir o estado limite de descompressão para combinações quase permanentes de ações.

A relação M_p/M_g na proximidade dos apoios é usualmente menor para pontes por equilíbrio de consolas do que para outras pontes convencionais. Isto é uma consequência de uma pequena relação entre o momento das ações rodoviárias e das cargas permanentes que é cerca de 0.2. (C. Menn, 1990)

Como as três últimas abordagens produzem enormes volumes de dados e portanto mais suscetíveis a erros na avaliação dos resultados, ainda hoje a primeira abordagem é mais fiável e clara e ainda suficientemente precisa para pontes em viga-caixão. Nesta abordagem a viga-caixão carregada simetricamente na direção transversal pode ser analisada longitudinalmente como uma barra e transversalmente como um sistema independente.

O problema de uma análise simples ao comportamento de uma viga-caixão sujeita a determinadas cargas surge sobre carregamentos assimétricos na direção transversal. Neste caso as tensões transversais e longitudinais estão ligadas entre si. Diafragmas ou carregamentos descontínuos excêntricos produzem torções de empenamento conjuntamente com a torção de St.Venant.

Assim, e de forma resumida, em primeiro lugar a viga-caixão é analisada na direção longitudinal como uma barra, isto é considerando como uma secção rígida. Todas as cargas transversais são integradas conjuntamente formando cargas pontuais ou lineares. Com estas cargas a flexão longitudinal e corte são analisados, e acompanhados com os momentos de torção da secção total considerando as respetivas excentricidades. Após esta análise a viga-caixão é analisada na direção transversal com a distribuição real de cargas. (J. Schlaich, 1982)

A capacidade resistente à flexão depende da altura e das áreas das lajes superior e inferior. Assim, pode-se obter um caixão mais rígido e resistente aumentando a área das lajes superior e inferior, variando a sua largura e espessura. A laje superior encontra-se quase sempre sobre dimensionada já que a largura está fixa por condições rodoviárias da ponte. (J.Manterola, 2000)

A resistência à torção depende da espessura das paredes e da área fechada. Ao se referir à resistência à torção desta forma pressupõe-se a indeformabilidade da secção transversal a qual deixa de ser verdade pela flexibilidade da secção transversal que provoca distorção do caixão, bastante pronunciada quando se trata de ações pontuais ou vãos curtos. Este facto determina uma desigualdade na repartição de esforços longitudinais de flexão. (J.Manterola, 2000)

Juntamente com a distorção, a deformação por esforço transversal das lajes superiores supõem uma nova concentração de esforços longitudinais nas zonas próximas das almas. Distorção e deformação por esforço transversal podem considerar-se como efeitos perturbadores da distribuição tensional correspondente à flexão simples dado ser o mais conveniente pois solicita por igual toda a largura da secção. (J.Manterola, 2000)

Por exemplo, quando a relação altura/vão é pequena, estes dois efeitos reduzem-se. A distorção poderá ser controlável através da colocação de mais ou menos carlingas interiores. (J.Manterola, 2000)

Neste ponto torna-se relevante uma ligeira nota referente aos equipamentos utilizados na construção das pontes por consolas sucessivas. Estes equipamentos metálicos com uma configuração em treliça

longitudinal e transversal, são fixados através de varões de aço aos tramos anteriores já betonados. Permitem o ajuste sucessivo da cofragem à secção transversal, variável ao longo do vão, e o avanço realizado através do recurso a macacos hidráulicos.



Fig. 13 – Vista do Carro de Avanços

Estes equipamentos auxiliam igualmente a betonagem do fecho central ou dos vãos adjacentes. As consolas de pilares adjacentes deverão posicionar-se, altimetricamente e planimetricamente de tal forma que seja possível unir a cofragem às extremidades das consolas e assim permitir solidarizar os dois tramos até agora independentes. A posição das consolas deverá ser tal que após betonagem do fecho não exista qualquer quebra no arco parabólico produzido pela laje inferior.

No entanto, para além do posicionamento correto é realizada uma ligação, usualmente metálica, que garanta a continuidade dos esforços. Esta ligação tem o objetivo de criar continuidade por exemplo de momentos flectores para a ação de betonagem da aduela de fecho e assim compatibilizar deformadas entre tramos. Assim, a ação de betonagem do fecho central já produzirá momentos positivos e uma deformada continua ao longo da estrutura. Na figura 14, apresenta-se um exemplo de ligação metálica para betonagem do fecho central.

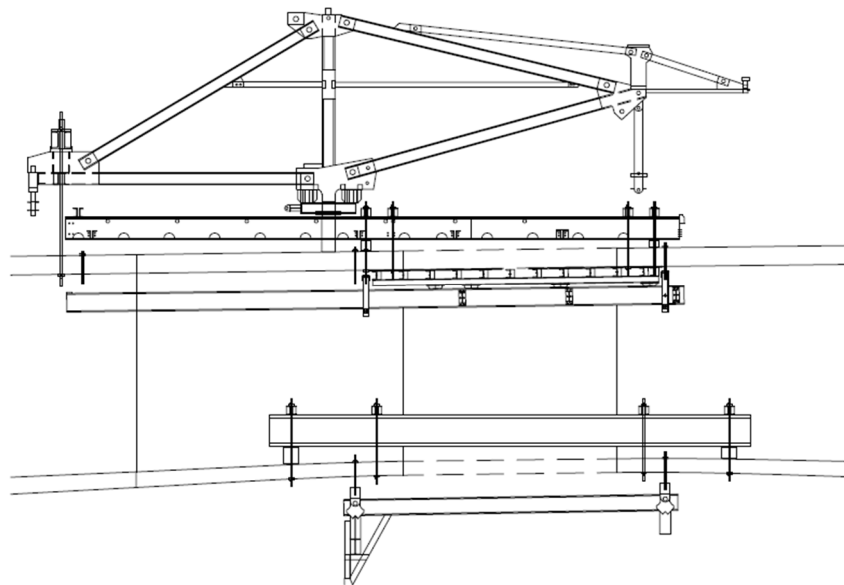


Fig. 14 – Perfis de Rigidez no fecho central

Na figura 15 mostra-se um exemplo de ligação metálica para betonagem do fecho do vão extremo junto ao troço betonado com cimbres ao solo.

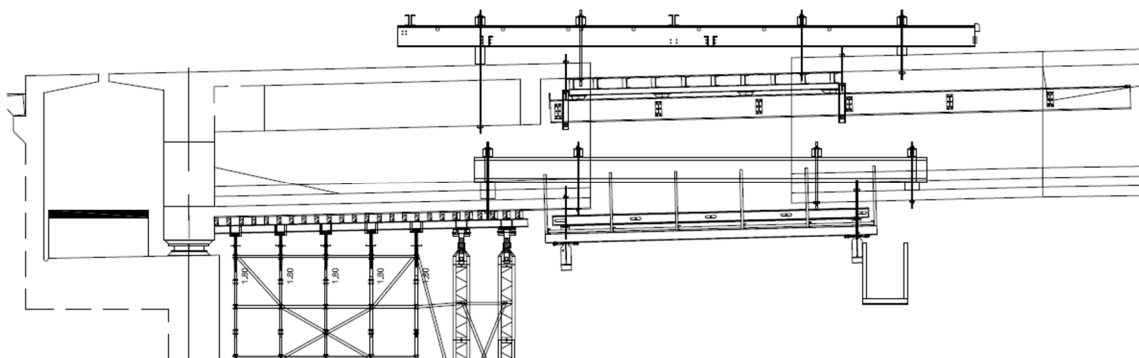


Fig. 15 – Perfis de rigidez no fecho lateral

Conforme representado nas figuras 14 e 15 relativas aos fechos, o equipamento metálico usado para betonagem das diversas aduelas ancora nos tramos previamente betonados obrigando a uma verificação e eventual reforço prévio das armaduras ordinárias da secção transversal. Abaixo pode-se observar um esquema de ancoragem do equipamento.

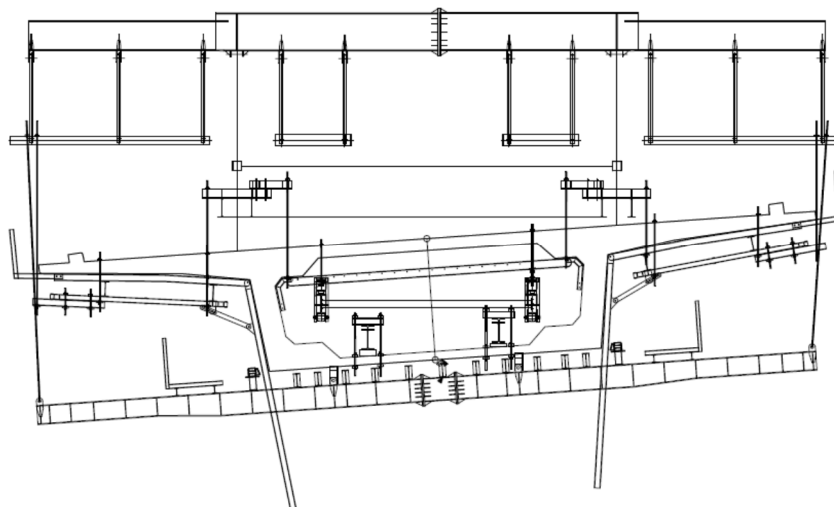


Fig. 16 – Ancoragem transversal do carro de avanços

São deixados negativos no momento da betonagem por forma a evitar perfurações posteriores e eventual danificação das armaduras.

2.5. DEFORMAÇÃO ELÁSTICA, RETRAÇÃO E FLUÊNCIA

2.5.1. INTRODUÇÃO

Na construção de pontes por avanços sucessivos por equilíbrio de consolas, os fenómenos diferidos do betão são aspetos fundamentais a ter em conta. No betão existem determinadas propriedades que variam ao longo do tempo, e que devem ser consideradas por forma a obter o funcionamento estrutural mais perfeito possível. Apesar de atualmente serem considerados desprezáveis ao nível do dimensionamento aos estados limite últimos, estes tomam particular relevância ao nível dos estados limites de serviço e durante a construção.

Sinteticamente, existem 3 fenómenos diferidos do betão:

- Endurecimento ou deformação elástica – variação do módulo de elasticidade com o tempo;
- Retração – variação do volume do elemento de betão;
- Fluência – deformação quando sujeita a estados de tensão constantes no tempo;

Como se percebe, em pontes por consolas sucessivas o controlo da deformação toma uma particular importância e daí a perceção e estimação destes fenómenos deverá ser a melhor possível.

Nesta parte integrante do capítulo, será apresentada a abordagem presente no Eurocódigo 2 EN 1992-1-1 (CEN, 2010) relativamente ao cálculo dos fenómenos diferidos do betão mencionados anteriormente.

2.5.2. ENDURECIMENTO

O endurecimento do betão é o aumento das suas tensões resistentes e do seu módulo de elasticidade com o tempo. O endurecimento é medido por um coeficiente β_{ct} , função do tempo, que depende do quociente entre uma propriedade medida à data "t" e a mesma propriedade medida aos 28 dias da idade de referência. A definição desse coeficiente é dada pelo EC2 nas seguintes três formas :

- A partir da resistência média à compressão em cilindros: $\beta_{c,t} = \frac{f_{cm,t}}{f_{cm,28}}$ (1)

- A partir da resistência média à tração: $\beta_{c,t} = \left(\frac{f_{ctm,t}}{f_{ctm,28}} \right)^\alpha$ com $\alpha = \text{if } (t - t_b < 28, 2, 3/2)$ (2)

- A partir do módulo de elasticidade secante médio: $\beta_{c,t} = \left(\frac{E_{cm,t}}{E_{cm,28}} \right)^{10/3}$ (3)

Em que:

- $f_{cm,t}$ - Tensão média de rotura do betão à compressão à idade t dias;
- $E_{cm,t}$ - Módulo de Elasticidade médio do betão à idade t dias;

Relativamente ao módulo de distorção G do betão, pode-se considerar que ele também está sujeito a endurecimento.

Convém fazer notar que a definição de endurecimento se refere ao betão simples e não ao betão armado.

Para estimar o valor de $\beta_{c,t}$ a qualquer data " t " o EC2 indica a seguinte equação, com $t - t_b$ em dias :

$$\beta_{c,t} = \exp \left[s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t - t_b} \right)^r \right) \right] \quad (4)$$

Nessa equação figuram dois parâmetros $\{ s, r \}$ cujos valores, sempre positivos, que podem tomar os seguintes valores $s = \{ 0.38, 0.25, 0.20 \}$ para cimentos tipo $\{ SH, NH/RH, RH+HS \}$ respetivamente (significando $SH = \text{slow hardening}$, $NH/RH = \text{normal or rapid hardening}$, $RH+HS = \text{rapid hardening with high strength}$) e $r = 0.5$ como constante.

A consideração do endurecimento na análise passa, portanto pela variação ao longo do tempo do módulo de elasticidade do betão $E_{cm,t}$. No entanto, os modos de considerar o endurecimento na análise não são assim tão simples como no caso do dimensionamento. Genericamente, é necessário ter em conta (i) se a estrutura tem outros materiais para além do betão, (ii) se a sua execução foi realizada com uma única betonagem ou betonagens faseadas, (iii) se é isostática, ou hiperestática, ou se o seu grau de hiperestaticidade varia com o faseamento construtivo, (iv) quais as datas a que são aplicadas as diversas cargas, entre as quais os pesos próprios de diversas betonagens faseadas, etc.

2.5.3. FLUÊNCIA DO BETÃO

A fluência do betão é a variação no tempo do seu estado de deformação, quando sujeito a um estado de tensão constante. Se a tensão variar, também varia o modo como a fluência evolui. A fluência também não é "recuperável", isto é a deformação de fluência não se anula quando se anulam as ações que lhe deram origem " .

Tal como o coeficiente de endurecimento do betão está referido a uma idade $t - t_b$ a que se pretende calcular o endurecimento, isso também acontece com o coeficiente de fluência. Mas o coeficiente de fluência tem, adicionalmente, outra variável independente, que é a idade $t_c - t_b$ a que se aplicou a carga que deu origem à fluência. Assim ϕ_{cc,t,t_c} será o coeficiente à data " t " para a fluência provocada por uma carga à data t_c , sendo $t_b < t_c < t$. O subscrito " cc " significa "concrete creep". O coeficiente de fluência será sempre ≥ 0 , sendo nulo quando $t = t_c$.

É necessário distinguir extensão imediata de extensão de fluência. A extensão imediata $\epsilon_{ca,t}$ à data "t" (linear elástica ou outra, com subscrito "a" significando no to) é a provocada pela carga à data t_c , supondo que a carga, e portanto também a tensão σ_{c,t_c} , se mantêm constantes no período $t - t_c$. Se se limitar à análise linear, essa extensão pode ser calculada por uma expressão já utilizada no subcapítulo anterior, nela figurando E_{cm,t_c} , que é o módulo de elasticidade secante médio à data t_c e que inclui o endurecimento que existir nessa data :

$$\epsilon_{ca,t} = \frac{\sigma_{c,t_c}}{E_{cm,t_c}} = \frac{\sigma_{c,t_c}}{E_{cm,28} \cdot \beta_{c,t_c}^{3/10}} \quad (5)$$

Agora, a extensão de fluência ϵ_{cc} (variável) que se verifica à mesma data "t", acumulável com a extensão imediata (fixa), é dada pela expressão seguinte, definidora do coeficiente de fluência, em que $E_{co,28}$ é o módulo de elasticidade tangente na origem ($\sigma_c = \epsilon_c = 0$) aos 28 dias de idade :

$$\epsilon_{cc,t} = \frac{\sigma_{c,t_c}}{E_{co,28}} \cdot \phi_{cc,t,t_c} \quad (6)$$

Sejam $\{ T_1, T_2, \dots T_n \}$ as temperaturas em °C que se verificam e se supõem constantes em cada um dos períodos $\{ t_1-t_0, t_2-t_1, \dots t_n-t_{n-1} \}$. Aqui t_0 é equivalente à data de betonagem t_b . O efeito da temperatura na fluência considera-se fazendo uma correção à idade *real* do betão à data de cada carga "i", que é $t_i - t_b$, para a idade de carga corrigida dada por :

$$t'_i - t_b = \sum_{k=1}^i (t_k - t_{k-1}) \cdot \exp \left(\frac{13.65 - \frac{4000}{273 + T_k}}{273 + T_k} \right) \quad (7)$$

valor a usar na equação seguinte. Quando todos os T_k são de 20°C, não há qualquer correção, pois obtém-se $t'_i - t_b = t_i - t_b$.

Escolha-se o parâmetro $\alpha_0 = \{ -1, 0, +1 \}$ conforme o tipo de cimento seja $\{ SH, NH/RH, RH+HS \}$, significando SH = slow hardening, NH/RH = *normal or rapid hardening*, RH+HS = *rapid hardening with high strength*. O efeito do tipo de cimento na fluência considera-se fazendo uma segunda correção sobre a idade de carga corrigida do parágrafo anterior para :

$$t''_i - t_b = \max \left[0.5, (t'_i - t_b) \cdot \left[\frac{9}{2 + (t'_i - t_b)^{12/10}} + 1 \right]^{\alpha_0} \right] \quad (8)$$

valor a usar no parágrafo seguinte. Quando $\alpha_0 = 0$ (cimento NH/RH) não há qualquer correção, pois obtém-se em geral $t''_i - t_b = t'_i - t_b$. Notar, também, que através desta expressão limita-se a aplicação do restante formulário a idades de carga iguais ou superiores a 0.5 dias (12 h).

O primeiro fator de fluência, com subscrito L para *loading*, tem a seguinte expressão:

$$\beta_{ccL} = \frac{1}{0.1 + (t''_i - t_b)^{2/10}} \quad (9)$$

Para o caso de temperaturas de 20 °C e cimento NH/RH, será $t''_i - t_b = t_i - t_b$. Neste caso, para os valores correntes $t_i - t_b = \{ 1, 3, 7, 14 \dots \}$ este fator tem os valores $\beta_{ccL} = \{ 0.91, 0.74, 0.63, 0.56 \dots \}$. Para $t''_i - t_b = 0.59$ este fator é $\beta_{ccL} = 1$. Para o valor mínimo de $t''_i - t_b = 0.5$ vem $\beta_{ccL} = 1.03$.

Este fator reflete o facto de que quanto mais tarde for a aplicação da carga em relação à data de betonagem, menor será a fluência.

Seja $f_{cm,28}$ a tensão resistente média à compressão em cilindros e aos 28 dias de idade, em MPa. Com este valor calculam-se os seguintes parâmetros:

$$\alpha_1 = \min\left[1, (35/f_{cm,28})^{7/10}\right], \alpha_2 = \min\left[1, (35/f_{cm,28})^{2/10}\right], \alpha_3 = \min\left[1, (35/f_{cm,28})^{5/10}\right]$$

que se usam em alguns dos parágrafos seguintes, bem como o segundo fator de fluência, com subscrito F para resistência, que tem a seguinte expressão :

$$\beta_{ccF} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm,28}}} \quad (10)$$

e que tem um domínio de valores $3.76 \geq \beta_{ccF} \geq 1.70$ desde o betão C 12 / 15 ao C 90 / 105 .

Este fator reflete o facto de que quanto maior for a resistência do betão, menor será a fluência.

A tensão total à data "t" é a provocada pelas diversas cargas às datas $\{ t_1, t_2, \dots, t_n \}$. Seja $\sigma_{c,t}$ essa tensão total, de compressão (-) ou tração (+). Seja ainda $\Delta\sigma_{c,ti}$ a fração correspondente à carga da data t_i em estudo, podendo também esta fração ser de compressão ou tração. Finalmente, seja $f_{cm,ti}$ a tensão resistente média à compressão (-) em cilindros e aos $t_i - t_b$ dias de idade de aplicação da carga. Tensão e resistência devem estar nas mesmas unidades, por exemplo MPa. Com estes valores calcula-se o terceiro fator de fluência, com subscrito S para *stress*:

$$\beta_{ccS} = \exp^{1.5 \cdot [-0.45 + \max(0.45, \Delta\sigma_{c,ti}/f_{cm,ti})]} \quad (11)$$

com um domínio de valores $2.28 \geq \beta_{ccS} \geq 1$ para frações de tensão $\Delta\sigma_{c,ti}$ entre tensões mínimas negativas (máxima compressão de $f_{cm,ti}$) e tensões nulas ou positivas (de tração). Níveis de tensão $\Delta\sigma_{c,ti} / f_{cm,ti}$ (indicados por $k\sigma$) iguais ou inferiores a 0.45 dão a este fator um valor unitário.

Este fator reflete o facto de que quanto maior for a tensão instalada, maior será a fluência. Já o era, aliás, pela própria definição de extensão de fluência, mas deve agora observar-se que se antes a relação entre a extensão de fluência e a tensão era linear, com a introdução deste fator essa relação pode passar a ser não linear.

Seja RH a humidade relativa do ar (em %). O EC2 considera esta humidade constante e nada diz sobre as possibilidades da sua variação no período $t_i - t_b$ antes da carga, ou no período $t - t_i$ após a carga. Para levantar esta indefinição, considere-se que a humidade é a média que se verifica no período $t_i - t_b$ antes da carga, como acontece com a temperatura. Para determinar essa média, seja $RH_i = \{ RH_1, RH_2, \dots, RH_n \}$ a série de humidades que se verificam e se supõem constantes em cada um dos períodos $\{ t_1-t_0, t_2-t_1, \dots, t_n-t_{n-1} \}$. Para o período $t_i - t_b$ antes da carga "i" a humidade média ponderada pode definir-se como :

$$RH_{med,ti} = \frac{1}{t_i - t_b} \cdot \sum_{k=1}^i (t_k - t_{k-1}) \cdot RH_k \quad (12)$$

Seja agora A_c a área da secção de betão (mm^2) e "u" o seu perímetro em contacto com a atmosfera (mm). O EC2 considera esse perímetro uma constante. Mas por exemplo, nos tabuleiros em consolas sucessivas com caixão oco, as aduelas encontram-se "abertas" durante a fase de consolas (e o perímetro interior conta para "u") mas "fechadas" após a conclusão do tabuleiro (e o perímetro interior

já não conta). Passe-se a considerar "u" como o valor do perímetro à data t_i de cada carga. Com área e perímetro fica definida a espessura equivalente da secção h_0 (mm):

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (13)$$

Agora, utilizando $RH_{med,ti}$, h_0 e ainda os parâmetros α_1 , α_2 , α_3 antes calculados, determinam-se sucessivamente o quarto fator de fluência :

$$\phi_{cc} = \left(1 + \frac{1 - RH_{med,ti}/100}{0.1 \cdot h_0^{1/3}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad (14)$$

bem como um parâmetro a utilizar no parágrafo seguinte :

$$\beta_{cc} = \min \left[1500 \cdot \alpha_3, 250 \cdot \alpha_3 + 1.5 \cdot h_0 \cdot \left[1 + (1.2 \cdot RH_{med,ti}/100)^{18} \right] \right] \quad (15)$$

O quinto e último fator de fluência, com subscrito T para tempo, depende do período $t - t_i$ em que a carga "i" atua, originando fluência até à data "t" de medição, e do parâmetro β_{cc} do parágrafo anterior, e tem a seguinte expressão algorítmica:

$$\beta_{ccT} = \left(\frac{t - t_i}{\beta_{cc} + t - t_i} \right)^{3/10} \quad \text{quando } t > t_i \quad (16)$$

$$\beta_{ccT} = 0 \quad \text{quando } t < t_i \quad (17)$$

Este fator descreve a evolução da fluência no tempo. Na data logo após a carga, sendo $t = t_i$ será $\beta_{ccT} = 0$ e ainda não haverá fluência. Para a data $t = \infty$ obtém-se o valor máximo $\beta_{ccT} = 1$, pelo que o produto de todos os outros fatores não será mais do que o coeficiente de fluência a tempo infinito. O fator β_{ccT} não tem sentido para $t < t_i$.

Finalmente, o coeficiente de fluência $\phi_{cc, t, ti}$ (à data t para a carga da data t_i) será o produto de todos os fatores definidos nos pontos anteriores :

$$\phi_{cc, t, ti} = \beta_{ccL} \cdot \beta_{ccF} \cdot \beta_{ccS} \cdot \phi_{cc} \cdot \beta_{ccT} \quad (18)$$

2.5.4. RETRAÇÃO

A retração do betão é, tal como a fluência, uma variação do seu estado de deformação com o tempo, e é também "não recuperável". A fluência verifica-se só enquanto houver tensão, e as extensões de fluência são de alongamento ou encurtamento conforme a tensão seja de tração ou compressão. No entanto, a retração ocorre independentemente de haver ou não tensão e provoca sempre extensões de encurtamento (negativas), crescentes em valor absoluto ao longo do tempo.

Nas estruturas reais, em geral hiperestáticas, a retração acaba por criar estados de tração. Por exemplo, numa viga encastrada em ambas as extremidades, onde sempre se mantém o comprimento total, as extensões de encurtamento por retração têm de ser compensadas por extensões de alongamento por tração. Os efeitos da retração nas estruturas reais são, portanto e em geral, confinados por processos hiperestáticos, ao contrário dos efeitos da fluência, que na maioria das vezes são livres.

A retração do betão (entenda-se betão simples, não armado) é precisamente medida por extensões de encurtamento *livres*, de valor variável no tempo. Na determinação experimental da retração medem-se extensões de encurtamento em provetes não carregados e apoiados de um modo tão isostático quanto possível. Utilizam-se provetes idênticos aos dos ensaios de fluência, mas ensaiados de modo independente por forma a isolar os dois efeitos entre si.

Para a fase de projeto ou sempre que não existam ensaios, o EC2 apresenta um formulário, exposto a seguir, para estimar a extensão de retração $\epsilon_{cs,t}$ para qualquer data "t", conhecidas, arbitradas ou ensaiadas. O subscrito "cs" significa "*concrete shrinkage*".

A formulação tem carácter estatístico e divide a retração em duas parcelas, a retração autogénea e a retração por secagem. A primeira é um fenómeno interno sem perda de massa mas com redução de volume, e a segunda é resultante da perda de água. Cada parcela é um produto de fatores e em cada uma das parcelas um dos fatores irá descrever a evolução dessa parcela no tempo.

A extensão por retração autogénea e a tempo infinito é unicamente função da resistência característica à compressão em cilindros aos 28 dias, $f_{ck,28}$, em MPa, e é dada por :

$$\epsilon_{csa,\infty} = -10^{-6} \cdot 2.5 \cdot \left(\left| f_{ck,28} \right| - 10 \right) \quad (19)$$

Em módulo e a menos do fator 10^{-6} , esta extensão tem um domínio de valores $5 \leq \epsilon_{csa,\infty} \leq 200$ para os betões C 12 / 15 a C 90 / 105 . Portanto, quanto maior for a resistência, maior será a retração.

A retração autogénea a uma data "t" qualquer é o produto do valor anterior pelo fator seguinte, que só depende do período de retração $t - t_s$ após a data t_s de início da retração :

$$\beta_{csaT} = 1 - \exp^{-0.2 \cdot \sqrt{t-t_s}} \quad \text{quando } t > t_s \quad (20)$$

$$\beta_{csaT} = 0 \quad \text{quando } t < t_s \quad (21)$$

Em geral, costuma considerar-se que a data t_s corresponde ao fim da cura do betão, ou a 2 dias após a data de betonagem t_b . A data t_s deve ser arbitrada com algum cuidado, dependendo do tipo de cura, prazo de descofragem, etc. O fator β_{csaT} não tem sentido para $t < t_s$.

Na data de início da retração, sendo $t = t_s$ será $\beta_{csaT} = 0$ e a retração será nula. Para a data $t = \infty$ obtém-se o máximo $\beta_{csaT} = 1$, o que representa a totalidade da retração autogénea. É de reparar que a retração autogénea evolui muito rapidamente logo nos primeiros dias após a betonagem: por exemplo, para $t - t_s = \{ 1, 5, 12, 26, 90 \dots \}$ dias obtém-se $\beta_{csaT} = \{ 0.18, 0.36, 0.50, 0.64, 0.85 \dots \}$.

A extensão de retração por secagem e a tempo infinito já depende de três fatores. O primeiro fator é função da humidade relativa média do ar, RHmed, em percentagem, que se verifica no período de medição $t - t_s$. O valor ponderado da humidade pode ser determinado por um processo similar ao aplicado na fluência (ver páginas 63 e 64) e o fator é então obtido por :

$$\beta_{csdH} = 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH_{med}}{100} \right)^3 \right] \quad (22)$$

Em betão submerso é $RH = 100 \%$ e isso significará que não haverá retração por secagem.

O segundo fator é função da resistência média à compressão em cilindros aos 28 dias, $f_{cm,28}$, em MPa, bem como do tipo de cimento constituinte, que entra na fórmula através de dois parâmetros $\alpha_{csd1} = \{ 3, 4, 6 \}$ e $\alpha_{csd2} = \{ 0.13, 0.12, 0.11 \}$ conforme o cimento seja $\{ SH, NH/RH, RH+HS \}$, significando

respetivamente SH = *slow hardening*, NH/RH = *normal or rapid hardening*, RH+HS = *rapid hardening with high strength*. O segundo fator tem a seguinte expressão:

$$\beta_{csdF} = 0.85 \cdot \frac{220 + 110 \cdot \alpha_{csd1}}{\exp^{\alpha_{csd2} \cdot \left| \frac{f_{cm,28}}{f_{cm,28}} \right| / 10}} \quad (23)$$

O terceiro fator é função da geometria da peça através da sua espessura equivalente, h_0 , em milímetros, também definida no subcapítulo da fluência (página 64), e esse fator é dado por:

$$\beta_{csdG} = 0.86 - 0.17 \cdot \tanh[-9 + 1.71 \cdot \ln(h_0)] \quad (24)$$

O EC2 apresenta este fator em tabela : para $h_0 = \{ 100, 200, 300, \geq 500 \}$ tem $\{ 1, 0.85, 0.75, 0.7 \}$. Dos três fatores resulta então a extensão de retração por secagem a tempo infinito :

$$\varepsilon_{csd\infty} = -10^{-6} \cdot \beta_{csdH} \cdot \beta_{csdF} \cdot \beta_{csdG} \quad (25)$$

A retração por secagem a uma data "t" qualquer é o produto do valor anterior pelo fator seguinte, que depende do período de retração $t - t_s$ e da espessura equivalente h_0 :

$$\beta_{csdT} = \left(\frac{t - t_s}{0.04 \cdot h_0^{3/2} + t - t_s} \right)^1 \quad \text{se } t > t_s \quad (26)$$

$$\beta_{csdT} = 0 \quad \text{se } t < t_s \quad (27)$$

O expoente 1 introduzido na fórmula é só para comparação com versões anteriores. Na data de início da retração, sendo $t = t_s$ será $\beta_{csdT} = 0$ e a retração será nula. Para a data $t = \infty$ obtém-se o limite superior $\beta_{csdT} = 1$, o que representa a totalidade da retração por secagem. O fator β_{csdT} não tem sentido para $t < t_s$.

Finalmente, a retração total (a autogénea mais a de secagem) a uma data "t" qualquer é :

$$\varepsilon_{cs,t} = \varepsilon_{csa,t} + \varepsilon_{csd,t} = \varepsilon_{csa,\infty} \cdot \beta_{csaT} + \varepsilon_{csd,\infty} \cdot \beta_{csdT} \quad (28)$$

2.5.5. PERDAS DIFERIDAS DE PRÉ-ESFORÇO

Durante as operações de esticamento e ancoragem dos cabos de pré-esforço, ocorrem perdas de tensão nos cabos, devidas a causas mecânicas, tais como: resistências de atrito ao longo do cabo, entrada de cunhas, etc. Essas perdas, denominadas de imediatas ou instantâneas, devem ser medidas e controladas durante a execução do pré-esforço, de modo a controlar qual o esforço efetivo aplicado à peça. (W Pfeil, 1983)

As perdas diferidas de tensão nos cabos de pré-esforço são causadas pelos dois fenómenos seguintes:

- Deformação do betão devido a fenómenos diferidos sob ações permanentes, como fluência e retração.
- Relaxação do aço.

As perdas diferidas dependem de diversos fatores: tipo e tensão inicial do aço de pré-esforço, qualidade e cura do betão, tensões causadas pelo pré-esforço do aço no betão, humidade relativa do ar, etc. Como ordem de grandeza pode-se dizer que as perdas diferidas valem cerca de 15 a 25% do esforço inicial no cabo, aplicado após ancoragem do mesmo nas extremidades. (W Pfeil, 1983)

As perdas de tensão no pré-esforço por fluência ou retração do betão devem-se principalmente às extensões de encurtamento (negativas) no betão, crescentes em valor absoluto ao longo do tempo, que implicam a diminuição consequente da extensão nos cabos, e portanto a sua tensão.

O fenómeno de relaxação do aço é conceptualmente o oposto da fluência. Enquanto que a fluência traduz o aumento da deformação sujeita a tensão constante, a relaxação significa a redução de tensão sobre deformação constante.

A interações entre estas duas causas está prevista pelo EC2 através de uma fórmula simplificada função das três parcelas referidas, extensão de retração ε_{cs} , coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ e relaxação.

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (29)$$

- ε_{cs} - extensão de retração,
- $\varphi(t, t_0)$ - coeficiente de fluência
- E_p – módulo de elasticidade do aço de pré-esforço
- E_{cm} – módulo de elasticidade média do betão
- A_p – área da secção do aço de pré-esforço
- A_c – área da secção de betão
- I_c – inércia da secção de betão

De referir, que as extensões do betão deverão ser obtidas ao nível das armaduras de pré-esforço sendo que a excentricidade dos cabos relativamente ao centro de gravidade da peça está presente no fator z_{cp} .

O método de cálculo das perdas de pré-esforço devidas à relaxação previsto no EC2 é função da tensão inicial σ_{pi} , da sua relação com o valor característico da resistência à tração ($\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$) e depende de quatro fatores (ρ_{1000} , k_1 , k_2 , k_3) para 3 diferentes classes de aço:

- Classe 1 – fios ou cordões – relaxação normal ($k_1=5,39$, $k_2=6,7$, $k_3=0,75$)
- Classe 2 – fios ou cordões – baixa relaxação ($k_1=0,66$, $k_2=9,1$, $k_3=0,75$)
- Classe 3 – barras laminadas a quente e com tratamento complementar ($k_1=1,98$, $k_2=8$, $k_3=0,75$)

O valor de ρ_{1000} é usual ser um dado dos fornecedores e representa a perda devida à relaxação (em %) às 1000h depois da aplicação de pré-esforço e a uma temperatura média de 20°C, e toma usualmente os valores de 8% para a Classe 1, 2,5% para a Classe 2 e 4 % para a Classe 3.

Finalmente, a variação de tensão devida à relaxação a uma data "t" qualquer é :

$$\Delta\sigma_{pr} = k_1 \rho_{1000} e^{k_2 \mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{k_3(1-\mu)} 10^{-5} \sigma_{pi} \quad (30)$$

Como se pode verificar, existe sempre um tempo onde a variação por relaxação igualaria a tensão inicial, ou seja a relaxação seria total.

No entanto aparentemente existe um lapso na formulação já que hipoteticamente para t_{∞} a relaxação tenderia igualmente para infinito ultrapassando o próprio valor da tensão inicial.

3

NOVA PONTE SOBRE O RIO LIMA E CONTROLO DE GEOMETRIA

3.1. INTRODUÇÃO

Durante a construção de uma ponte, o plano de trabalhos é uma base de trabalho fundamental para o controlo da direção de obra principalmente no cumprimento dos prazos, mas também para o engenheiro projetista na sua modelação estrutural. Tal como referido, os comportamentos diferidos do betão influem nas deformadas das peças pelo que os intervalos de tempo entre as diversas actividades previstas devem ser controlados e rigorosamente cumpridos. Os desvios destes intervalos de tempo podem ter consequências dificilmente ultrapassáveis e corrigíveis.

Neste capítulo, será apresentado o objeto de estudo da presente tese, ou seja, a “Nova Ponte sobre o Rio Lima” ao nível das suas características geométricas, rodoviárias assim como o planeamento da sua execução.

Por fim, é apresentada a descrição do conceito do controlo de geometria, a forma de modelação e cálculo, e as regras práticas a aplicar na sua determinação real para comparação com os valores teóricos.

3.2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A “Nova Ponte sobre o Rio Lima”, localizada na zona do Nó de Jolda inserido no lanço do IC28 entre o IP1 (Ponte de Lima) e a EN101 (Ponte da Barca), pretende assegurar o acesso à zona industrial de Padreiro e à área servida pela EN202, no concelho de Arcos de Valdevez (Figura 17).



Fig. 17 – Mapa com localização

Em termos rodoviários, a plena via apresenta em planta um alinhamento reto e em perfil longitudinal, um trainel descendente, de inclinação 2.3%. A plataforma transversal, com inclinações de 2.5% em sentidos opostos, apresenta a seguinte composição perfazendo um total de 16.10m de largura (Figura 20):

- Faixa de rodagem (2 x 3.50) - 7.00m
- Bermas (2 x 2.50) - 5.00m
- Passeio direito, incluindo cornijas e guardas -2.85m
- Passeio esquerdo, incluindo cornijas e guarda - 1.25m

Devido à existência de diversas condicionantes ambientais, económicas, geotécnicas, topográficas entre outros, a solução construtiva de avanços sucessivos por equilíbrio de consolas revelou-se a mais económica. Esta solução permite um atravessamento da linha de água a 35m de altura sem o estabelecimento de pilares no leito menor.

A extensão total da ponte é de 420 metros, dividindo-se da seguinte forma, como se pode ver na figura 18:

$$55.00\text{m} - 90.00\text{m} - 130.00\text{m} - 90.00\text{m} - 55.00\text{m}$$

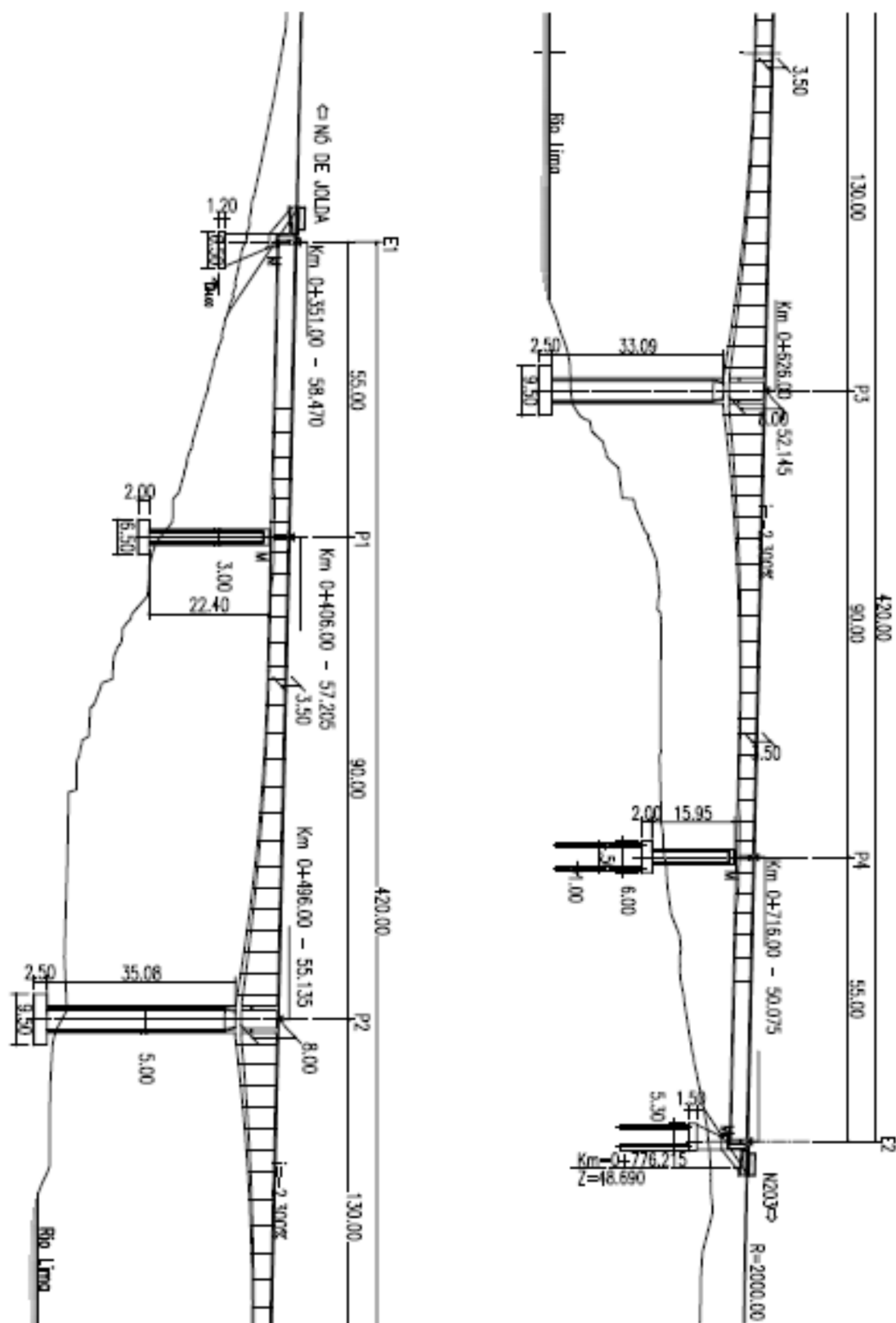


Fig. 18 – Geometria longitudinal da ponte

O tabuleiro é um caixão unicelular de altura variável entre 8.0m sobre os pilares e 3.50m na zona do fecho do vão principal, nos vãos e apoios intermédios e vãos extremos.

A viga-caixão é constituída por almas de 0.40m de espessura, com inclinação de cerca de 12°. Entre almas, a laje superior possui uma espessura constante de 0.25m nos 3.98m centrais, variando linearmente em 2.15m para 0.60m de espessura junto às almas, por forma a acolher os cabos de pré-esforço da fase de construção. A plataforma transversal é completada com consolas de 3.50m de balanço com espessura variável de 0.60m junto à alma a 0.20m no bordo livre. (LCW MD)

O pré-esforço pode-se dividir em dois grupos, pré-esforço superior e inferior (Figura 18 e 19). O pré-esforço superior é principalmente condicionado pela fase construtiva em consolas. O pré-esforço inferior também designado de pré-esforço de continuidade é ativo numa só fase. Na figura seguinte apresenta-se o traçado em planta e alçado do pré-esforço no vão central.

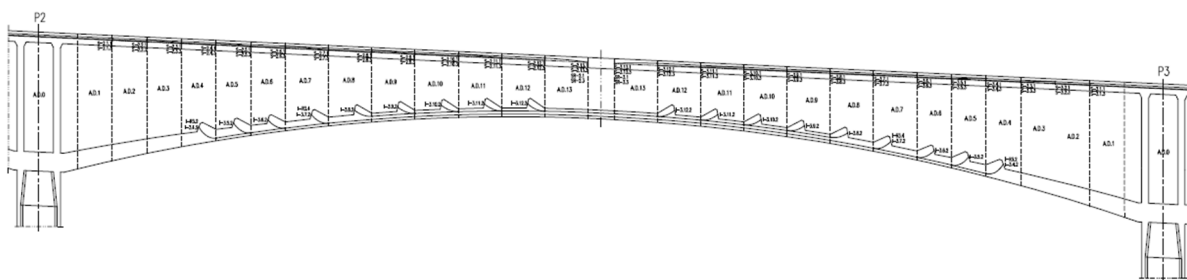


Fig. 19 – Pré-esforço do vão central, alçado

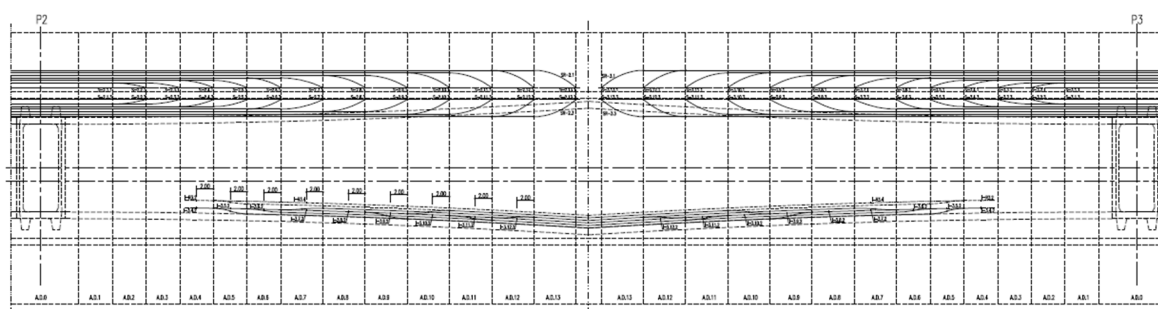


Fig. 20 - Pré-esforço do vão central, planta

A laje de fundo tem espessura variável de 1.00m, sobre os pilares P2 e P3, a 0.25m para a secção com 3.50m de altura no meio vão central. Sobre os pilares extremos, P1 e P4, a laje de fundo tem uma espessura de 0.60m, que se estende em cerca de 7.0 metros, por forma a reduzir as tensões máximas de compressão e assim superar a reduzida altura do tabuleiro nesta zona.

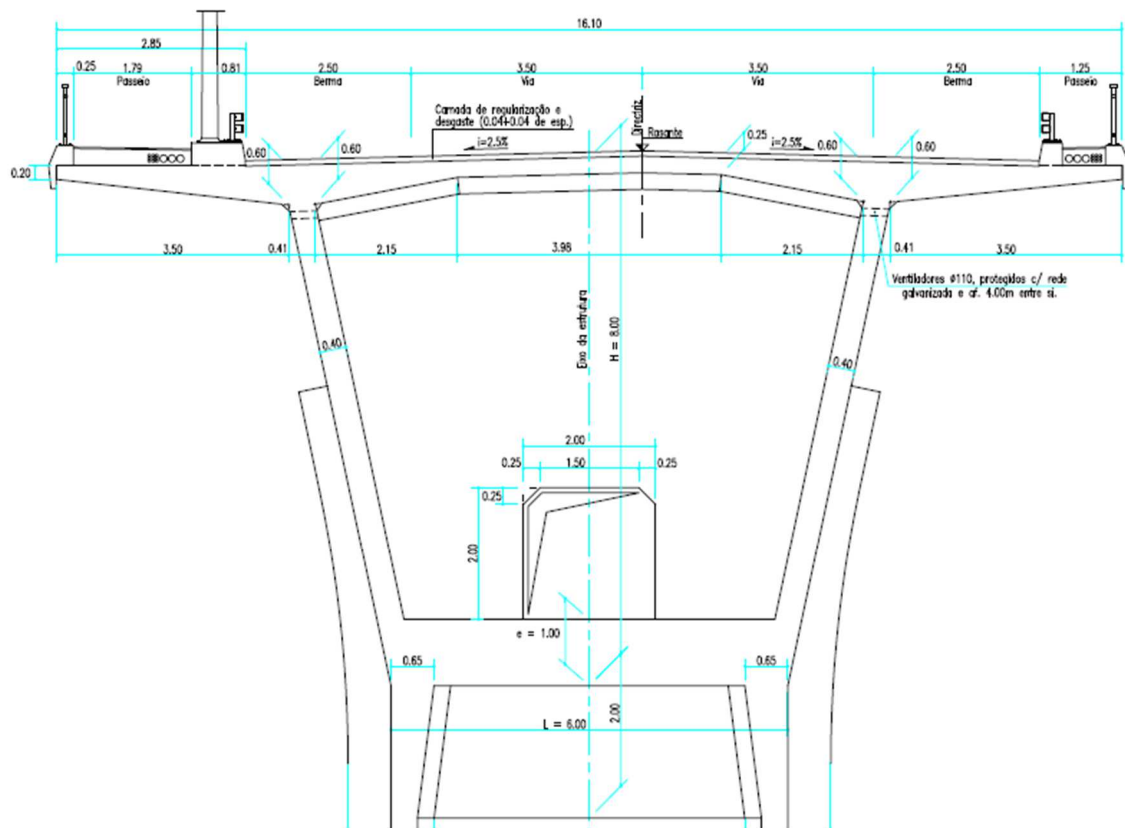


Fig. 21 – Secção Transversal Pilar P2 e P3

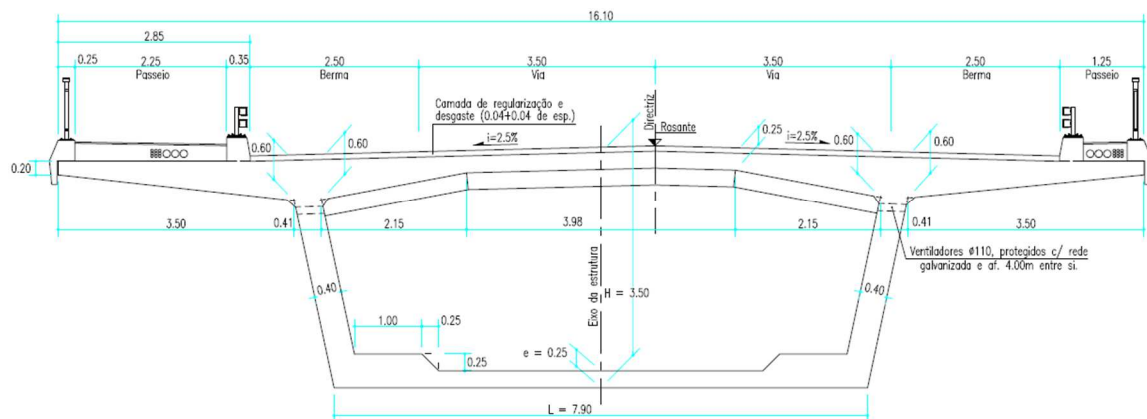


Fig. 22 – Secção Transversal meio vão

O tabuleiro apresenta carlingas transversais sobre os pilares P2 e P3, as quais se desenvolvem monoliticamente ligadas às paredes dos respetivos pilares. Na zona sobre os pilares P1 e P4 e encontros, existe apenas uma carlinga centrada com os aparelhos de apoio, cuja função é não só de adicionar rigidez à secção transversal, mas também centrar as reações.

Os pilares centrais, P2 e P3 com alturas de cerca de 35m e 33m, respetivamente, apresentam um fuste de secção em caixão, constante a toda a altura, com as dimensões exteriores máximas de 7.30x5.00m e, com paredes de 0.40m de espessura mínima.

As suas fundações são diretas, asseguradas por sapatas de dimensões $9.50 \times 11.50 \times 2.50\text{m}$.

Os pilares extremos, P1 e P4, com alturas de cerca de 23m e 16m, respetivamente, apresentam um fuste de secção em caixão, igualmente constante em altura, com dimensões exteriores máximas de $8.40 \times 3.00\text{m}$, com paredes de 0.30m espessura, ao longo de todo o seu desenvolvimento em cada uma das direções.

A fundação do pilar P1 é do tipo direta, constituída por uma sapata de dimensões $6.50 \times 11.00 \times 2.00\text{m}$ e, do tipo indireta, para o pilar P4, através de um conjunto de oito estacas de 1.0m de diâmetro. O maciço de encabeçamento de estacas apresenta as dimensões de $6.00 \times 10.50 \times 2.0\text{m}$.

O tabuleiro encontra-se monoliticamente ligado aos pilares P2 e P3 e dispõe de aparelhos de apoio de deslizamento longitudinal com travamento transversal sobre os encontros e pilares P1 e P4. Globalmente, os movimentos do tabuleiro são condicionados pela rigidez de flexão dos pilares.

Os encontros são ambos do tipo “perdido”, constituídos por uma viga estribo monoliticamente ligada a gigantes de espessura constante e largura crescente em profundidade. (LCW MD)

3.3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

No capítulo da modelação estrutural serão apresentadas de forma mais detalhada todas as fases de construção da obra assim como a sua modelação ao nível de ações e elementos ativos. No entanto para uma melhor perceção seguidamente descreve-se o faseamento construtivo geral da ponte.

3.3.1. FUNDAÇÕES, PILARES E ENCONTROS

A construção inicia-se com a execução das fundações seguida dos arranques dos pilares e suas elevações:

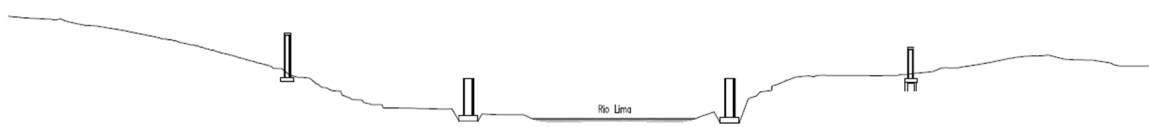


Fig. 23 – Execução das fundações e arranques dos pilares

Em simultâneo dá-se início à execução dos encontros:

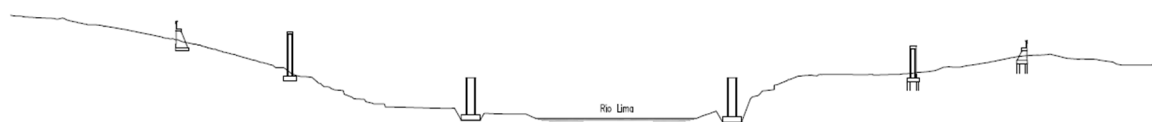


Fig. 24 – Execução dos encontros

3.3.2. ADUELA 0

Após realização dos pilares deu-se início à execução das designadas aduelas 0 dos pilares P1 e P4:

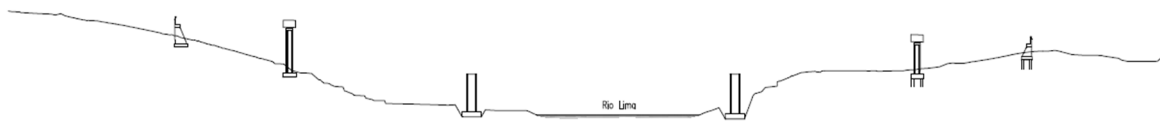


Fig. 25 – Execução das aduelas 0 do P1 e P4

De referir, que a primeira aduela betonada foi a do P1 existindo um desfasamento de execução de cerca de 3 aduelas entre o P1 e o P4.

3.3.3. SISTEMA DE EQUILÍBRIO

Como referido anteriormente os pilares P1 e P4 realizam a ligação ao tabuleiro através de aparelhos de apoio móveis longitudinalmente centrados no eixo do pilar e criam um sistema de estrutural hipostático não conferindo estabilidade de equilíbrio. Este sistema estrutural não permite a execução da ponte em condições de segurança pelo que é necessário criar apoios provisórios que serão retirados no final da execução da obra.

O sistema deverá resistir às diversas ações e combinações de cargas permanentes, variáveis e de acidente, vigentes durante o seu período de utilização (que é a fase de consolas sucessivas livres), retransmitindo-as ao fuste do pilar e respetiva fundação.

Fundamentalmente, o sistema é constituído por quatro "blocos", situados nos cantos do pilar e junto dos aparelhos de apoio definitivos, a montante e jusante destes. Cada bloco possui elementos intercalados entre a face inferior do tabuleiro e a face superior do pilar (só resistentes a compressão vertical, perfis metálicos), e outros elementos que ancoram a laje inferior do tabuleiro ao interior da laje de topo do pilar (desta vez só resistentes a trações verticais, varões de alta resistência).

Os esquemas seguintes (cortes verticais longitudinal e transversal, e planta) representam o sistema estrutural utilizado:

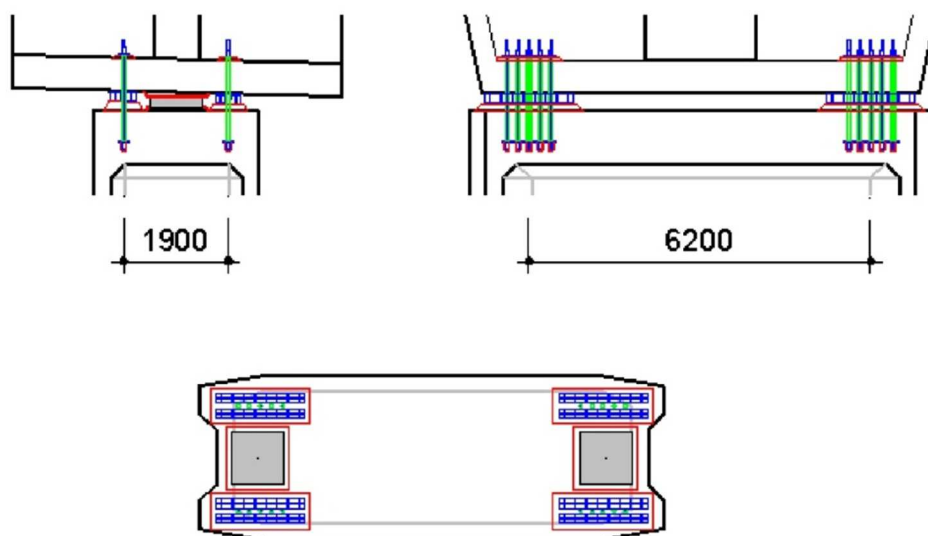


Fig. 26 – Aparelhos de Apoio provisórios

3.3.4. MONTAGEM DO CARRO DE AVANÇOS E EXECUÇÃO DAS ADUELAS

Após betonagem das aduelas 0 dos pilares P1 e P4, realiza-se a montagem do carro de avanços e procede-se à betonagem das aduelas seguintes:

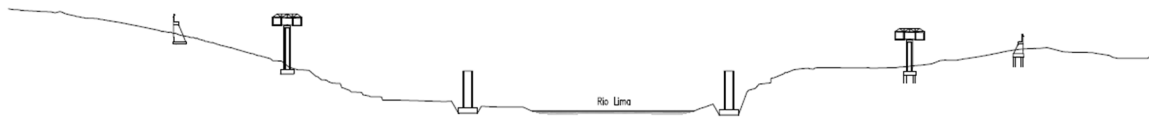


Fig. 27 – Montagem do carro de avanços no pilar P1 e P4

3.3.5. EXECUÇÃO DOS TRAMOS AO SOLO E FECHOS

Em simultâneo com a execução das aduelas dos pilares P1 e P4 realiza-se a construção dos tramos junto aos encontros, com auxílio de cimbre ao solo.

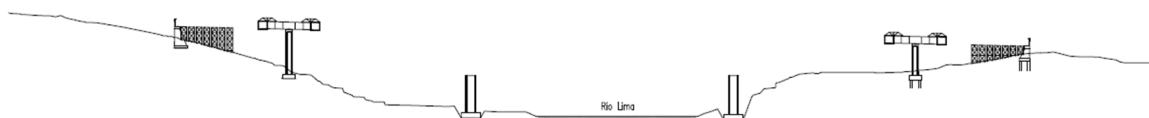


Fig. 28 – Execução do cimbre ao solo

Após a betonagem da aduela 5 é realizada a betonagem do tramo ao solo servindo a aduela 5 de cofragem de topo.

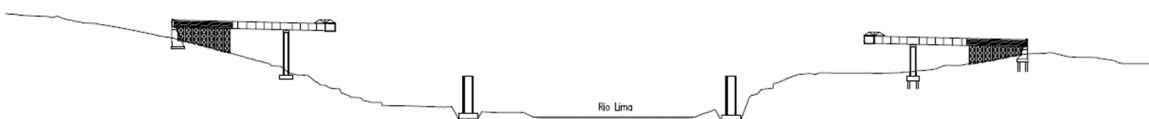


Fig. 29 – Execução dos tramos ao solo

Após puxar do pré-esforço inferior de continuidade dos tramos extremos, o cimbre ao solo pode ser removido já que o tabuleiro sobe e descola da cofragem do cimbre. Nesta fase o sistema de equilíbrio já pode ser retirado mas os aparelhos de apoio dos encontros ou pilares extremos que permitem o movimento longitudinal do tabuleiro não podem ser desbloqueados.

3.3.6. CONSOLAS PILARES P2 E P3

Após ligação aos tramos ao solo os carros são desmontados e montados nos pilares centrais da seguinte forma:

- Carro do P1 montado no P3;
- Carro do P4 montado no P2;

Dado que o fecho do pilar P1 foi realizado em primeiro lugar, existirá um desfasamento de 1 aduela nas betonagens das consolas dos pilares P2 e P3.

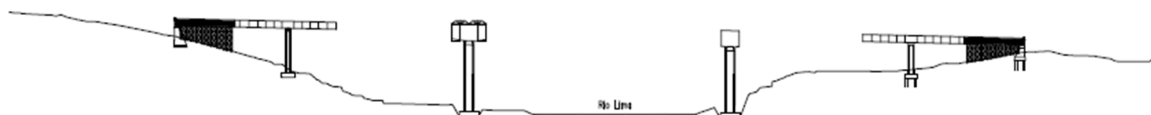


Fig. 30 – Execução das consolas dos pilares P2 e P3

Após betonagem das aduelas 13 são executados os fechos dos vãos intermédios, sendo o primeiro o vão P3-P4 e posteriormente o P1-P2 com o auxílio dos carros de avanço.



Fig. 31 – Execução dos fechos dos vãos intermédios

Por fim e após desmontagem de praticamente todos os carros de avanço é betonado o fecho central com os carros do pilar P2.

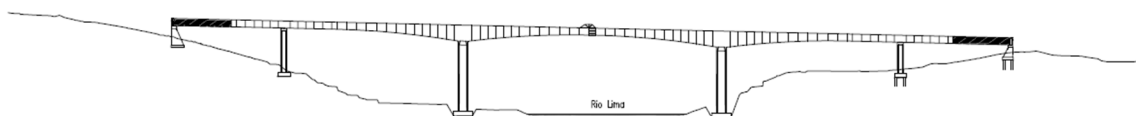


Fig. 32 – Execução do fecho central

3.3.7. EXECUÇÃO DOS ACABAMENTOS

A fase final da execução da ponte consiste na realização dos acabamentos como lancis, passeios, guarda-corpos, guardas de segurança, pavimentação e juntas de dilatação

3.4. CONTROLO DE GEOMETRIA

3.4.1. DEFINIÇÃO

Os objetivos do projeto de controlo de geometria são, fundamentalmente, os seguintes:

- Fornecer à produção em obra as coordenadas de execução das diversas partes constituintes da empreitada (por exemplo, em que posições topográficas devem ser executados os pilares, as aduelas, os tramos com viga de lançamento ou os fechos).
- Indicar os procedimentos de controlo de geometria propriamente ditos, isto é, o quê, como e quando deve ser feito, e como se preenchem, atualizam, arquivam, listam e se interpretam os ficheiros de controlo.

Desde já se faz notar que se estuda a obra em termos globais e não locais. Quer isto dizer, por exemplo, que não estão aqui estudadas, nem incluídas, as deformações internas dos carros de avanço ou das estruturas de fechos, nem das respetivas cofragens.

Este tipo de deformações deverá ser considerado separadamente no ato de leitura do controlo de geometria. Por exemplo, aos valores previstos pelo controlo de geometria para as cotas Z's antes da betonagem de uma aduela, deverão ser somadas manualmente, pelos responsáveis da obra, as contraflechas de deformação do carro pelo efeito da ação do peso do betão. Exemplos similares poderiam ser dados para os tramos com viga de lançamento ou para as aduelas de fecho.

3.4.2. METODOLOGIA DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Com base no planeamento previsto pelo empreiteiro, construiu-se um modelo de cálculo, onde foram simuladas todas as fases construtivas reproduzindo todo o processo construtivo. É utilizado um programa de cálculo automático, que considera os efeitos diferidos dos materiais e as perdas do pré-esforço em cada fase de execução.

Como resultado da análise, apresentam-se esforços e deslocamentos para cada fase da construção, incluindo gráficos de tensões nas fibras superior e inferior das aduelas.

Dos deslocamentos obtidos fase a fase, e em particular da fase respeitante à semi-vida da obra (25 anos após o seu início, cerca de 10'000 dias), conjugados com a geometria de referência de construção (a planta e perfil), obtêm-se todos os dados para o controlo de geometria, sendo que o objetivo é o de obter uma rasante teórica no final da construção da obra que, a longo prazo, se aproxime o mais possível com a rasante prevista no projeto da estrada.

3.4.3. METODOLOGIA DE CONTROLO DE GEOMETRIA

Os nivelamentos necessários para o controlo de geometria dos tabuleiros deverão ser efetuados em todas as aduelas e nos eixos de apoio dos pilares.

Os pontos de controlo de uma aduela deverão ser localizados em A e B de acordo com a figura seguinte:

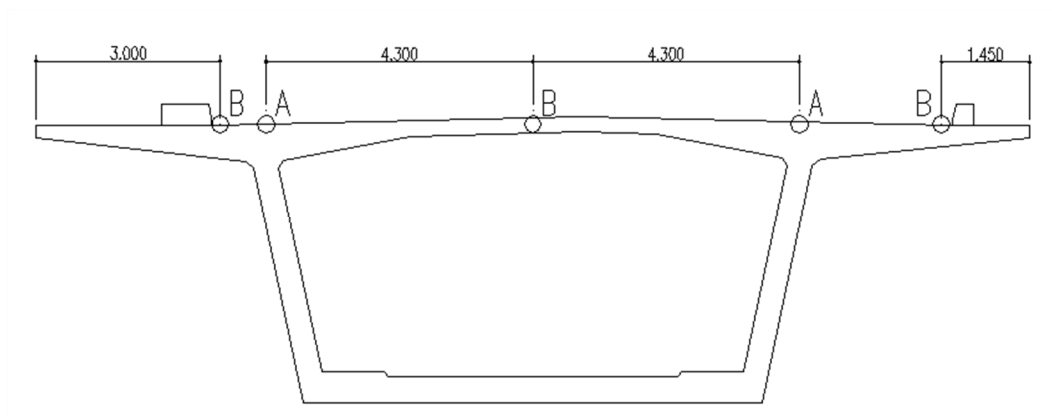


Fig. 33 – Pontos de Controlo

Pontos A: Cotas a registar em todos os nivelamentos;

Pontos B: Cotas a registar nos nivelamentos a efetuar após betonagem das Aduelas 1, 4, 7 e 10 ou, caso surjam desvios em mais aduelas.

Deverá ser registada a cota média dos pontos acima referidos por forma a minimiza os erros de leitura e deformação da seção.

Os nivelamentos deverão ser efetuados nas seguintes fases:

- Antes da betonagem de cada par de aduelas – após avanço do cimbre;
- Depois da betonagem de cada par de aduelas;
- Depois de cada operação de tensionamento dos cabos de pré-esforço superiores;
- Antes da betonagem de cada fecho, com o "aparelho de fecho, ou perfis de rigidez" já montado mas ainda não "trancado";
- Depois da betonagem de cada aduela de fecho, antes de aplicar o pré-esforço de solidarização;
- Após aplicação do pré-esforço de continuidade;
- Em qualquer fase construtiva, sempre que surjam situações suscetíveis de alterar a posição do tabuleiro e que não estejam previstas no controlo de geometria.

Deverão, ainda ser registados, para cada uma das fases anteriormente indicadas, os deslocamentos horizontais no topo dos pilares de forma a averiguar a sua verticalidade.

Relativamente aos sistemas de equilíbrio das consolas estes deverão ser retirados após ligação com o tramo de encontro realizado com cimbre ao solo, antes do próprio descimbramento e puxe do pré-esforço inferior.

3.4.4. PROCEDIMENTOS DE CONTROLO EM OBRA

Este subcapítulo refere-se essencialmente aos procedimentos e cuidados a ter com os levantamentos topográficos necessários à obtenção das coordenadas executadas para preenchimento dos ficheiros de controlo. Assim:

- Os dois pontos de controlo do tabuleiro devem ter marcos situados nas posições definidas, tanto quanto possível junto à cofragem do topo livre, e perfeitamente solidarizadas com as armaduras e cofragens por forma a que não haja movimentos com a vibração do betão durante

a betonagem. Para evitar erros, arbitrar um valor fixo para a sobrealtura dos marcos em relação à superfície do betão, igual para toda a obra.

- A hora do dia a que se fazem os levantamentos topográficos é fundamental. É mais importante o estado de insolação à hora do levantamento, que deverá ser mínimo, por forma a serem evitadas variações diferenciais de temperatura (principalmente entre as faces de intradorso e extradorso dos pilares, entre as faces de nascente e poente dos mesmos, e entre as faces superior e inferior do tabuleiro). À parte do mínimo estado de insolação, um período noturno preliminar será bom para restabelecer um estado de variação uniforme de temperatura substitutivo das variações diferenciais originadas durante o dia anterior. Assim, os levantamentos topográficos, por exemplo do posicionamento dos cimbres, devem ser realizados às primeiras horas de luminosidade de cada dia, podendo sê-lo durante qualquer hora do dia se este estiver permanentemente muito enevoadado.
- Embora com muito menos influência do que as variações diferenciais de temperatura, são de evitar levantamentos em situações de existência de vento. Este é mais problemático em termos de vibração da estrutura, e não como origem de deformações estáticas da mesma.
- Devem ser sempre verificadas, e com cuidado, as situações de definição dos cenários de controlo de cada fase. Por exemplo, não vale a pena fazer levantamentos quando existam muitos equipamentos sobre o tabuleiro, como bobines de cabo de pré-esforço, compressores, etc. ; se não for possível retirá-los, pelo menos proceda-se ao seu deslocamento para meio das aduelas 0's. Outra situação é a aparente similitude entre os cenários de pré-esforço de duas aduelas simétricas: depois de aplicados os pré-esforços das aduelas, os levantamentos com o carro ainda atrasado ou já avançado para a aduela seguinte dão valores muito diferentes, principalmente em coordenadas Z's (direção vertical).
- Para o caso de ser utilizado o meio das aduelas 0's como estação base de visualização dos diversos pontos de controlo ao longo de uma série de consolas, deve-se ter em conta que as coordenadas desse ponto são variáveis de fase para fase. Mesmo para uma mesma fase, as coordenadas desse ponto são diferentes entre diferentes cenários (principalmente entre antes da betonagem e depois da betonagem das aduelas em execução).

3.4.5. CÁLCULO E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Por geometria de referência entende-se o conjunto de coordenadas Z de projeto, que em termos de controlo de geometria são consideradas como a posição deformada da estrutura na fase de semi-vida da obra.

A geometria de referência (G_R) subtraída algebricamente dos deslocamentos determinados para a fase final (F_{final}) dá o que se designa por geometria base (G_B) :

$$G_B = G_R - F_{final} \quad (31)$$

Por G entendem-se as coordenadas Z dos pontos de controlo do tabuleiro ou dos eixos dos outros elementos estruturais. Calculam-se também as contraflechas correspondentes.

Fase a fase, os deslocamentos dos centros de gravidade F_i na fase i (transferidos, no caso do tabuleiro, para os pontos de controlo) são somados algebricamente à geometria base G_B , calculada na alínea anterior como uma "constante" da obra, para se obter a geometria deformada de execução para a fase i, designada por G_i :

$$G_i = G_B + F_i \quad (32)$$

Como se esperava, para $i = \text{final}$, a geometria deformada de execução dessa fase coincide com a geometria de referência :

$$G_{\text{final}} = G_B + F_{\text{final}} = G_R - F_{\text{final}} + F_{\text{final}} = G_R \quad (33)$$

Usualmente são apresentadas listagens gráficas (completas para todas as fases) que permite uma melhor percepção do processo construtivo da obra.

Rigorosamente, a análise estrutural deveria ser feita com a inclusão de formulações deslocamentos-deformações para o caso de grandes deformações, com comportamentos deformações-tensões não lineares e com deslocamentos-esforços calculados sob geometria deformada, com efeitos de segunda ordem e processos iterativos convergentes.

Os programas correntes não permitem a maior parte destas considerações, e os processos iterativos sob geometria deformada aumentariam muito a quantidade de trabalho realizado. Por isso, limita-se o trabalho ao método antes definido, cuja precisão é suficiente para os fins em causa.

4

MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1. INTRODUÇÃO

Atualmente, o dimensionamento de estruturas é realizado com recurso a modelos matemáticos cuja resolução se baseia em ferramentas de cálculo automático. Com a existência de capacidades de processamento computacional cada vez mais poderosas, os modelos têm vindo a crescer em complexidade.

No entanto, a tentativa de modelação global de toda a estrutura, apresenta algumas dificuldades: se por um lado permite uma análise rápida de estruturas cada vez mais complexas e uma mais correta interação entre elementos; por outro lado, a quantidade de informação processada num só modelo obriga a que o controlo dos resultados seja o mais cuidadoso possível pois a possibilidade de erro cresce com o aumento do detalhe do modelo.

O dimensionamento de estruturas em que a fase de construção é uma condicionante importante, obriga à utilização de softwares de cálculo que tenham essa funcionalidade de modelação. Ou seja, devem permitir a adição de esforços entre modelos de cálculo distintos, já que existe a adição ou remoção de elementos finitos a modelos de diferentes fases. Cada fase corresponde a um modelo de cálculo distinto, adicionando ou removendo elementos finitos, obrigando o software de cálculo a atribuir e adicionar os esforços e deformações ao mesmo elemento em modelos diferentes.

Em particular, na modelação da Nova Ponte sobre o Rio Lima utilizou-se um software designado por “RM bridge”. Com um modelo de ponte 3D totalmente definido, é possível avaliar todos os aspetos da construção da estrutura da ponte. A possibilidade de programação, através de uma linguagem própria, torna mais fácil o desenvolvimento de um cronograma de construção que define a sequência e o conteúdo das etapas de construção. É possível definir as fases até o nível de complexidade necessária. Os regulamentos são predefinidos no “RM bridge”, permitindo introduzir as fórmulas dependentes do tempo como o endurecimento, fluência, retração, e relaxamento do aço de pré-esforço e alterá-las caso necessário.

Neste capítulo será apresentado em detalhe o modelo de cálculo utilizado, ao nível dos elementos finitos utilizados, simulação das ligações, cabos de pré-esforço, descrição das ações utilizadas e características dos materiais.

Na análise dos efeitos diferidos do betão C40/50, e dado que não foi possível obter os resultados dos ensaios de retração, fluência e maturação do betão, utilizaram-se resultados laboratoriais obtidos de um betão da mesma classe de resistência mas utilizados numa outra Ponte. O único dado fornecido pela direção de obra diz respeito aos ensaios de compressão dos provetes cúbicos da obra que permitiu estimar o módulo de elasticidade.

No final do presente capítulo apresenta-se o ajuste das curvas regulamentares dos efeitos diferidos do betão às obtidas nos ensaios laboratoriais através da variação dos seus parâmetros.

4.2. SOFTWARE DE CÁLCULO

RM BRIDGE da Bentley é um software completo para análise e projeto estrutural. Ele consubstancia o conhecimento avançado atual da construção de pontes por forma a produzir resultados fiáveis e precisos para todos os tipos de pontes e materiais.

Este software apresenta diversas potencialidades, entre as quais é possível destacar:

- Análise dos efeitos diferidos no tempo utilizando regulamentação local e internacional;
- Macros expeditas para modelação de pontes correntes;
- Modelação de pré e pós-tensão de cabos, quer externos quer internos à secção;
- Análise e dimensionamento total quer ao esforço transversal quer à flexão de elementos de betão armado;
- Faseamento construtivo;
- Não linearidade material;
- Análise sísmica por espectros de resposta, acelerogramas ou espectros de potência.

É um programa que funciona apenas com elementos finitos de barra, modelando a secção transversal em elementos finitos de casca (“shell”). Funciona com dois programas separados que se complementam: GP e o RM. O GP possibilita a construção do modelo de cálculo, ao nível da sua geometria, definição das características dos apoios e secção transversal, permitindo, neste caso, a definição de pontos de armadura e dos pontos para obtenção das tensões na secção.

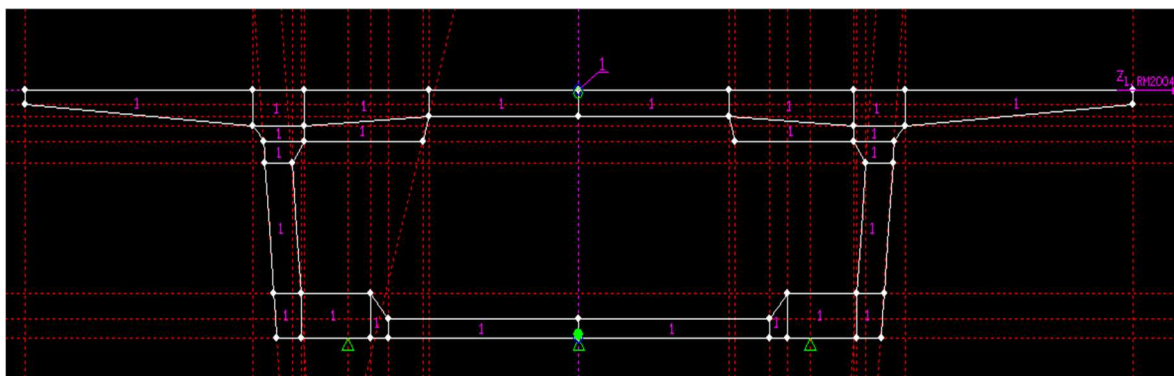


Fig. 34 – Definição da seção no software GP

Um dos aspetos em que o RM Bridge se destaca de muitos outros é a consideração de secções evolutivas (possibilidade de modelação do faseamento construtivo ao nível da secção transversal dos elementos). Apesar de não ter sido utilizada neste caso em particular, já que a secção em caixão é betonada numa só fase, esta funcionalidade permite facilitar a análise por exemplo de viadutos pré-fabricados em que a secção transversal resistente varia ao longo do tempo.

O modelo definido no GP é importado no RM, onde se definem as ações, faseamento construtivo e combinações realizando-se igualmente o dimensionamento aos estados limite últimos.

A sua funcionalidade ao nível das cargas rolantes, definindo automaticamente qual a posição mais desfavorável para cada secção e criando a respetiva envolvente é um aspeto fundamental a ter em conta. Mesmo que a carga rolante seja uniformemente distribuída o programa executa automaticamente o carregamento dos vãos mais desfavoráveis para uma determinada secção do tabuleiro.

Ao nível do faseamento construtivo permite a definição da duração de cada ação ou fase, fundamental para a correta aferição da influência dos fenómenos diferidos. Para além disso, possibilita a adição ou

remoção de elementos ou apoios ao modelo de cálculo. Na remoção dos apoios o software aplica esforços iguais de sinal contrário ao modelo agora sem esses apoios. Esta funcionalidade é fundamental no caso de aparelhos de apoio provisórios.

Para além da plataforma e vista normal, é possível a modelação integral através da utilização de um ficheiro de texto exportado e importado pelo programa que, para utilizadores mais experientes, poderá facilitar e tornar mais rápida a modelação de toda a obra já que características semelhantes entre modelos, como combinações de ações, poderão copiar-se de um modelo para o outro. Utiliza, no entanto, a sua própria linguagem de programação o que obriga a um utilizador principiante ao investimento de muito tempo até completa familiarização.

Nas figuras seguintes é possível visualizar a interação gráfica do software:

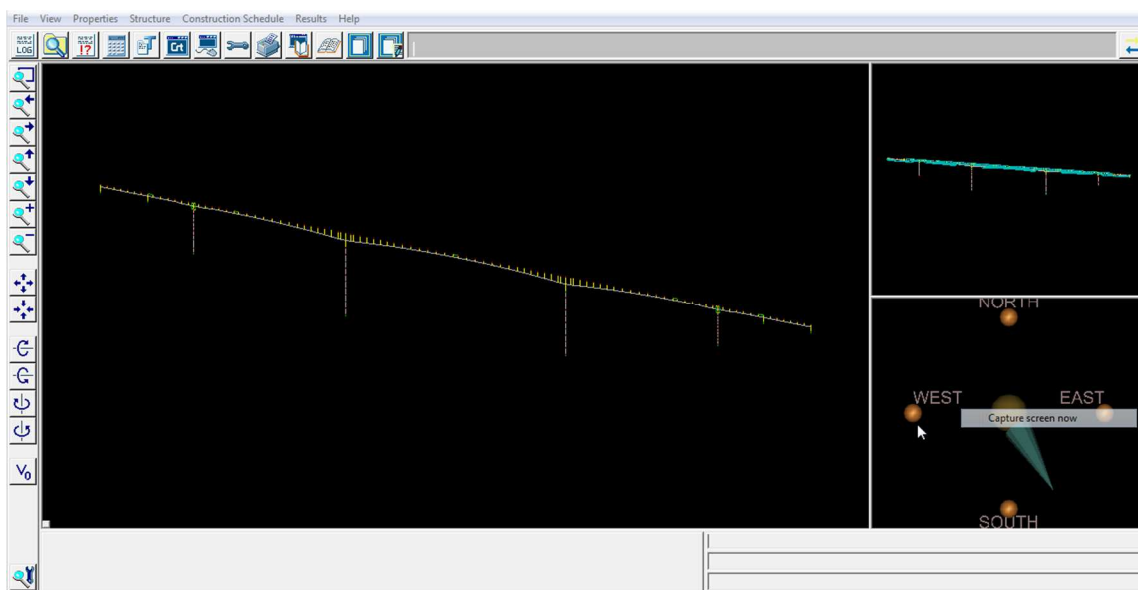


Fig. 35 – Modelo de Cálculo em elementos de barras

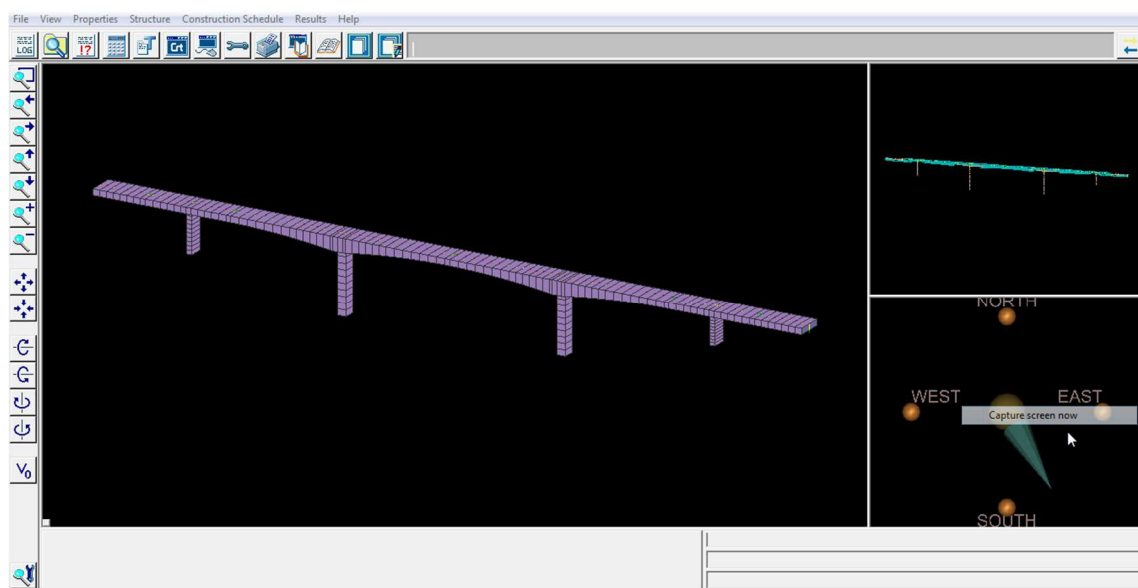


Fig. 36 – Modelo de Cálculo em elementos de barras com extrusão

4.3. MODELO DE CÁLCULO

Para a análise do faseamento construtivo da nova Ponte sobre o rio Lima construiu-se um modelo de cálculo de elementos finitos de barra que procura traduzir, com o maior rigor, a geometria da obra e a reologia dos materiais estruturais. Com base no planeamento previsto pelo consórcio construtor, foram simuladas todas as fases da obra, reproduzindo, detalhadamente, o processo construtivo da ponte. Para este efeito, foi utilizado o programa de cálculo automático referido que considera os efeitos diferidos dos materiais e as perdas do pré-esforço em cada fase de execução.

O modelo numérico é constituído da seguinte forma:

- Tabuleiro – 103 elementos de barra, B101 a B203;
- Pilares – 10 elementos finitos de barra cada (P1 – B5101 a B5110; P2 - B5201 a B5210; P3 – B5301 a B5310; P3 – B5401 a B5410)

Cada elemento de barra do tabuleiro corresponde a uma aduela sendo a secção variável ao longo do desenvolvimento da ponte.

A ligação entre os pilares P2 e P3 e o tabuleiro é monolítica e simulada através de elementos de mola lineares de grande rigidez nos 6 graus de liberdade.

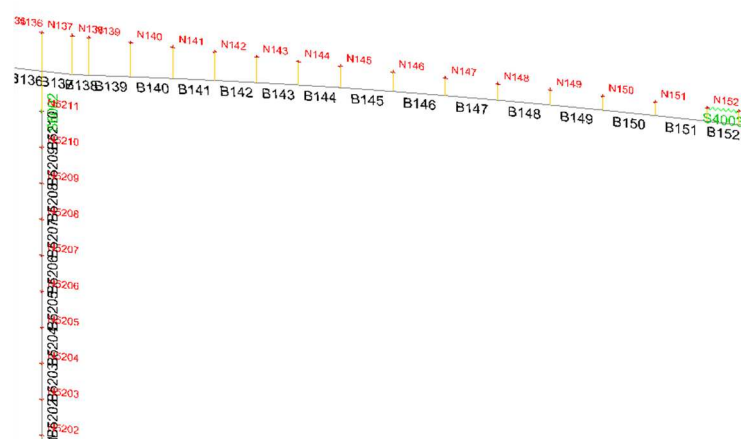


Fig. 37 – Modelo de elementos finitos

A ligação entre os pilares P1 e P4 e o tabuleiro contempla os aparelhos de apoio provisórios centrais com a aduela e o pilar e o sistema de equilíbrio temporário ativo durante a fase de construção. Os aparelhos de apoio definitivos estão simulados através de elementos lineares de mola de grande rigidez em todos os graus de liberdade exceto na direção longitudinal do tabuleiro onde se encontra liberto o deslocamento e a rotação em torno do eixo perpendicular ao tabuleiro.

Por outro lado, o sistema de equilíbrio tem um comportamento às ações verticais não linear. Como foi referido anteriormente o sistema de equilíbrio liga a aduela 0 ao topo dos pilares através de varões de alta resistência $\phi 36\text{mm}$ com 2m de comprimento. Estes varões apenas resistem a esforços tração. A resistência aos esforços de compressão é assegurada por perfis metálicos HEB 180, Fe360. Assim, como se percebe, a rigidez à tração é muito inferior à rigidez à compressão já que se está a utilizar elementos de secção diferentes.

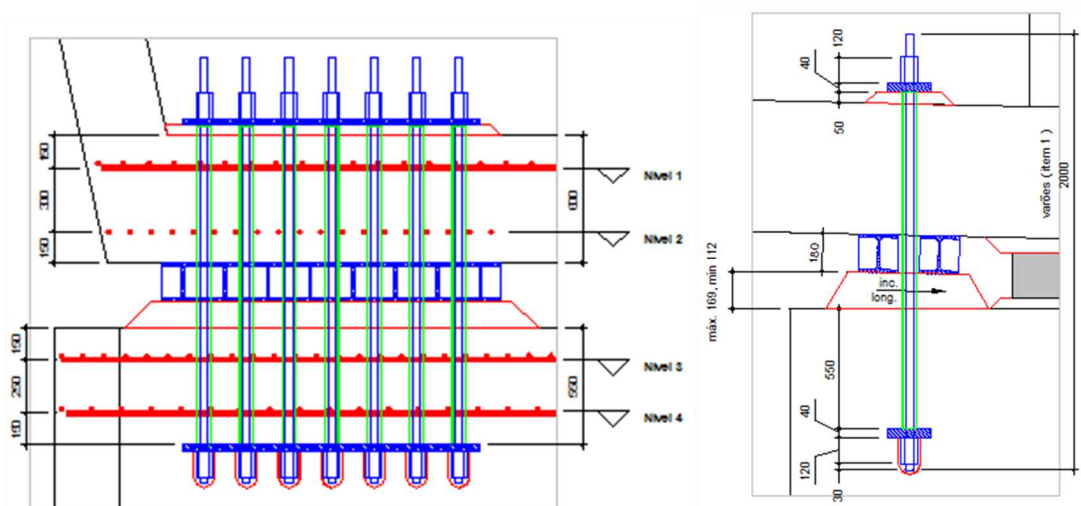


Fig. 38 – Sistema de Equilíbrio

Utilizaram-se elementos elásticos, um, de grande rigidez, resistente apenas à compressão, e outro resistente à tração com a rigidez dos 14 varões ($K = EA/L = 1.425 \times 10^6$ kN/m) na direção vertical. Os outros graus de liberdade encontram-se rigidamente bloqueados, exceto o momento em torno do eixo perpendicular ao tabuleiro. Estes elementos estão colocados junto da face exterior da aduela 0.

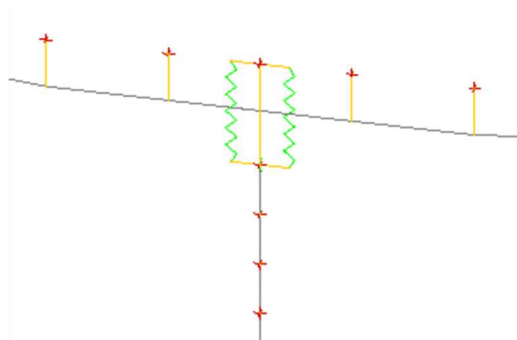


Fig. 39 – Ligação Pilares-Tabuleiro

Tal como referidos no capítulo 2.3.2 a execução do fecho central é realizada com a contribuição de perfis metálicos que permitem a continuidade das deformadas dos tramos betonados do lado do P2 e do P3. Os perfis metálicos permitem a materialização de um momento positivo a meio vão para a ação de betonagem do tramo central o que obriga a uma continuidade na deformada do tabuleiro e evita quebras da parábola definidora da face inferior do tabuleiro.

Assim, foram considerados os seguintes perfis 2 HEB500 e 4INP 400 conforme figuras abaixo. O facto de estes perfis serem apoiados usualmente em barros de madeira permite o deslizamento entre os dois elementos, não se considerando portanto que estes perfis transmitem esforço axial sendo assim indiferente a posição dos mesmos verticalmente.

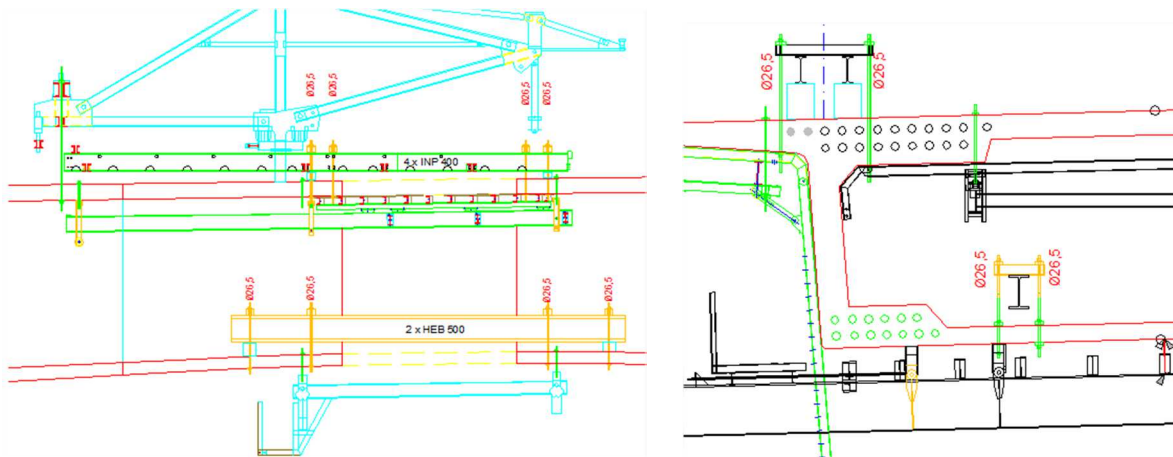


Fig. 40 – Perfis de Rigidez, Vista lateral e frontal

Considerou-se, portanto, um elemento de ligação linear entre as duas aduelas 12 com rigidez à flexão ($k=1.68 \times 10^5$ kNm/rad) e esforço transversal ($k=84070$ kN/m) relativo aos perfis metálicos materializado através das ancoragens com varões de alta resistência conforme representado nas figuras acima.

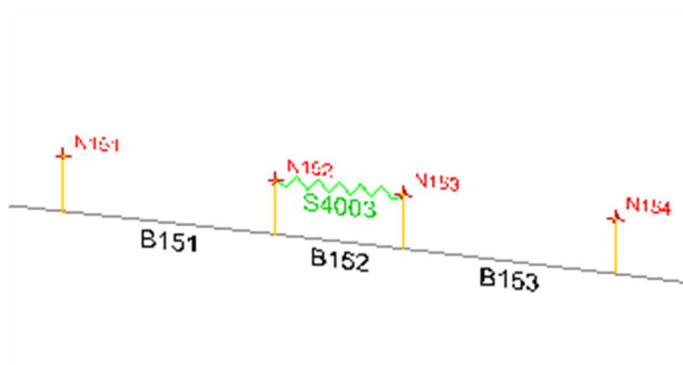


Fig. 41 – Modelação dos Perfis de Rigidez

Os aparelhos de apoio definitivos dos encontros foram modelados através de elementos lineares de mola de grande rigidez em todos os graus de liberdade exceto na direção longitudinal do tabuleiro onde se encontra liberto o deslocamento assim como a rotação em torno do eixo perpendicular ao tabuleiro.

A contribuição do tramo ao solo para o controlo de geometria surge em primeiro lugar através da deformação do cimbra metálico aquando da betonagem do tramo de encontro. Admitiu-se que as tensões provocadas no solo eram baixas não existindo assentamentos significativos da fundação e que as contraflechas aplicadas ao cimbra colocavam o tabuleiro na posição correta. Calculou-se portanto a rigidez vertical equivalente do cimbra quando sujeito a uma carga vertical tendo sido modelado através de um elemento linear de rigidez $k= 6.075 \times 10^5$ kN/m.

Como resultado da análise, obtém-se esforços e deslocamentos para cada fase da construção, incluindo gráficos de tensões nas fibras superior e inferior das aduelas.

4.4. AÇÕES

Em termos de ações aplicadas no modelo foram consideradas as seguintes:

- Peso próprio
- Pré-esforço
- Peso do equipamento
- Remoção de aparelhos de apoio provisórios
- Retração e fluência
- Restante carga permanente

O peso próprio da estrutura é calculado automaticamente pelo software, simulando a betonagem de uma aduela através da ativação do elemento e calculando os esforços provenientes do seu peso próprio.

O peso próprio das aduelas de fecho foi considerado através da aplicação de cargas verticais já que a ativação do elemento conduziria à obtenção de um sistema estrutural ainda não existente nesta fase.

A ação do pré-esforço é calculada automaticamente pelo software tendo sido colocado o traçado planimétrico e altimétrico exato presente no projeto, por forma a que as perdas instantâneas e diferidas sejam corretamente consideradas. Os cabos de pré-esforço considerados são da classe de aço 1470/1680 tendo cada cordão cerca de 1.4cm^2 de área.

O quadro seguinte resume a aplicação destas duas ações:

Tabela 4 – Resumo das ações aplicadas

Aduela		Comprimento	Peso da Aduela	Pré-esforço na Aduela betonada
		ml	kN	kN
E1	Eixo	0	7866.3	
	Fim	31		
	Valor do pré-esforço inferior na zona de fecho			-31430
P1	05	4.5	1141.9	-8228
	04	4.5	1141.9	8377
	03	4	1015.0	-8570
	02	4	1142.0	-10650
	01	4	1269.0	-14077
	00	3	951.8	
	Meio			
	00	3	951.8	
	01	4	1269.0	-14077
	02	4	1142.0	-10650
	03	4	1015.0	-8570
	04	4.5	1141.9	-8524
	05	4.5	1141.9	-8266
Valor do pré-esforço inferior na zona de fecho				-30633
	13	5	1273.1	-7210
	12	5	1288.8	-7264
	11	5	1318.1	-7485

	10	5	1362.5	-7545
	09	5	1420.6	-7746
	08	5	1490.0	-7815
	07	5	1570.6	-7996
	06	4	1321.5	-7897
	05	4	1385.0	-8121
	04	4	1452.5	-8214
	03	4	1523.5	-10523
	02	4	1598.0	-13502
	01	4	1674.5	-14105
	00	4.5	1944.0	
P2	Meio			
	00	4.5	1944.0	
	01	4	1674.5	-14105
	02	4	1598.0	-13502
	03	4	1523.5	-10523
	04	4	1452.5	-8265
	05	4	1385.0	-8175
	06	4	1321.5	-7912
	07	5	1578.8	-8052
	08	5	1513.8	-7831
	09	5	1458.8	-7805
	10	5	1413.8	-7613
	11	5	1378.8	-7553
	12	5	1355.0	-7268
	13	5	1341.9	-7296
	Valor do pré-esforço inferior na zona de fecho			-39543
	13	5	1341.9	-7210
	12	5	1355.0	-7264
	11	5	1378.8	-7485
	10	5	1413.8	-7545
	09	5	1458.8	-7746
	08	5	1513.8	-7815
	07	5	1578.8	-7996
	06	4	1321.5	-7897
	05	4	1385.0	-8121
	04	4	1452.5	-8214
	03	4	1523.5	-10523
	02	4	1598.0	-13502
	01	4	1674.5	-14105
	00	4.5	1944.0	
P3	Meio			
	00	4.5	1944.0	
	01	4	1674.5	-14105

	02	4	1598.0	-13502
	03	4	1523.5	-10523
	04	4	1452.5	-8265
	05	4	1385.0	-8175
	06	4	1321.5	-7912
	07	5	1570.6	-8052
	08	5	1490.0	-7831
	09	5	1420.6	-7805
	10	5	1362.5	-7613
	11	5	1318.1	-7553
	12	5	1288.8	-7268
	13	5	1273.1	-7296
	Valor do pré-esforço inferior na zona de fecho			-30263
	05	4.5	1141.9	-8228
	04	4.5	1141.9	8377
	03	4	1015.0	-8570
	02	4	1142.0	-10650
	01	4	1269.0	-14077
	00	3	951.8	
P4	Meio			
	00	3	951.8	
	01	4	1269.0	-14077
	02	4	1142.0	-10650
	03	4	1015.0	-8570
	04	4.5	1141.9	-8524
	05	4.5	1141.9	-8266
	Valor do pré-esforço inferior na zona de fecho			-32580
	Fim	31	7866.3	
E2	Eixo	0		

O peso do carro foi aplicado considerando a ação de -1058kN a uma distância de 0.40m da face da aduela e +358.4 kN a 5.4m da face da aduela. Cada avanço do carro corresponde à remoção do peso do carro na aduela anterior, ou seja da posição anterior do carro, adicionando-se o peso do carro na aduela seguinte, ou seja na posição final após o avanço.

A remoção dos aparelhos de apoio provisórios é igualmente calculada automaticamente pelo software onde ao novo sistema estrutural apenas com os aparelhos de apoio definitivos são aplicadas as reações iguais de sinal contrário às existentes nos aparelhos anteriores.

Os efeitos dos fenómenos diferidos do betão e do aço são calculados automaticamente para cada fase em separado de acordo com as curvas definidoras dos comportamentos diferidos. São calculadas assim novas deformações e tensões na estrutura já que por exemplo quando mais rígida for a estrutura maiores esforços vai provocar a retração do betão.

A restante carga permanente, relativa ao betuminoso, passeios, guarda-corpos e guardas de segurança foi considerada através de uma carga uniformemente distribuída de 55kN/m.

4.5. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Neste ponto apresenta-se a descrição do modelo de faseamento construtivo considerado na análise. Uma fase no modelo corresponde a um lapso de tempo. A cada lapso de tempo entre aplicações de ações designou-se por fase. Em cada fase aplicaram-se ações que se consideraram a actuar no mesmo instante de tempo. Apenas posteriormente os efeitos diferidos são calculados já considerando as ações dessa fase.

A designação de cenário aqui apresentada corresponde à aplicação de uma ação:

- Cenário 1 – com betão desta fase – aplicação do peso próprio da aduela em questão;
- Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela – aplicação da ação de pré-esforço correspondente à aduela em questão;
- Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela – retirada do peso do carro na aduela anterior e aplicação da ação do peso do carro de avanços na nova posição para betonagem da aduela seguinte;

Para cada um destes cenários foram criadas tabelas de cotas previstas para cada uma das aduelas para comparação com os resultados reais preenchidos pela topografia.

Os cenários considerados são os seguintes :

- Fase 1 – Execução da **Aduela 0-P4**; (Cenário 1 – com betão desta fase; Cenário 2 – montagem do equipamento)
- $\Delta T = 25$ dias
- Fase 2 – Execução da **Aduela 1-P4**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 1 – P4; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 1 – P4; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 2 – P4)
- $\Delta T = 10$ dias
- Fase 3 – Execução da **Aduela 2-P4**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 2 – P4; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 2 – P4; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 3 – P4)
- $\Delta T = 7$ dias
- Fase 4 – Execução da **Aduela 3-P4**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 3 – P4; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 3 – P4; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 4 – P4)
- $\Delta T = 7$ dias
- Fase 5 – Execução da **Aduela 4 – P4 e Aduela 0 - P1**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 4 – P4; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 4 – P4; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 5 – P4; Cenário 4 – com betão para execução da aduela 0 – P1; Cenário 5 – com montagem do equipamento para execução da aduela 1 – P1)
- $\Delta T = 7$ dias
- Fase 6 – Execução da **Aduela 5-P4**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 5 – P4; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 5 – P4)
- $\Delta T = 7$ dias
- Fase 7 – **Ligação com tramo ao solo P4 - E2**; (Cenário 1 – com remoção do equipamento – P4; Cenário 2 – com pré-esforço inferior de continuidade – P4-E2; Cenário 3 – com betão do tramo ao solo – P4-E2)
- $\Delta T = 21$ dias

- Fase 8 – Execução da **Aduela 1-P1**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 1 – P1; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 1 – P1; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 2 – P1)
- $\Delta T = 7$ dias
- Fase 9 – Execução da **Aduela 2-P1**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 2 – P1; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 2 – P1; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 3 – P1)
- $\Delta T = 7$ dias
- Fase 10 – Execução da **Aduela 3-P1**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 3 – P1; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 3 – P1; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 4 – P1)
- $\Delta T = 7$ dias
- Fase 11 – Execução da **Aduela 4-P1**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 4 – P1; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 4 – P1; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 5 – P1)
- $\Delta T = 7$ dias
- Fase 12 – Execução da **Aduela 5-P1**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 5 – P1; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 5 – P1; Cenário 3 – remoção do equipamento)
- $\Delta T = 7$ dias
- Fase 13 – **Ligação com tramo ao solo P1 – E1**; (Cenário 1 – com remoção do equipamento – P1; Cenário 2 – com pré-esforço inferior de continuidade – P1-E1; Cenário 3 – com betão do tramo ao solo – P1-E1)
- $\Delta T = 14$ dias
- Fase 14 – Execução da **Aduela 0-P3**; (Cenário 1 – com betão desta fase; Cenário 2 – montagem do equipamento)
- $\Delta T = 7$ dias
- Fase 15 – Execução da **Aduela 1-P3 e Aduela 0-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 1 – P3; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 1 – P3; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 2 – P3; Cenário 4 – com betão desta fase aduela 0 – P2; Cenário 5 – montagem do equipamento no P2)
- $\Delta T = 9$ dias
- Fase 16 – Execução da **Aduela 2-P3 e Aduela 1-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 2 – P3; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 2 – P3; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 3 – P3; Cenário 4 – com betão para execução da aduela 1 – P2; Cenário 5 – com pré-esforço para execução da aduela 1 – P2; Cenário 6 – com avanço do equipamento para execução da aduela 2 – P2)
- $\Delta T = 9$ dias
- Fase 17 – Execução da **Aduela 3-P3 e Aduela 2-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 3 – P3; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 3 – P3; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 4 – P3; Cenário 4 – com betão para execução da aduela 2 – P2; Cenário 5 – com pré-esforço para execução da aduela 2 – P2; Cenário 6 – com avanço do equipamento para execução da aduela 3 – P2)
- $\Delta T = 9$ dias
- Fase 18 – Execução da **Aduela 4-P3 e Aduela 3-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 4 – P3; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 4 – P3; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 5 – P3; Cenário 4 – com betão para execução

- da aduela 3 – P2; Cenário 5 – com pré-esforço para execução da aduela 3 – P2; Cenário 6 – com avanço do equipamento para execução da aduela 4 – P2)
- $\Delta T = 9$ dias
 - Fase 19 – Execução da **Aduela 5-P3 e Aduela 4-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 5 – P3; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 5 – P3; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 6 – P3; Cenário 4 – com betão para execução da aduela 4 – P2; Cenário 5 – com pré-esforço para execução da aduela 4 – P2; Cenário 6 – com avanço do equipamento para execução da aduela 5 – P2)
 - $\Delta T = 9$ dias
 - Fase 20 – Execução da **Aduela 6-P3 e Aduela 5-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 6 – P3; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 6 – P3; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 7 – P3; Cenário 4 – com betão para execução da aduela 5 – P2; Cenário 5 – com pré-esforço para execução da aduela 5 – P2; Cenário 6 – com avanço do equipamento para execução da aduela 6 – P2)
 - $\Delta T = 9$ dias
 - Fase 21 – Execução da **Aduela 7-P3 e Aduela 6-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 7 – P3; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 7 – P3; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 8 – P3; Cenário 4 – com betão para execução da aduela 6 – P2; Cenário 5 – com pré-esforço para execução da aduela 6 – P2; Cenário 6 – com avanço do equipamento para execução da aduela 7 – P2)
 - $\Delta T = 9$ dias
 - Fase 22 – Execução da **Aduela 8-P3 e Aduela 7-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 8 – P3; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 8 – P3; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 9 – P3; Cenário 4 – com betão para execução da aduela 7 – P2; Cenário 5 – com pré-esforço para execução da aduela 7 – P2; Cenário 6 – com avanço do equipamento para execução da aduela 8 – P2)
 - $\Delta T = 9$ dias
 - Fase 23 – Execução da **Aduela 9-P3 e Aduela 8-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 9 – P3; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 9 – P3; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 10 – P3; Cenário 4 – com betão para execução da aduela 8 – P2; Cenário 5 – com pré-esforço para execução da aduela 8 – P2; Cenário 6 – com avanço do equipamento para execução da aduela 9 – P2)
 - $\Delta T = 9$ dias
 - Fase 24 – Execução da **Aduela 10-P3 e Aduela 9-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 10 – P3; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 10 – P3; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 11 – P3; Cenário 4 – com betão para execução da aduela 9 – P2; Cenário 5 – com pré-esforço para execução da aduela 9 – P2; Cenário 6 – com avanço do equipamento para execução da aduela 10 – P2)
 - $\Delta T = 9$ dias
 - Fase 25 – Execução da **Aduela 11-P3 e Aduela 10-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 11 – P3; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 11 – P3; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 12 – P3; Cenário 4 – com betão para execução da aduela 10 – P2; Cenário 5 – com pré-esforço para execução da aduela 10 – P2; Cenário 6 – com avanço do equipamento para execução da aduela 11 – P2)
 - $\Delta T = 9$ dias
 - Fase 26 – Execução da **Aduela 12-P3 e Aduela 11-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 12 – P3; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 12 – P3; Cenário 3 –

- com avanço do equipamento para execução da aduela 13 – P3; Cenário 4 – com betão para execução da aduela 11 – P2; Cenário 5 – com pré-esforço para execução da aduela 11 – P2; Cenário 6 – com avanço do equipamento para execução da aduela 12 – P2)
- $\Delta T = 9$ dias
 - Fase 27 – Execução da **Aduela 13-P3 e Aduela 12-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 13 – P3; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 13 – P3; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução da aduela 13 – P3; Cenário 4 – com betão para execução da aduela 12 – P2; Cenário 5 – com pré-esforço para execução da aduela 12 – P2; Cenário 6 – com avanço do equipamento para execução da aduela 13 – P2)
 - $\Delta T = 9$ dias
 - Fase 28 – Execução da Aduela de **Fecho P3-P4**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela; Cenário 2 – com pré-esforço de continuidade; Cenário 3 – desmontagem dos perfis de rigidez; Cenário 4 – com remoção do equipamento)
 - $\Delta T = 7$ dias
 - Fase 29 – Execução da **Aduela 13-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela 13 – P2; Cenário 2 – com pré-esforço para execução da aduela 13 – P2; Cenário 3 – com avanço do equipamento para execução dos fechos)
 - $\Delta T = 9$ dias
 - Fase 30 – Execução da Aduela de **Fecho P1-P2**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela; Cenário 2 – com pré-esforço de continuidade; Cenário 3 – desmontagem dos perfis de rigidez; Cenário 4 – com remoção do equipamento)
 - $\Delta T = 7$ dias
 - Fase 31 – Execução da Aduela de **Fecho P2-P3**; (Cenário 1 – com betão para execução da aduela; Cenário 2 – com pré-esforço de continuidade; Cenário 3 – desmontagem dos perfis de rigidez; Cenário 4 – com remoção do equipamento)
 - $\Delta T = 7$ dias
 - Fase 32 – Aplicação das Restantes cargas permanentes e após 25anos; (Cenário 1 – Aplicação das RAP; Cenário 2 – após 25 anos)
 - Fase 33 – Após 50anos; (Cenário 1 – após 50 anos)
 - $\Delta T = 10000$ dias

4.6. AJUSTE DA LEI DE MATURAÇÃO, FLUÊNCIA E RETRAÇÃO

4.6.1. LEI DE MATURAÇÃO

A consideração do endurecimento na análise passa pela variação ao longo do tempo do módulo de elasticidade do betão $E_{cm,t}$ que apresenta maior importância nos casos de determinação de contraflechas a dar na própria estrutura em construção quando esta é executada por fases e no cálculo dos deslocamentos originados pela colocação e retirada de equipamentos, processos de pré-esforço, levantamentos de apoios por macacos, destravamento de amarrações, etc (cálculos geralmente conhecidos pelo nome de "controlo de geometria").

No caso em particular, realizaram-se ensaios de compressão em provetes de betão cúbicos durante a execução da obra, aos 2, 3, 7 e 28 dias. Dado que a quantidade de resultados é muito elevada, no quadro seguinte apresentam-se a média dos resultados obtidos:

Tabela 5 – Módulos de Elasticidade

Idade (Dias)	Média (MPa)	β_{ct}	$E_{cm,t}$ (GPa)
2	37.1	0.600	19.83
3	42.2	0.712	23.52
7	48.7	0.857	28.31
28	55.2	1.000	33.03
60	56.5	1.030	34.01
90	58.2	1.067	35.23

Tal como já referido anteriormente em fase de projeto ou quando ainda não existam ensaios no tempo, utilizam-se os valores dados pelo próprio EC2. Este indica $s = \{ 0.38, 0.25, 0.20 \}$ para cimentos tipo $\{ SH, NH/RH, RH+HS \}$ respetivamente (significando SH = *slow hardening*, NH/RH = normal or rapid hardening, RH+HS = rapid hardening with high strength) e $r = 0.5$ como constante.

O programa de cálculo referido anteriormente permite a alteração das fórmulas de cálculo dos efeitos diferidos provenientes dos regulamentos. Para estimar o valor de $\beta_{c,t}$ a qualquer data "t" o EC2 indica a seguinte fórmula, com $t - t_b$ em dias :

$$\beta_{c,t} = \exp \left[s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t - t_b} \right)^r \right) \right] \quad (34)$$

expressão em que figuram os dois parâmetros $\{ s, r \}$ cujos valores, sempre positivos, podem ser atribuídos por forma a permitir uma maior aproximação da curva aos resultados dos ensaios. Assim, obtiveram-se os valores de $s = 0.116$ e $r = 0.625$.

No gráfico seguinte pode-se observar a diferença entre as várias curvas do EC2, para os vários tipos de cimento, REBAP e os ensaios.

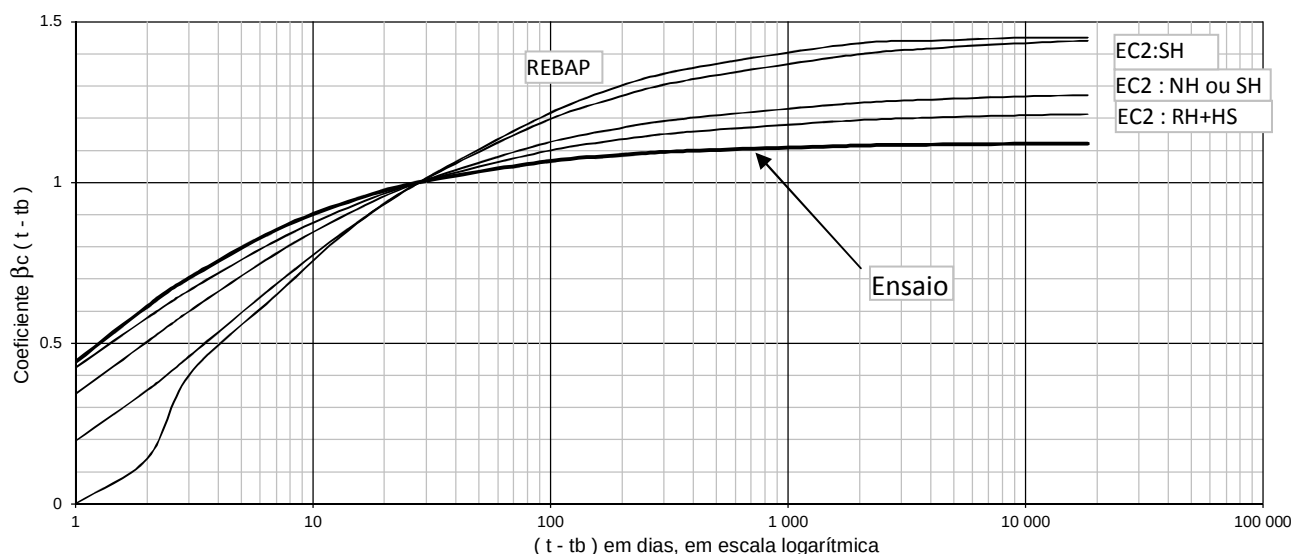


Gráfico 1 – Curvas comparativas da lei de Maturação

Como se pode observar os valores do coeficiente de endurecimento são superiores aos regulamentares de referência até aos 28 dias sendo inferiores posteriormente.

4.6.2. LEI DE RETRAÇÃO

Tal como referido no capítulo 2.4.4, a extensão de retração total depende de sete variáveis : $t - t_s$ (período de retração), RH (humidade relativa), α_{csd1} e α_{csd2} (tipo de cimento), $f_{cm,28}$ e $f_{ck,28}$ (resistência média e característica à compressão em cilindros) e h_0 (espessura equivalente).

Particularmente, pelas diferenças de espessura equivalente h_0 entre peças reais e prismas de laboratório, as retrações dos boletins de ensaio não podem ser usadas diretamente nos cálculos. Assim, a maneira mais conveniente de aproveitar os ensaios de retração é a seguinte :

- Fazer gráficos do formulário do EC2, considerando $f_{cm,28}$, $f_{ck,28}$, h_0 e RH utilizados em laboratório, mas ajustando os valores de α_{csd1} e α_{csd2} (que são os parâmetros menos "físicos" do formulário) por forma a que, ao longo do tempo, o gráfico se aproxime o mais possível das retrações de ensaio.
- No caso de os valores de α_{csd1} e α_{csd2} ajustados se afastarem muito dos domínios regulamentares, pode colocar-se a hipótese de ajustar também algumas das constantes numéricas que se apresentam no formulário do EC2.

Assim, a partir dos valores dos ensaios procurou-se encontrar os valores de α_{csd1} e α_{csd2} , considerando os valores de $f_{cm,28cilindros} = 55.2 - 10 = 45.2 \text{ MPa}$ e $f_{ck,28} = 37.2 \text{ MPa}$ e melhor traduzissem o comportamento real do betão. Assim obtiveram-se os valores de $\alpha_{csd1} = 6.6$ e $\alpha_{csd2} = 0.11$.

No gráfico seguinte pode-se observar a diferença entre as curvas do EC2 para os vários tipos de betão em condições laboratoriais semelhantes às dos ensaios realizados ($h_0 = 100 \text{ mm}$, RH = 50%, $t_s - t_b = 2$ dias).

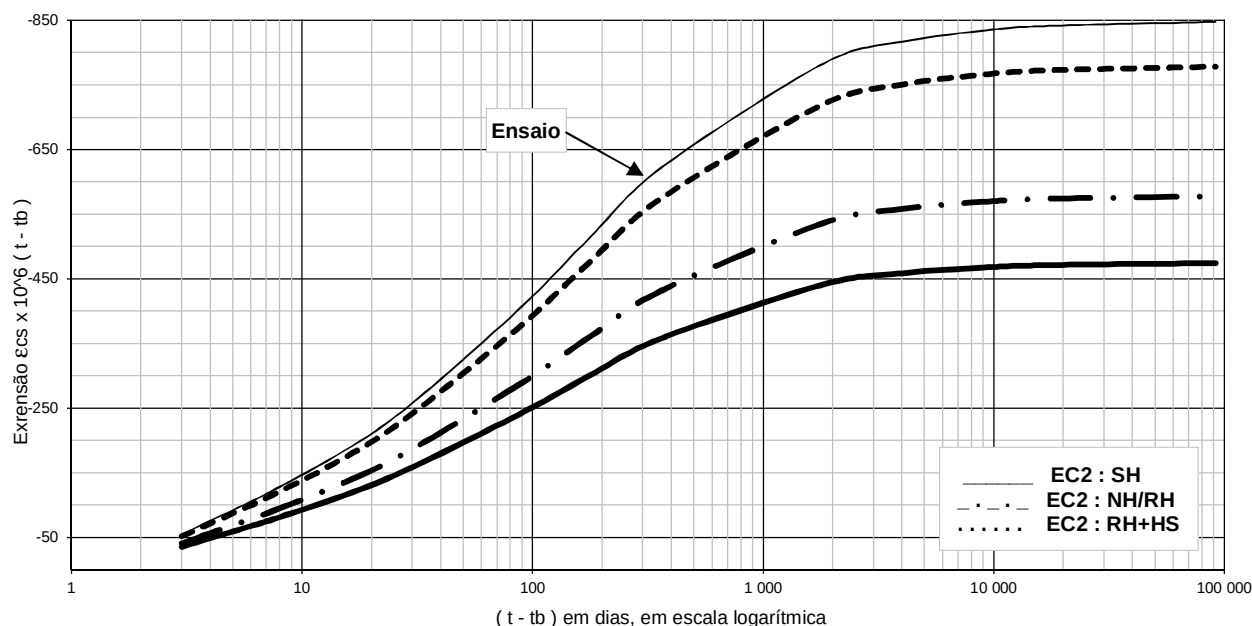


Gráfico 2 - Curvas comparativas da lei de Retração

No entanto, para valores de h_0 correspondentes a peças reais, diferentes do prisma de laboratório, as extensões de retração ao longo do tempo são em geral bastante menores do que as de laboratório, embora para períodos de vida de obra correntes (50 anos) ou no limite $t = \infty$ tendam para o mesmo valor de ensaio.

4.6.3. LEI DE FLUÊNCIA

A definição quantitativa da fluência é unicamente relacionada com tensões normais e extensões, ignorando-se possíveis efeitos da fluência na variação de distorções provocadas por tensões tangenciais. Ora, extensões e distorções são ambas componentes da deformação dos materiais.

É com base na definição do coeficiente de fluência que se faz a sua determinação experimental. Calcula-se a tensão nos provetes de betão simples, geralmente em compressão uniforme isostática, ensaiam-se (ou calculam-se ou estimam-se) os módulos de elasticidade secante médio e tangente às datas convenientes, e mede-se fisicamente a extensão total nos provetes ($\epsilon_{c,t} = \epsilon_{ca,t} + \epsilon_{cc,t}$) a diversas datas " t " para diversas datas de carga tc . Cada coeficiente de fluência é então obtido a partir de:

$$\varphi_{cc,t,tc} = \frac{E'_{co,28}}{\sigma_{c,tc}} \cdot \left(\epsilon_{c,t} - \frac{\sigma_{c,tc}}{E_{cm,tc}} \right) = \frac{E'_{co,28}}{\sigma_{c,tc} / \epsilon_{c,t}} - \frac{E'_{co,28}}{E_{cm,tc}} \quad (35)$$

expressão que resulta da definição da extensão total resolvida em relação ao coeficiente de fluência $\varphi_{cc,t,tc}$.

Este coeficiente depende, portanto, de nove variáveis: $t_i - t_b$ (idade à data de carga " i "), $t - t_b$ (idade à data de medição), T (temperatura), RH (humidade relativa), α_0 (tipo de cimento), $f_{cm,28}$ (resistência média à compressão em cilindros), $k\sigma = \Delta\sigma_{c,ti} / f_{cm,ti}$ (nível de tensão instalada) e h_0 (espessura equivalente).

Considere-se que daquelas nove variáveis, a idade à data de carga e idade à data de medição são as variáveis independentes da fórmula, sendo as outras parâmetros. Os cálculos dos coeficientes de fluência por via experimental também dependem dos valores dos módulos de elasticidade que terão de ser devidamente aferidos. Por isso, uma das formas de aproveitar os ensaios de fluência é a seguinte :

- Se necessário, fazer primeiro ensaios de endurecimento mecânico no tempo para determinar os diversos valores de $E_{cm,tc}$, ajustar convenientemente o valor de $E'_{co,28}$ e recalcular os coeficientes de fluência de ensaio a partir dos registos de $\sigma_{c,tc}$ e $\epsilon_{c,t}$.
- Fazer gráficos do formulário do EC2, considerando $f_{cm,28}$, $k\sigma$, h_0 , T , RH e t_c-t_b utilizados em laboratório, mas ajustando o valor de α_0 (que é o parâmetro menos "físico" do formulário) por forma a que, ao longo de diversos valores de $t - t_b$, o gráfico se aproxime o mais possível dos coeficientes de fluência de ensaio.
- No caso de os valores de α_0 ajustados se afastarem muito do domínio regulamentar $[-1, +1]$, pode colocar-se a hipótese de ajustar também algumas das constantes numéricas que se apresentam no formulário do EC2.
- Finalmente, utilizando os valores mais convenientes dos parâmetros ou constantes ajustados, fica "estabilizado" o formulário para ser aplicado ao mesmo betão em outras quaisquer condições

Assim, utilizando a metodologia acima, através dos ensaios realizados para as 39h, 14dias e 28dias obteve-se o valor de $\alpha_0 = 0.8$. Esse valor foi modificado na fórmula regulamentar presente no software de modelação.

Nos gráficos seguintes é possível verificar as curvas do coeficiente de fluência obtida nos ensaios e as curvas do EC2 para cimentos SH e RH+HS para as 3 idades 3,7 e 28 dias.

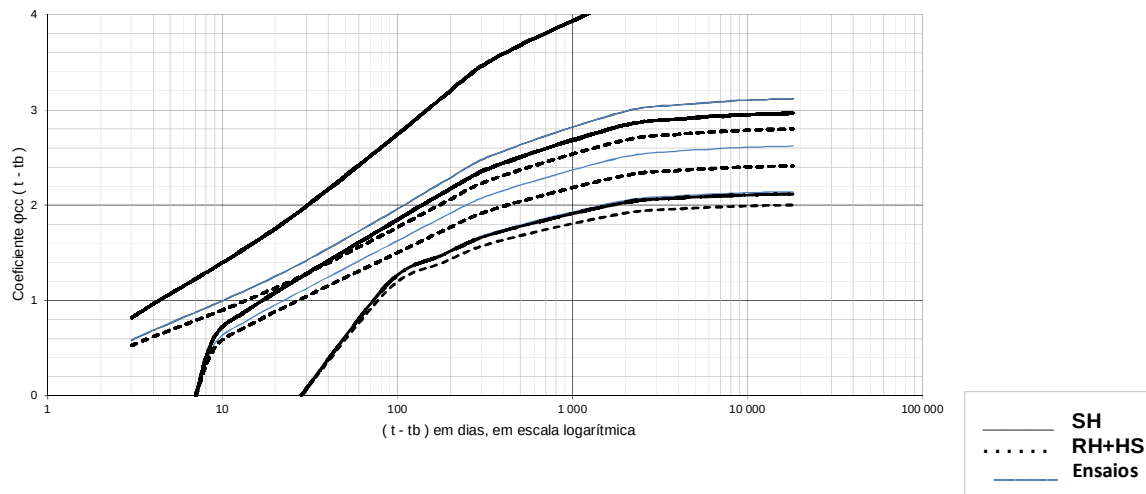


Gráfico 3 - Curvas comparativas da lei de Fluência

Das nove variáveis do coeficiente de fluência, a idade à data de carga e idade à data de medição são as variáveis independentes da fórmula, sendo as outras parâmetros. O valor do coeficiente de fluência depende muito de todos os parâmetros, individualmente ou em conjunto, e em particular da espessura equivalente h_0 .

Em laboratório "reproduzem-se", evidentemente, os valores de α_0 , f_{cm} e eventualmente k_σ , mas as condições ambientais são controladas para $T = 20\text{ }^\circ\text{C}$ e $RH = 50\%$. Principalmente, a espessura equivalente é fixada em $h_0 = 100\text{ mm}$, que é o valor correspondente ao provete de ensaio normalizado. Este provete é prismático, tem uma secção de $20 \times 20\text{ cm}^2$ (onde $h_0 = 2 \times 200^2 / 4 \times 200 = 100\text{ mm}$), e as extensões são medidas na direção da sua altura de 60 cm .

Ora, os valores de h_0 (mm) em peças reais são muito variáveis e diferentes de 100 mm . Só exemplificando valores médios correntes em obras de arte obtém-se: (i) pilares circulares cheios com 400 a 1000 , (ii) pilares retangulares ocos com 600 a 900 enquanto abertos ou 1100 a 1500 quando fechados, (iii) tabuleiros em duplo T com 400 a 500 , (iv) tabuleiros em caixão oco com 300 a 600 enquanto abertos ou 500 a 900 quando fechados.

Por outro lado, os cálculos dos coeficientes de fluência por via experimental também dependem dos valores dos módulos de elasticidade utilizados, que terão de ser devidamente aferidos.

4.6.4. LEI DE RELAXAÇÃO DO AÇO

O ensaio de relaxação isotérmico consiste na medição das variações de força de um provete mantido a comprimento constante ($L_0 + \Delta L_0$), a partir de uma força inicial (F_0), a uma determinada temperatura, normalmente 20°C . (NP EN ISO 1530-3)

A consideração da relaxação na análise passa pela variação num determinado período de tempo da força dos cabos de pré-esforço através de um parâmetro percentual relativo à força inicial no cabo.

O valor de relaxação a 1000h (ou mais) pode ser extrapolado a partir de ensaios que tenham no mínimo uma duração de 120h , desde que seja evidenciado que o valor extrapolado a 1000h (ou mais) seja equivalente a um valor efetivo de 1000h (ou mais). (NP EN ISO 1530-3)

Como neste caso não foram realizados ensaios aos cabos de pré-esforço, foi considerado na análise o aço da classe 2. No entanto, para que se tenha uma perceção sobre os valores de balizamento do fenómeno da relaxação apresenta-se seguidamente um gráfico contendo as curvas do EC2 para as 3 classes de aço para valores de tensão aplicada a 80% , 70% e 60% do f_{pk} .

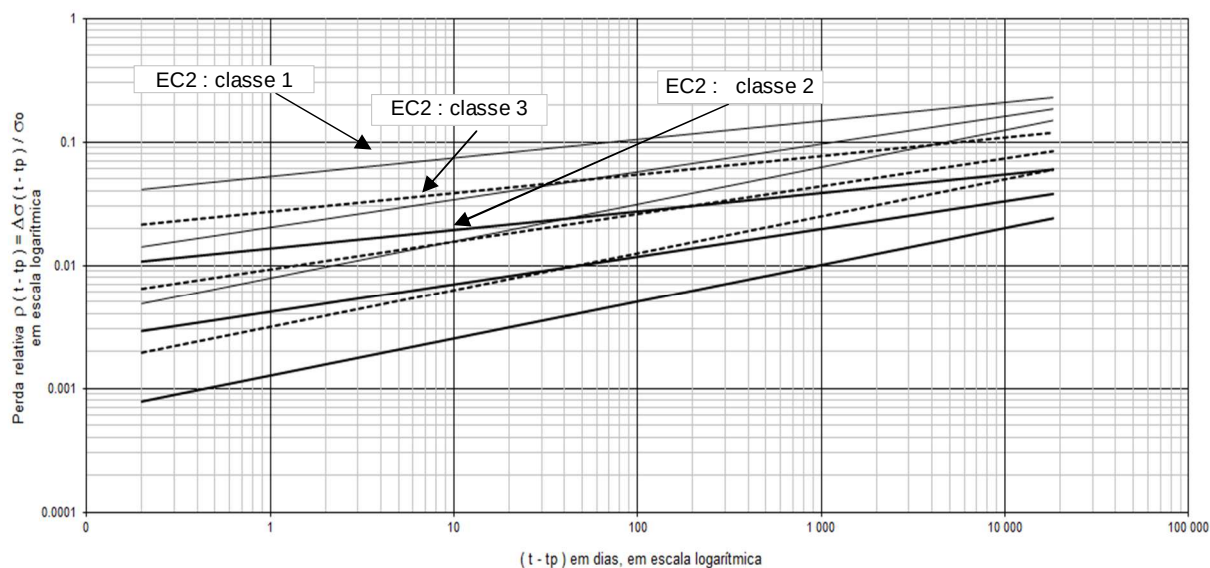


Gráfico 4 - Curvas comparativas da lei de Relaxação

5

RESULTADOS E COMPARAÇÃO COM OS DADOS REAIS

5.1. INTRODUÇÃO

Em qualquer projeto, a capacidade de balizar desde o início a grandeza dos resultados previstos é uma faculdade que se obtém à medida que a experiência do projetista vai aumentando. Essa capacidade de prever o resultado da análise é vital para a percepção de possíveis erros de modelação que se possam estar a cometer. Não se trata de calcular manualmente o resultado exato proveniente do modelo, mas sim de ter uma ordem de grandeza dos valores expectáveis. Após validação desses resultados são retirados do modelo de cálculo esforços e deslocamentos fase a fase.

Como já referido anteriormente o controlo de geometria traduz-se na aplicação de contraflechas à estrutura na fase de betonagem de cada elemento ou aduela. O valor da contraflecha a aplicar à estrutura em cada ponto, é obtida através do somatório dos seus deslocamentos quando sujeita às ações previstas durante a sua construção e restantes cargas permanentes em fase de exploração. Através dos varões de alta resistência do equipamento metálico, a cofragem é subida ou descida por forma aplicar a contraflecha prevista.

Estas contraflechas foram transpostas para peças escritas através de gráficos e tabelas para servirem de ferramenta de trabalho simples para a equipa de topografia usar durante a fase da obra. Foram criadas tabelas de preenchimento rápido, fase a fase, avaliando as divergências entre o previsto e o realmente executado.

Tal como já foi referido no ponto 3.4, às contraflechas calculadas deve-se adicionar as contraflechas devidas à deformação do próprio equipamento metálico quando sujeito à betonagem da aduela.

Assim, neste capítulo serão apresentados os resultados da análise para cada fase descrita anteriormente, em termos de deslocamentos acumulados. Estes resultados serão apresentados de forma gráfica para uma clara visão da evolução da deformada da estrutura.

Seguidamente, serão apresentados gráficos comparativos entre as contraflechas previstas e as executadas e permitindo avaliar a evolução das deformadas ao longo da construção, permitindo verificar a evolução e validar as premissas de projeto.

Serão apresentadas também a evolução das tensões nas fibras superior e inferior da secção transversal após a aplicação das restantes cargas permanentes, após 25 anos e para as combinações de ações de estados limite de utilização.

5.2. RESULTADOS

5.2.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS ACUMULADOS POR FASE

Nos gráficos seguintes apresenta-se o valor dos deslocamentos acumulados durante a fase de construção da obra.

Foram apenas colocados três cenários em cada fase:

- Cenário 1: com betão desta fase – corresponde à betonagem do elemento;
- Cenário 2: com pré-esforço – aplicação do pré-esforço dessa fase;
- Cenário 3: com montagem do equipamento – corresponde à montagem ou avanço do carro de avanços;

Entre cada fase foi considerado o efeito dos fatores diferidos através da consideração dos intervalos referidos no subcapítulo 4.5.

Dado que o seu efeito é reduzido não se consegue visualizar nas diferenças entre deslocamentos acumulados entre fases. Apenas se observa claramente o seu efeito entre a aplicação dos RAPs e os 25 anos, na fase 33.

Por forma a clarificar o faseamento e o comportamento do tabuleiro esperado, abaixo encontram-se 3 gráficos referentes à fase de execução da aduela 4 do pilar P4:

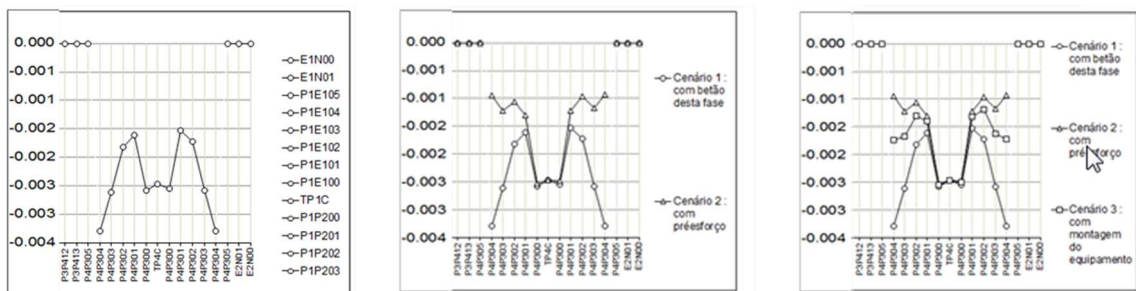


Gráfico 5 – Faseamento da aduela 4 do Pilar P4

Os gráficos deverão ser entendidos da seguinte forma:

- após a betonagem da aduela 4, a sua extremidade apresenta um deslocamento de cerca de 3,8mm descendente;
- posteriormente com a aplicação do pré-esforço o deslocamento acumulado, ou seja, a soma do seu peso próprio com a ação do pré-esforço, é de cerca de 1,5mm descendente o que significa que o tabuleiro sobe 2,3mm nesta fase;
- após o avanço do equipamento o tabuleiro tem um deslocamento acumulado na extremidade da aduela 4 de cerca de 2,25mm, o que significa que o tabuleiro desce 0,75mm devido a esta operação.

Os valores no eixo Y são apresentados em metros. As referências do eixo X PxPiNN, indica a aduela NN contando a partir do pilar x para o pilar i.

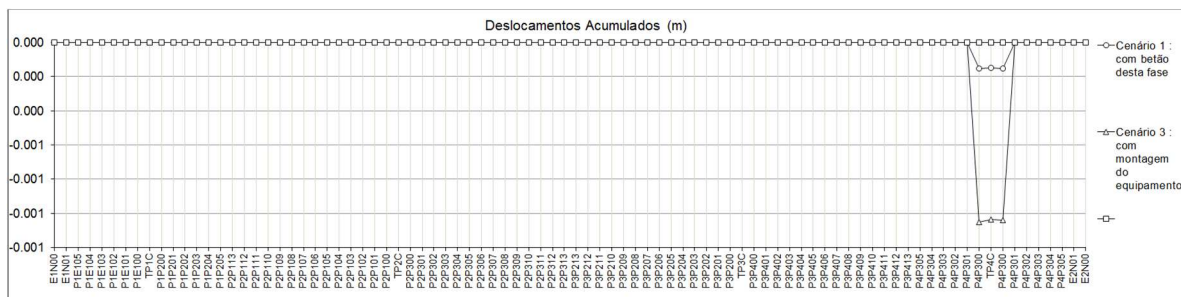


Gráfico 6 – Fase 1, Pilar P4-Aduela 0

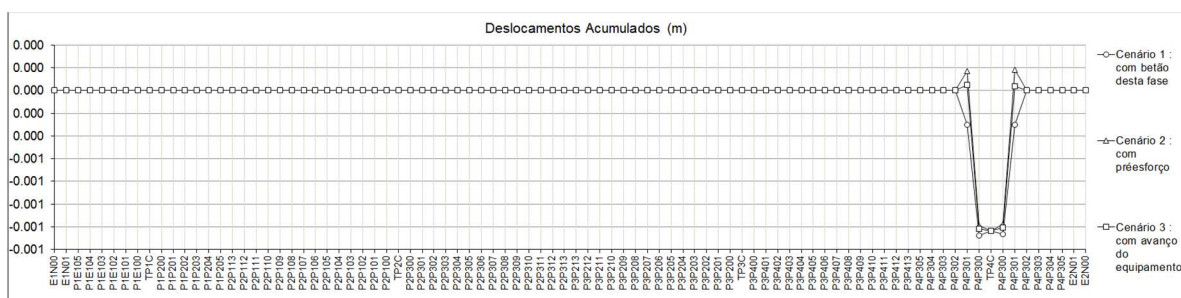


Gráfico 7 – Fase 2, Pilar P4-Aduela 1

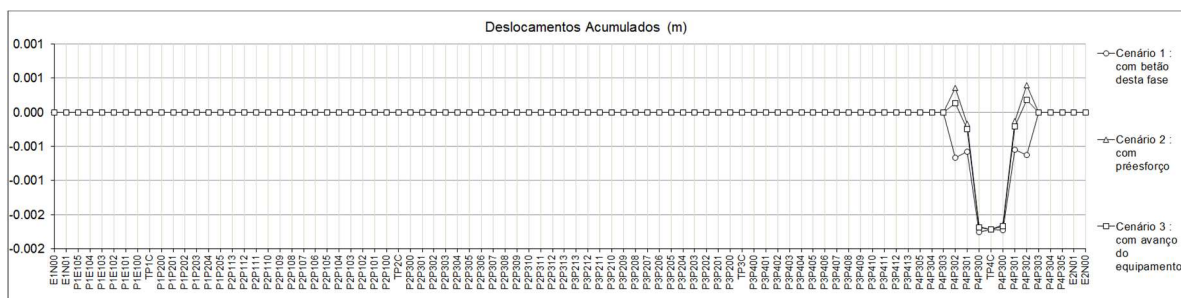


Gráfico 8 – Fase 3, Pilar P4-Aduela 2

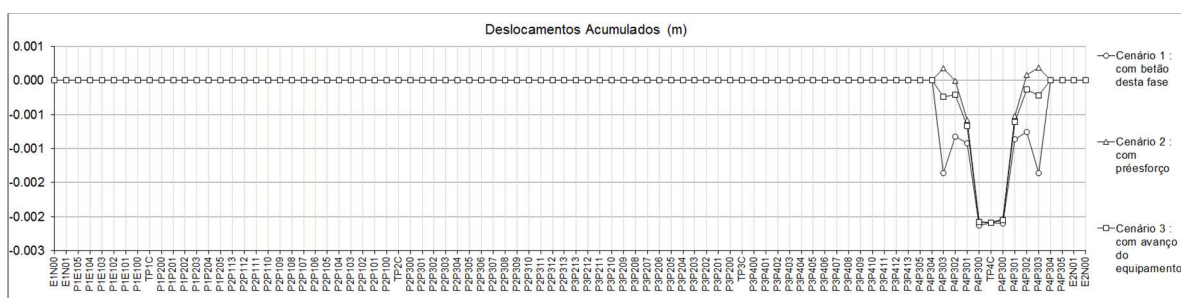


Gráfico 9 – Fase 4, Pilar P4-Aduela 3

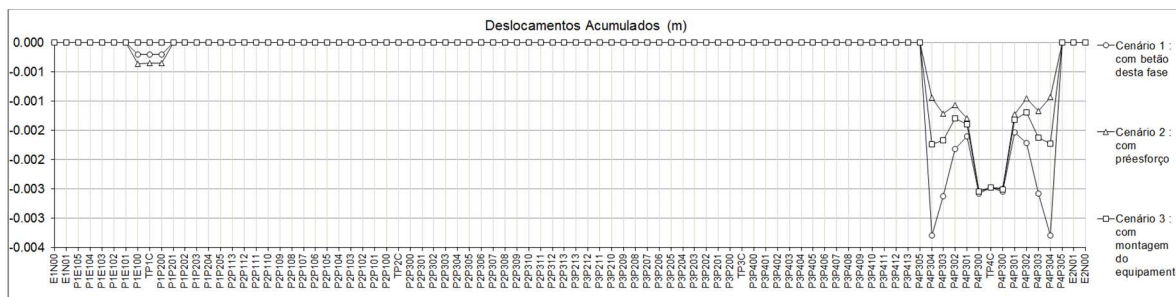


Gráfico 10 – Fase 5, Pilar P1-Aduela 0 e Pilar P4-Aduela 4

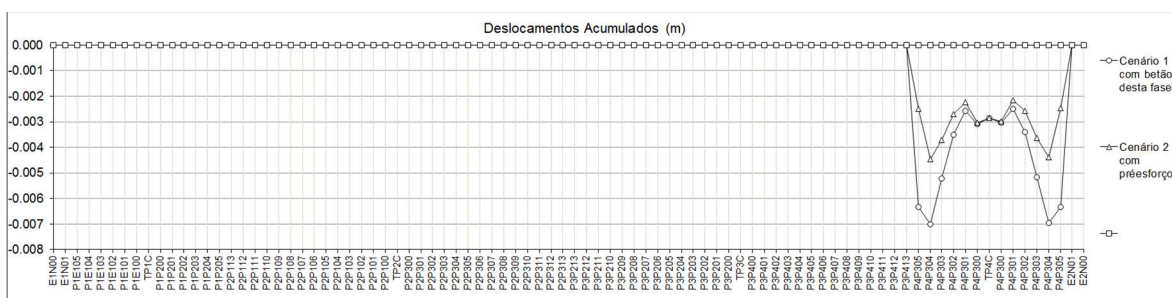


Gráfico 11 – Fase 6, Pilar P4-Aduela 5

Como era expectável, constata-se que, com a fase de betonagem, as aduelas diminuem de cota, subindo após o puxo do pré-esforço.



Gráfico 12 – Fase 7, Fecho P4-E2

No gráfico acima a ação do puxo do pré-esforço aparece com um valor aparentemente exagerado já que foi colocado anteriormente à ativação do peso próprio do tabuleiro. Após a ação do peso próprio os valores quase se compensam pelo que o acréscimo de deformação é pequeno.

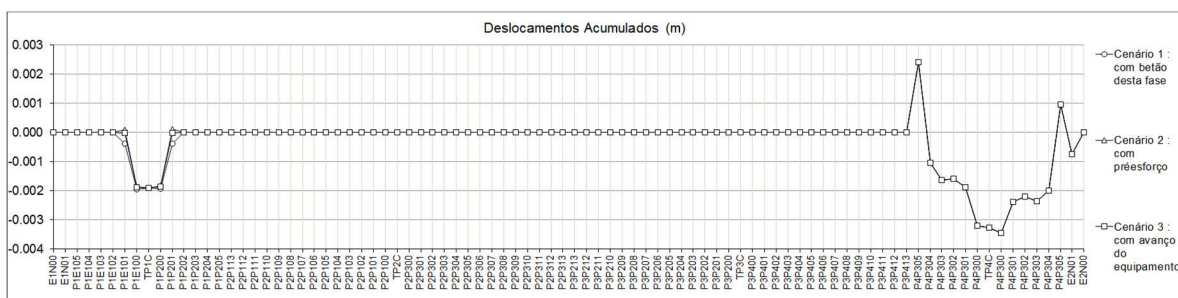


Gráfico 13 – Fase 8, Pilar P1-Aduela 1

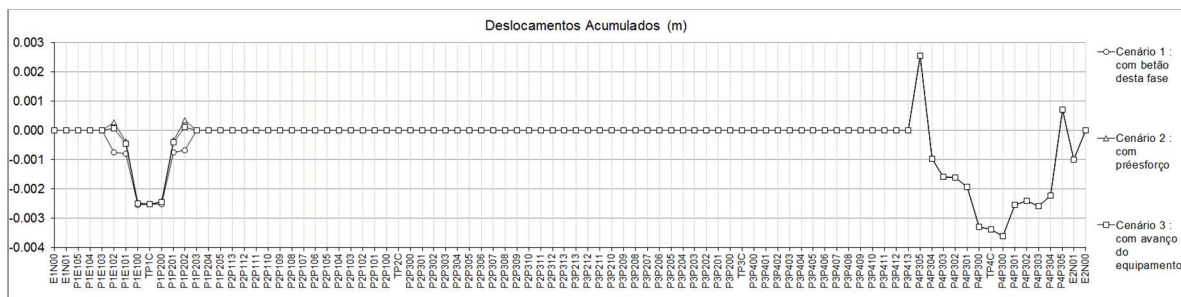


Gráfico 14 – Fase 9, Pilar P1-Aduela 2

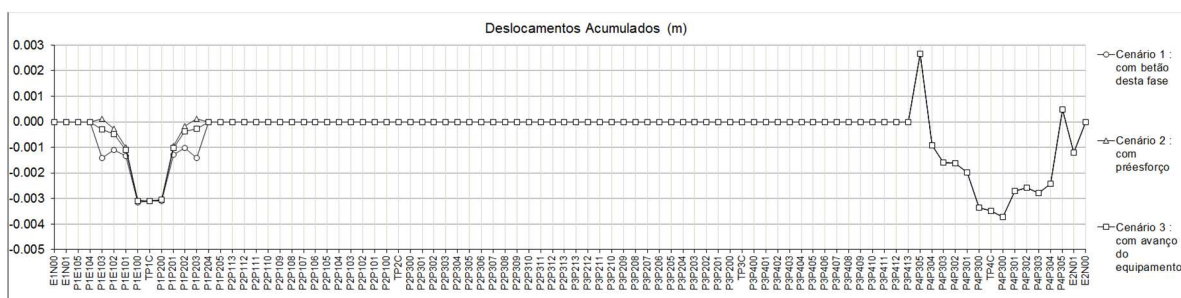


Gráfico 15 – Fase 10, Pilar P1-Aduela 3

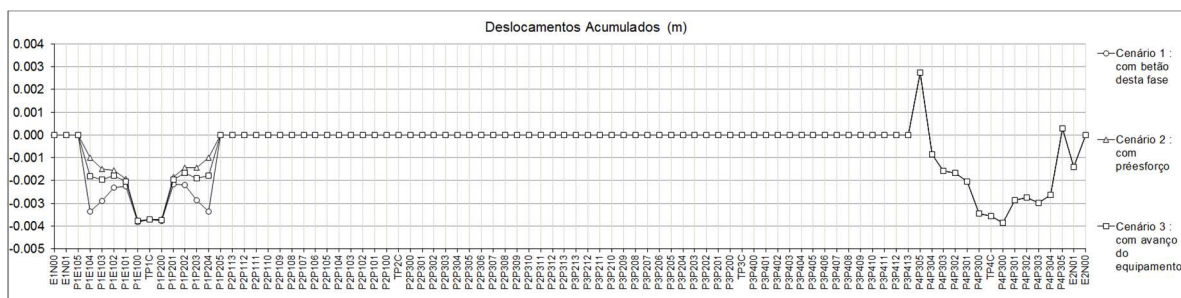


Gráfico 16 – Fase 11, Pilar P1-Aduela 4

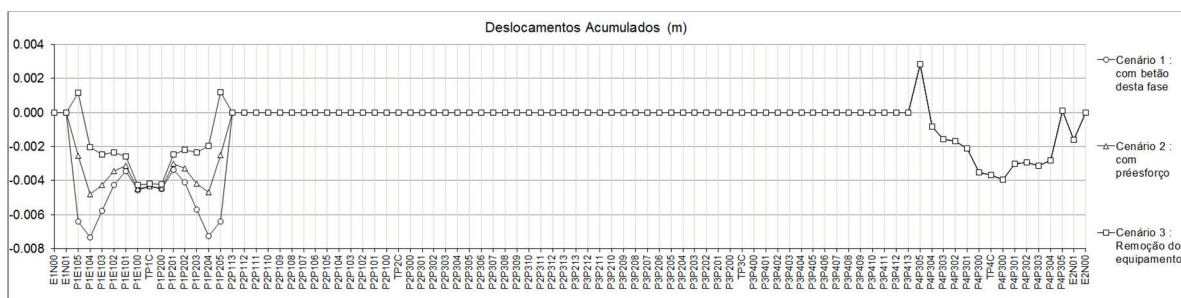


Gráfico 17 – Fase 12, Pilar P1-Aduela 5

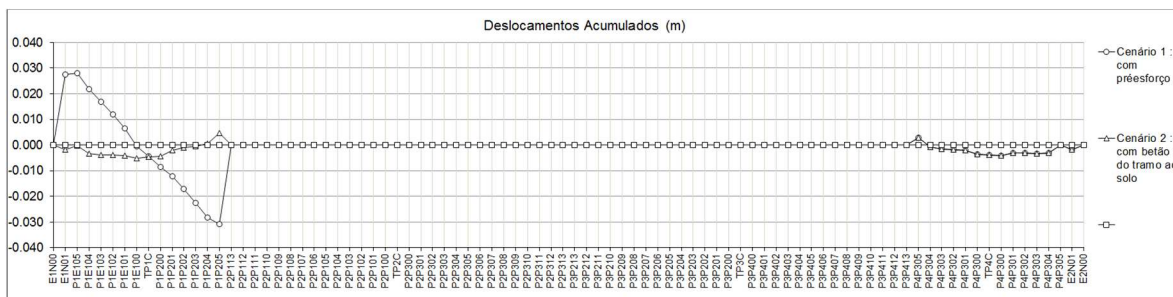


Gráfico 18 – Fase 13, Fecho E1-P1

A explicação dos deslocamentos desta fase é a mesma que na fase 7.

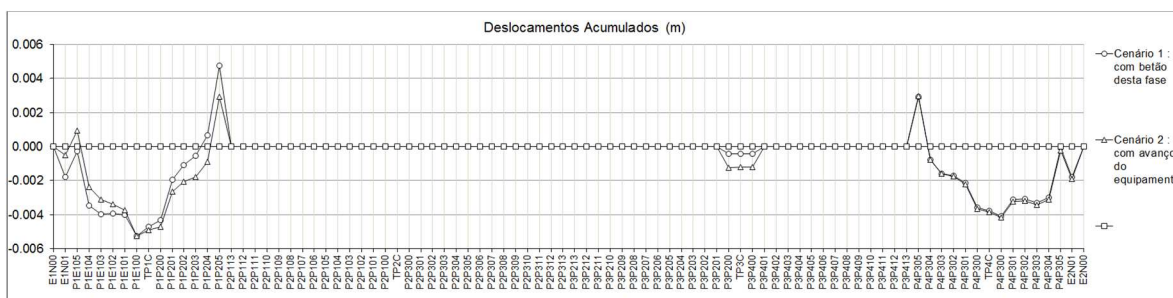


Gráfico 19 – Fase 14, Pilar P3-Aduela 0

A deformação do pilar P1 é superior ao do pilar P4 já que o seu comprimento é superior e consequentemente a deformação axial do pilar.

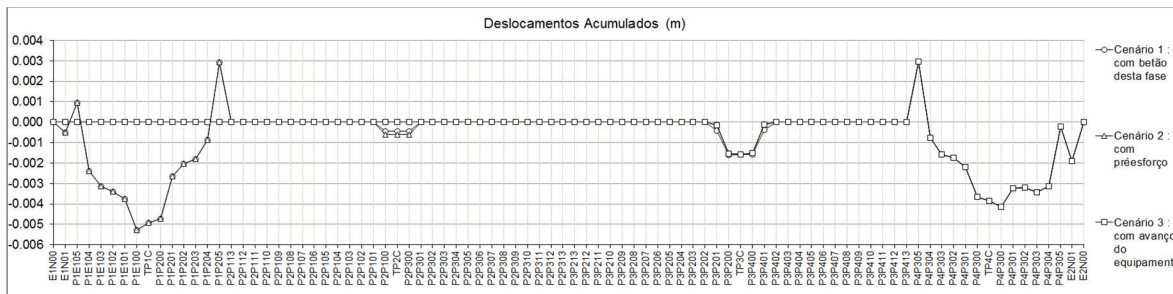


Gráfico 20 – Fase 15, Pilar P2-Aduela 0 e Pilar P3-Aduela 1

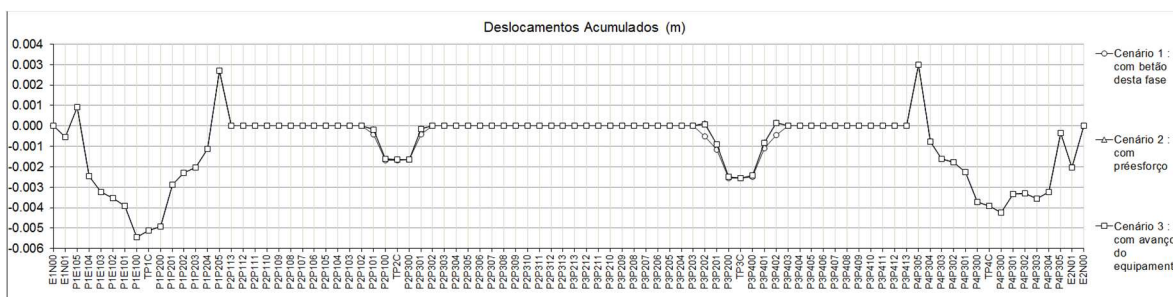


Gráfico 21 – Fase 16, Pilar P2-Aduela 1 e Pilar P3-Aduela 2

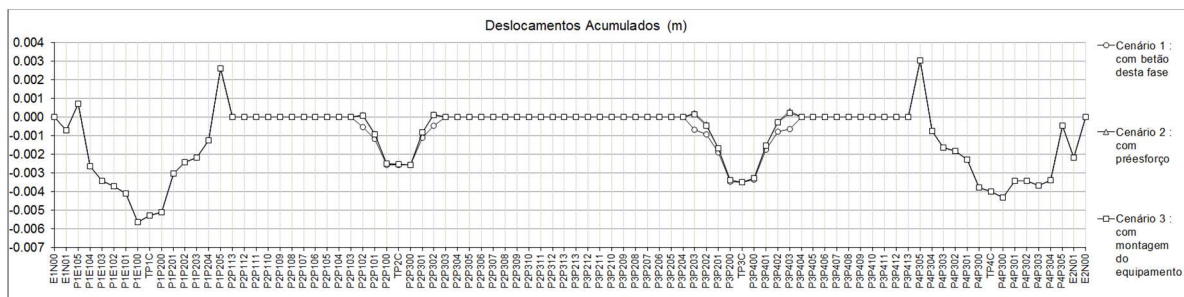


Gráfico 22 – Fase 17, Pilar P2-Aduela 2 e Pilar P3-Aduela 3

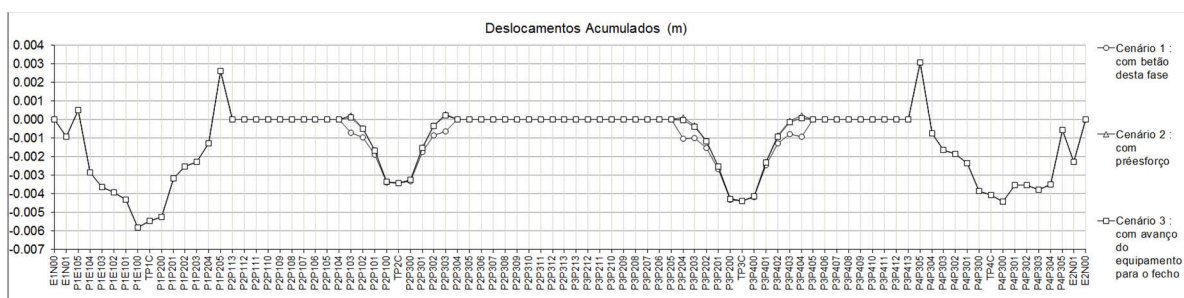


Gráfico 23 – Fase 18, Pilar P2-Aduela 3 e Pilar P3-Aduela 4

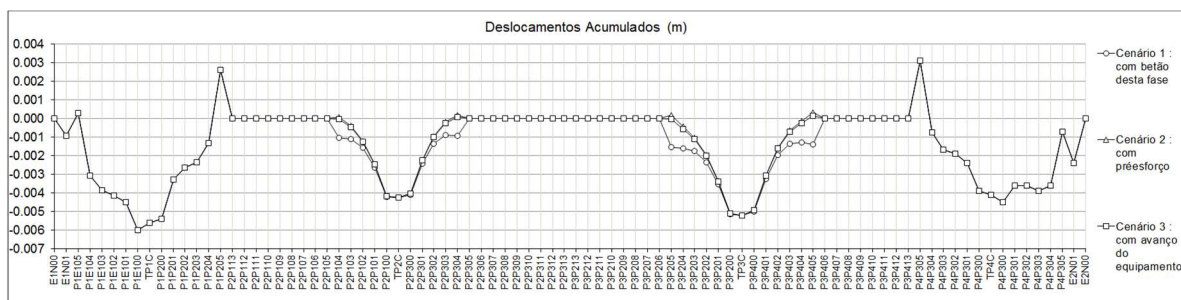


Gráfico 24 – Fase 19, Pilar P2-Aduela 4 e Pilar P3-Aduela 5

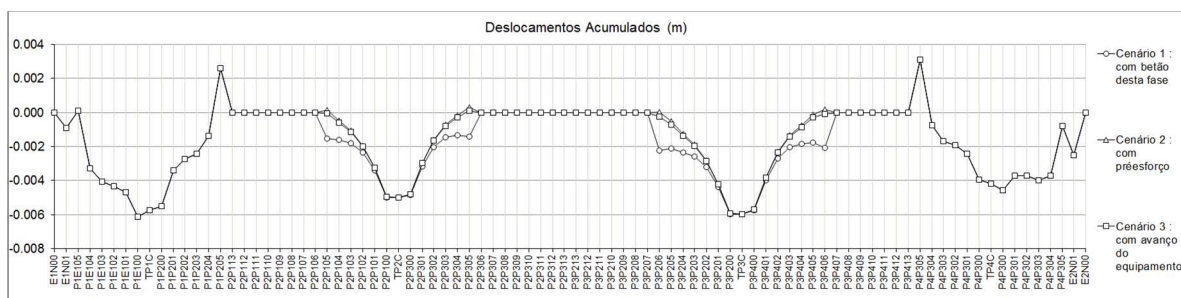


Gráfico 25 – Fase 20, Pilar P2-Aduela 5 e Pilar P3-Aduela 6

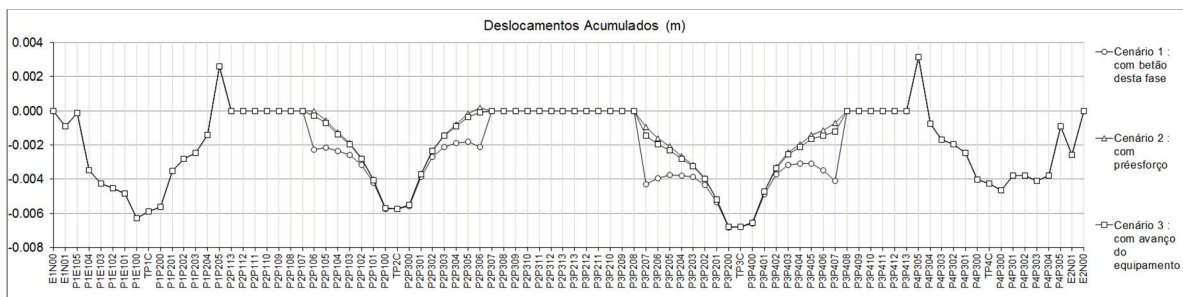


Gráfico 26 – Fase 21, Pilar P2-Aduela 6 e Pilar P3-Aduela 7

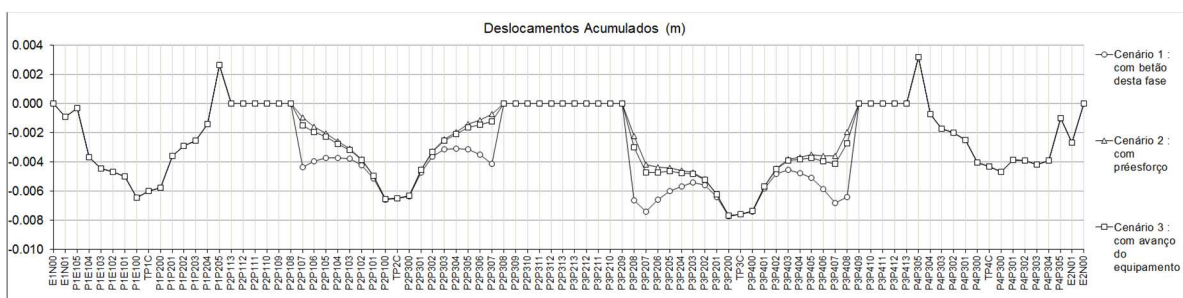


Gráfico 27 – Fase 22, Pilar P2-Aduela 7 e Pilar P3-Aduela 8

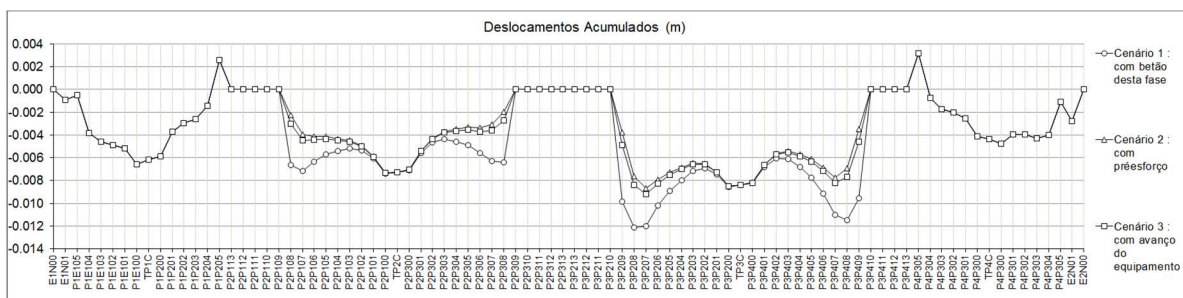


Gráfico 28 – Fase 23, Pilar P2-Aduela 8 e Pilar P3-Aduela 9

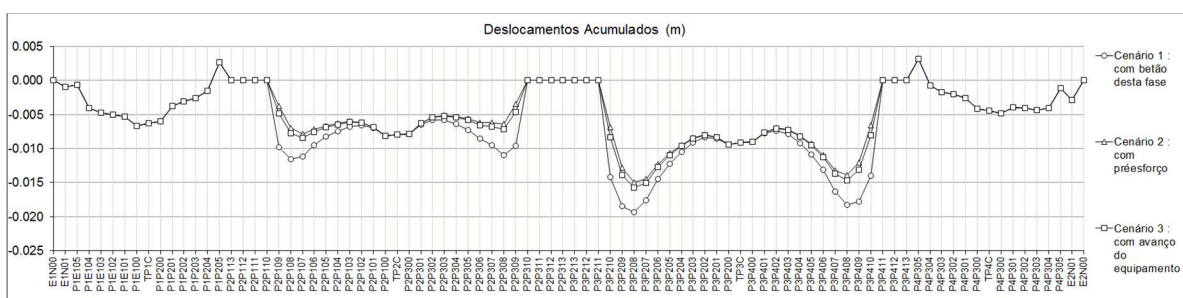


Gráfico 29 – Fase 24, Pilar P2-Aduela 9 e Pilar P3-Aduela 10

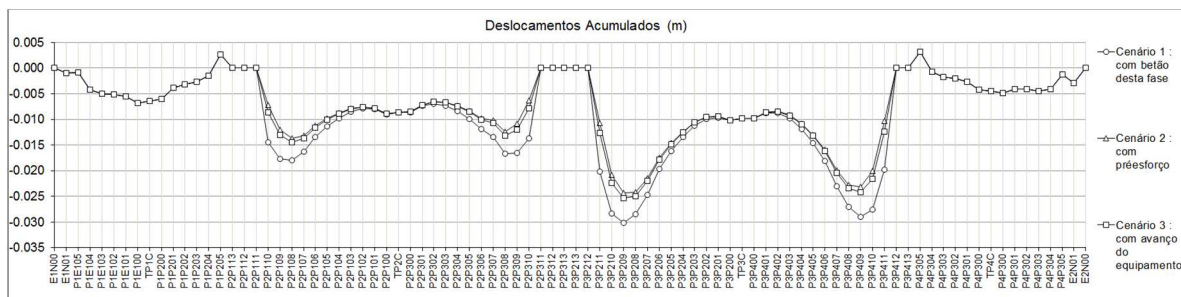


Gráfico 30 – Fase 25, Pilar P2-Aduela 10 e Pilar P3-Aduela 11

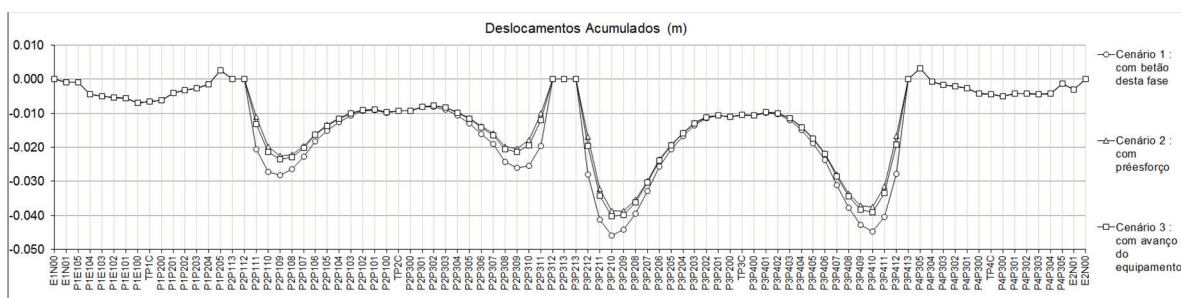


Gráfico 31 – Fase 26, Pilar P2-Aduela 11 e Pilar P3-Aduela 12

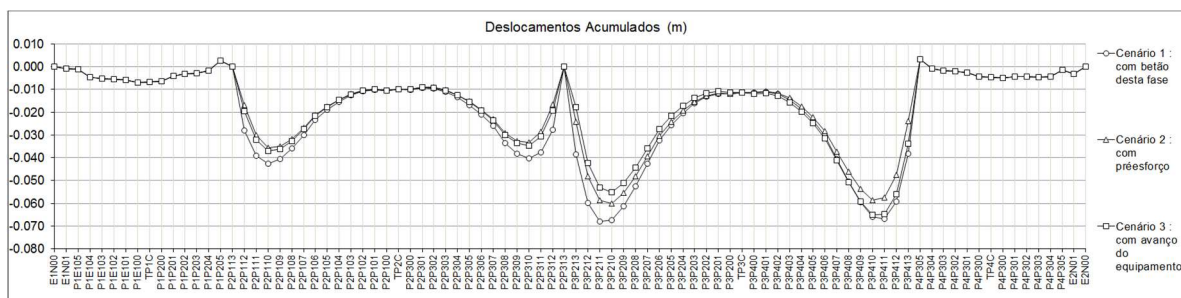


Gráfico 32 – Fase 27, Pilar P2-Aduela 12 e Pilar P3-Aduela 13

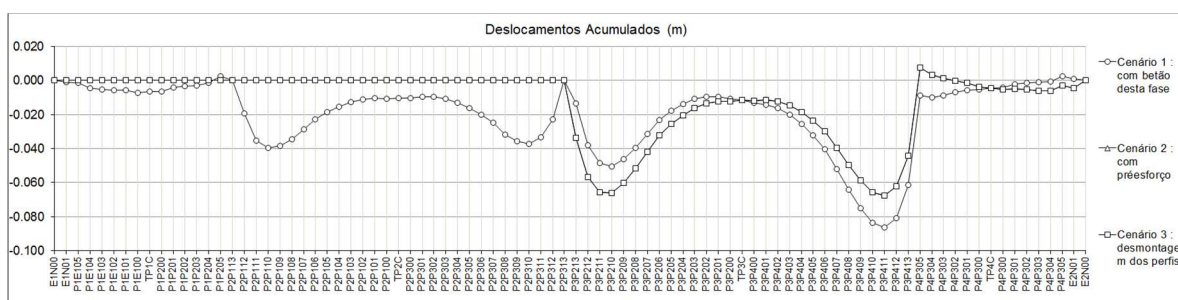


Gráfico 33 – Fase 28, Fecho P3-P4

Na fase 28, as curvas de desmontagem dos perfis e da aplicação do pré-esforço coincidem apercebendo-nos assim da subida do tabuleiro quando do puxo do pré-esforço.

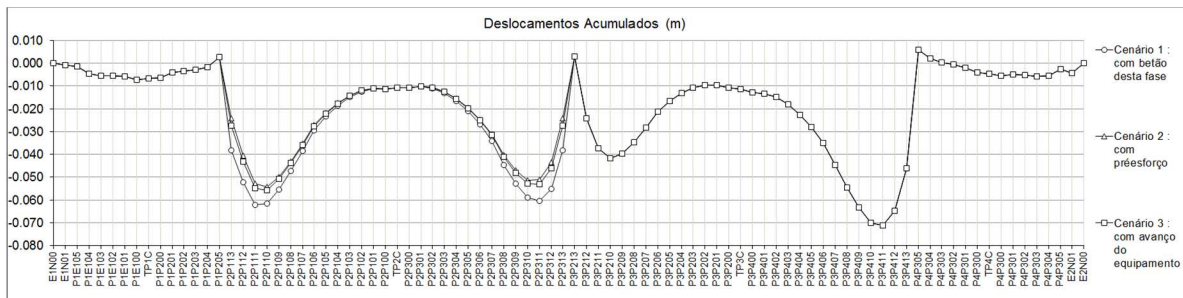


Gráfico 34 – Fase 29, Pilar P2-Aduela 13

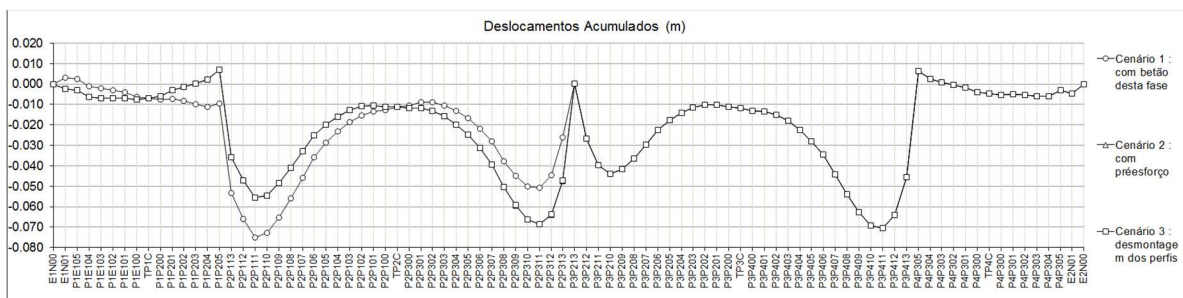


Gráfico 35 – Fase 30, Fecho P1-P2

A interpretação desta fase é semelhante à da fase 28.

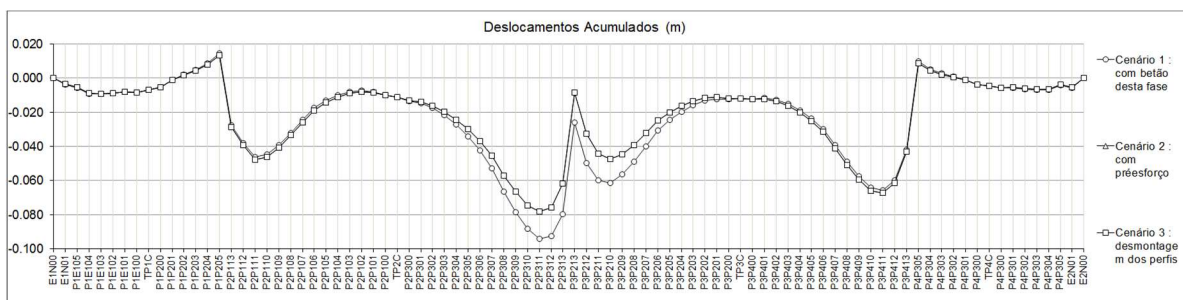


Gráfico 36 – Fase 31, Fecho P2-P3

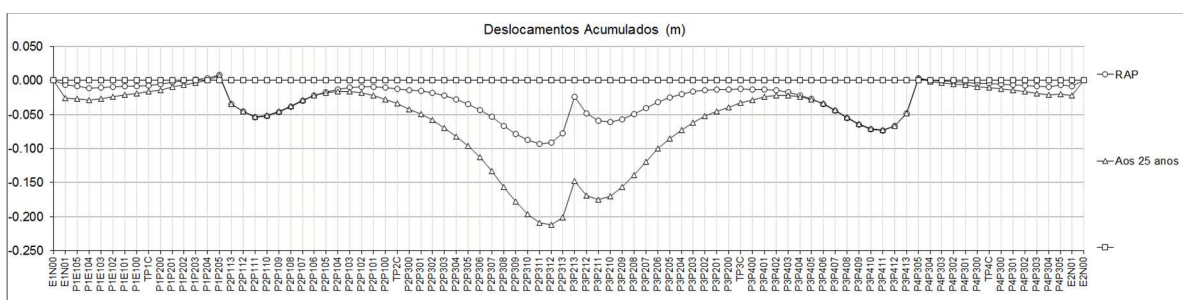


Gráfico 37 – Fase 32, Aplicação das RAPs

A deformação acumulada aos 25anos corresponde às contraflechas do controlo de geometria.

A diferença de contraflechas verificada nas aduelas 13 do P2 e P3 no vão central deve-se à retirada do carro de avanços no P3 após a betonagem da aduela 13, que resulta num levantamento do tabuleiro de cerca de 4cm, antes da betonagem da aduela 13 do P2.

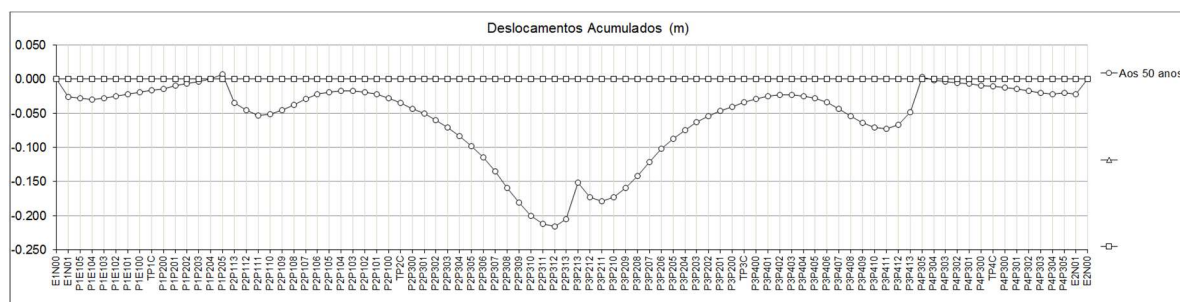


Gráfico 38 – Fase 33, Aos 50 anos

A quebra que se vê nos gráficos entre a E1N00 e a E1N01, assim como E2N01 e E2N00 deve-se ao facto do tramo ao solo apenas estar discriminado em dois pontos.

Assim a contraflecha final a executar no tabuleiro é a de sinal contrário à da fase 32 após 25anos de exploração e apresenta a configuração e os valores seguintes:



Gráfico 39 – Contraflechas de Execução

5.2.2. DESLOCAMENTOS DEVIDO À AÇÃO DA TEMPERATURA

Seguidamente apresentam-se os deslocamentos obtidos devidos à ação da temperatura sobre o tabuleiro com as consolas livres, em particular:

- Temperatura Uniforme de 25°C sobre o tabuleiro;
- Temperatura Uniforme de 5°C sobre o tabuleiro;
- Temperatura Diferencial de +10°C sobre o tabuleiro;
- Temperatura Diferencial de -5°C sobre o tabuleiro;

Tabela 6 – Tabela resumo de Deslocamentos

Aduela	Temp Unif 25°C Longitudinais	Temp Unif 5°C Longitudinais	Temp Difer +10°C Verticais	Temp Difer - 5°C Verticais
	mm	mm	mm	mm
05	-6.0	-1.2	-8.2	4.1
04	-4.9	-1.0	-5.4	2.7
03	-3.8	-0.8	-3.2	1.6
02	-2.8	-0.6	-1.7	0.9
01	-1.8	-0.4	-0.7	0.4
00	-0.8	-0.2	-0.1	0.1

P1	Meio				
	00	0.8	0.2	-0.1	0.1
	01	1.8	0.4	-0.7	0.4
	02	2.8	0.6	-1.7	0.9
	03	3.8	0.8	-3.2	1.6
	04	4.9	1.0	-5.4	2.7
	05	6.0	1.2	-8.2	4.1
	13	-15.9	-3.2	-35.8	17.9
	12	-14.6	-2.9	-29.6	14.8
	11	-13.4	-2.7	-24.0	12.0
	10	-12.1	-2.4	-19.1	9.6
	09	-10.9	-2.2	-14.9	7.5
	08	-9.6	-1.9	-11.3	5.7
	07	-8.4	-1.7	-8.3	4.1
	06	-7.1	-1.4	-5.8	2.9
	05	-6.1	-1.2	-4.2	2.1
	04	-5.1	-1.0	-2.9	1.4
	03	-4.1	-0.8	-1.8	0.9
	02	-3.1	-0.6	-1.0	0.5
	01	-2.1	-0.4	-0.5	0.2
	00	-1.1	-0.2	-0.1	0.1
P2	Meio				
	00	1.1	0.2	-0.1	0.1
	01	2.1	0.4	-0.5	0.2
	02	3.1	0.6	-1.0	0.5
	03	4.1	0.8	-1.8	0.9
	04	5.1	1.0	-2.9	1.4
	05	6.1	1.2	-4.2	2.1
	06	7.1	1.4	-5.8	2.9
	07	8.4	1.7	-8.3	4.1
	08	9.6	1.9	-11.3	5.7
	09	10.9	2.2	-14.9	7.5
	10	12.1	2.4	-19.1	9.6
	11	13.4	2.7	-24.0	12.0
	12	14.6	2.9	-29.5	14.8
	13	15.9	3.2	-35.8	17.9
	13	-15.9	-3.2	-35.8	17.9
	12	-14.6	-2.9	-29.6	14.8
	11	-13.4	-2.7	-24.0	12.0
	10	-12.1	-2.4	-19.1	9.6
	09	-10.9	-2.2	-14.9	7.5
	08	-9.6	-1.9	-11.3	5.7
	07	-8.4	-1.7	-8.3	4.1
	06	-7.1	-1.4	-5.8	2.9
	05	-6.1	-1.2	-4.2	2.1
	04	-5.1	-1.0	-2.9	1.4
	03	-4.1	-0.8	-1.8	0.9
	02	-3.1	-0.6	-1.0	0.5
	01	-2.1	-0.4	-0.5	0.2
	00	-1.1	-0.2	-0.1	0.1
P3	Meio	0.0	0.0	0.0	0.0

	00	1.1	0.2	-0.1	0.1
	01	2.1	0.4	-0.5	0.2
	02	3.1	0.6	-1.0	0.5
	03	4.1	0.8	-1.8	0.9
	04	5.1	1.0	-2.9	1.4
	05	6.1	1.2	-4.2	2.1
	06	7.1	1.4	-5.8	2.9
	07	8.4	1.7	-8.3	4.1
	08	9.6	1.9	-11.3	5.7
	09	10.9	2.2	-14.9	7.5
	10	12.1	2.4	-19.1	9.6
	11	13.4	2.7	-24.0	12.0
	12	14.6	2.9	-29.5	14.8
	13	15.9	3.2	-35.8	17.9
P4					
	05	-6.0	-1.2	-8.2	4.1
	04	-4.9	-1.0	-5.4	2.7
	03	-3.8	-0.8	-3.2	1.6
	02	-2.8	-0.6	-1.7	0.9
	01	-1.8	-0.4	-0.7	0.4
	00	-0.8	-0.2	-0.1	0.1
	Meio	0.0	0.0	0.0	0.0
	00	0.8	0.2	-0.1	0.1
	01	1.8	0.4	-0.7	0.4
	02	2.8	0.6	-1.7	0.9
	03	3.8	0.8	-3.2	1.6
	04	4.9	1.0	-5.4	2.7
	05	6.0	1.2	-8.2	4.1

5.2.3. DESLOCAMENTOS DEVIDO À SOBRECARGA CONSTRUTIVA

Considerou-se um valor de sobrecarga construtiva constituída por:

- 2 bobines de cabos de pré-esforço;
- 5 homens;

Obteve-se uma força de -45kN e um deslocamento vertical descendente na aduela 13 de 0.6mm.

5.2.4. MODOS DE VIBRAÇÃO NATURAIS DA ESTRUTURA

Por forma a avaliar possíveis fenómenos de ressonância da estrutura sob acção do vento durante a sua construção, o que, entre outras consequências, poderia provocar desvios consideráveis no levantamento topográfico dos valores das cotas das aduelas apresentam-se de seguida diversos modos de vibração da estrutura, configuração modal e frequência, em várias fases do faseamento construtivo.

Consideraram-se os primeiros 4 modos de vibração para as seguintes fases:

- Pilar 1 betonado até à aduela 5;
- Pilar P3 na aduela 13 e P2 na aduela 12;
- Fecho entre o pilar 3 e 4 realizado;

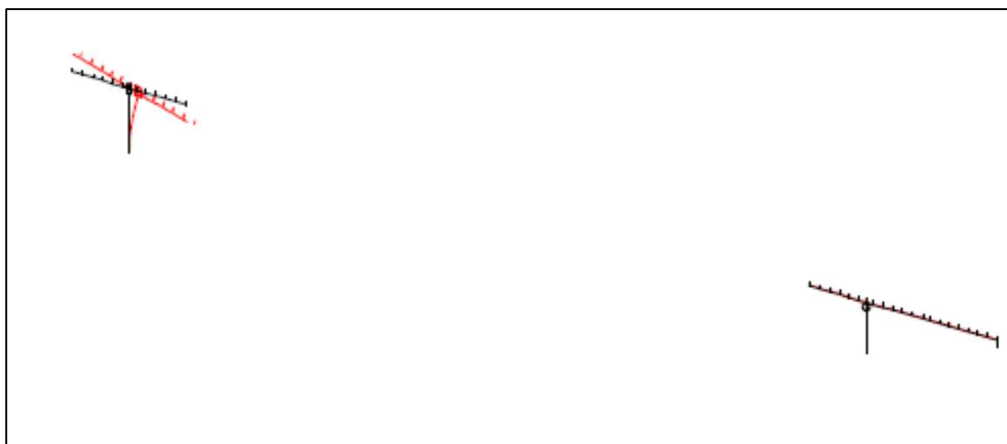


Gráfico 40 – 1º Modo de vibração Pilar P1 (Freq - 0.880Hz)

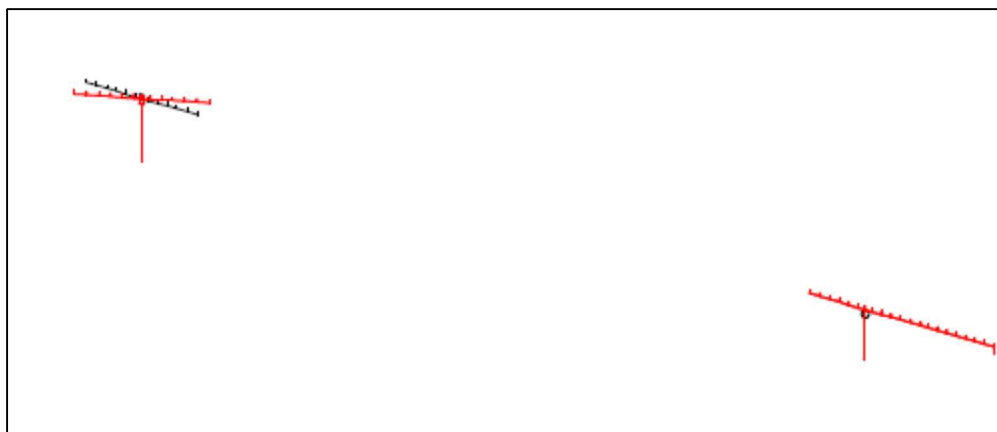


Gráfico 41 – 2º Modo de vibração Pilar P1 - (Freq - 1.222Hz)

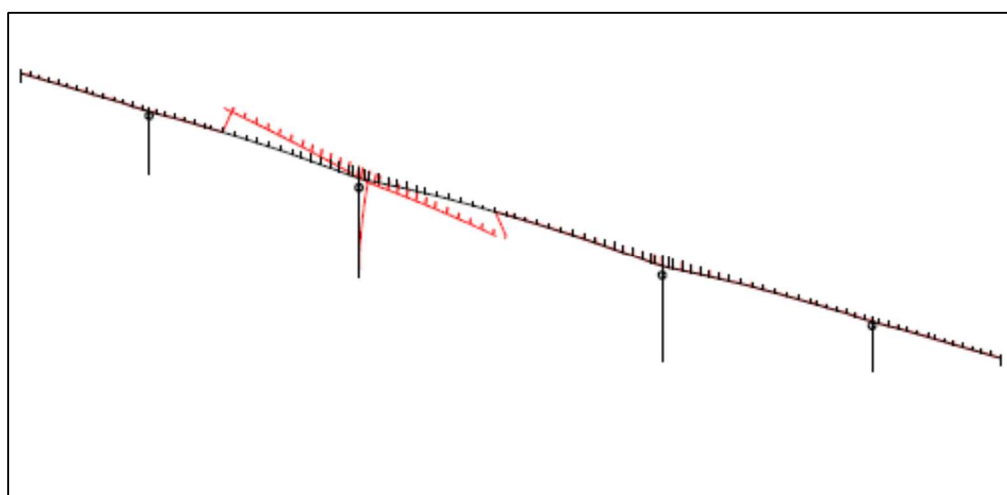


Gráfico 42 – 1º Modo de vibração Pilar P2 - (Freq - 0.356Hz)

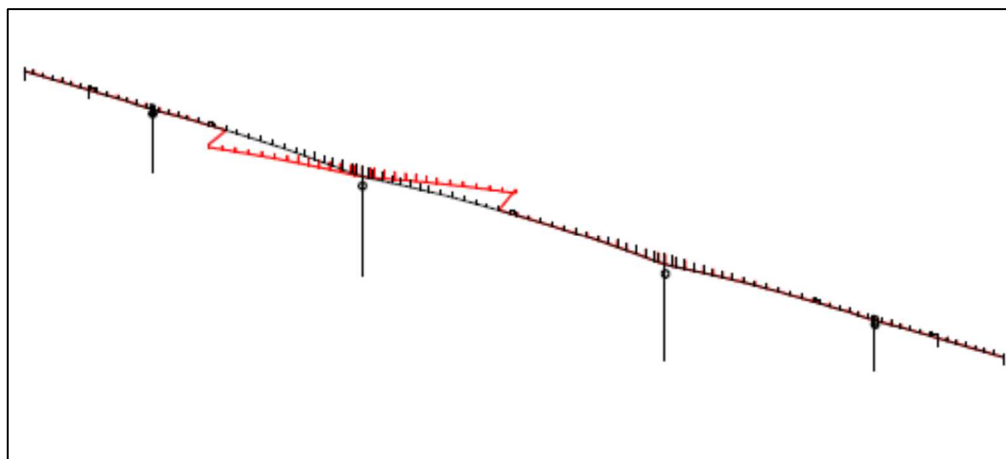


Gráfico 43 – 2º Modo de vibração Pilar P2 - (Freq - 0.367Hz)

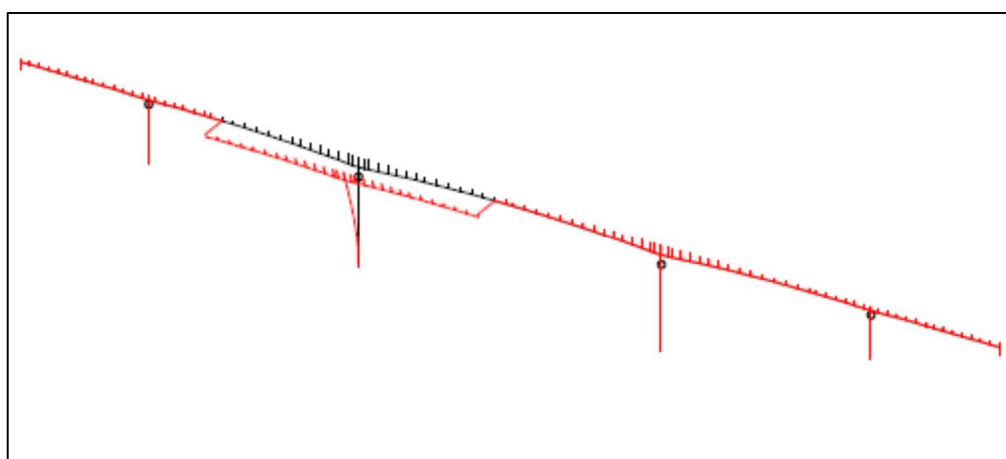


Gráfico 44 – 3º Modo de vibração Pilar P2 - (Freq - 0.684Hz)

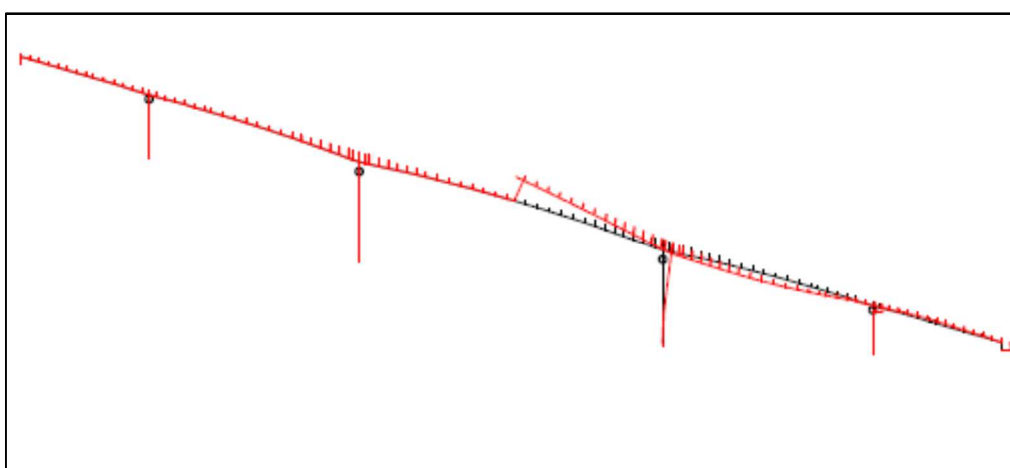


Gráfico 45 – 1º Modo de vibração Pilar P3 em continuidade com P4 e tramo ao solo - (Freq - 0.593Hz)

5.2.5. TENSÕES AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO

O gráfico seguinte mostra as tensões, em kPa, na fibra inferior do caixão ao longo do tabuleiro após aplicação das restantes cargas permanentes e após os 25 anos.

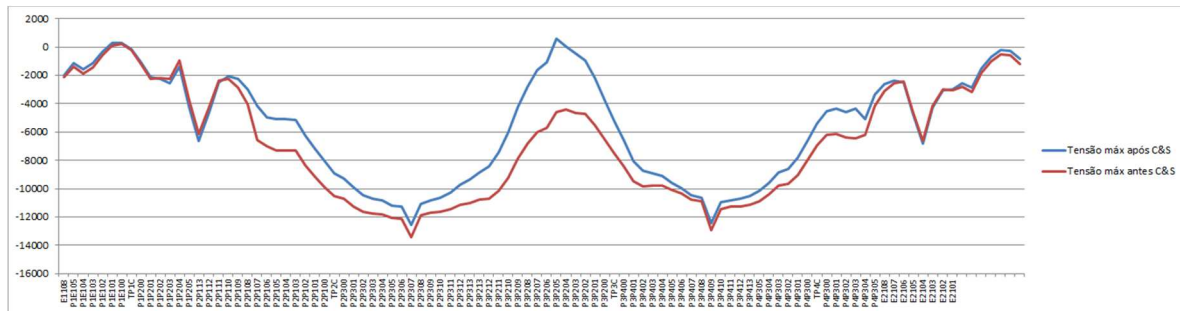


Gráfico 46 – Tensões na fibra inferior após 25 anos

Como se pode observar as tensões a meio vão do vão central vão diminuindo ao longo do tempo atingindo uma ligeira tração no final dos 25 anos.

O gráfico seguinte mostra as tensões, em kPa, na fibra superior do caixão ao longo do tabuleiro após aplicação das restantes cargas permanentes e após os 25 anos.

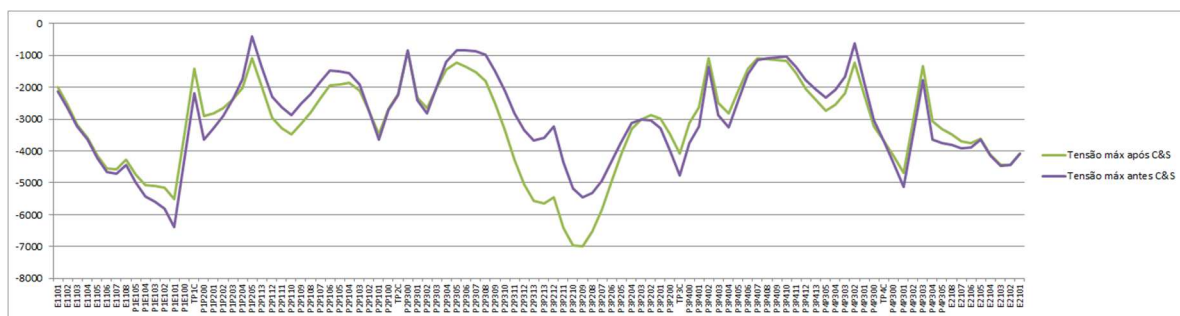


Gráfico 47 – Tensões na fibra superior após 25 anos

Para a obtenção das tensões para as combinações de ações para estados limite de utilização utilizaram-se as ações específicas de pontes rodoviárias previstas no regulamento de segurança e ações.

O gráfico seguinte mostra as tensões, em kPa, na fibra inferior do caixão ao longo do tabuleiro para combinações quase-permanentes, frequentes e raras de ações.

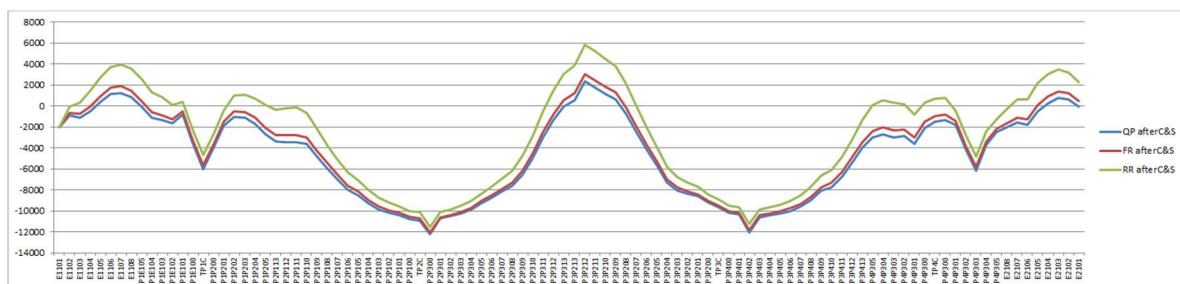


Gráfico 48 – Tensões na fibra inferior para combinações de serviço

O gráfico seguinte mostra as tensões, em kPa, na fibra superior do caixão ao longo do tabuleiro para combinações quase-permanentes, frequentes e raras de ações.

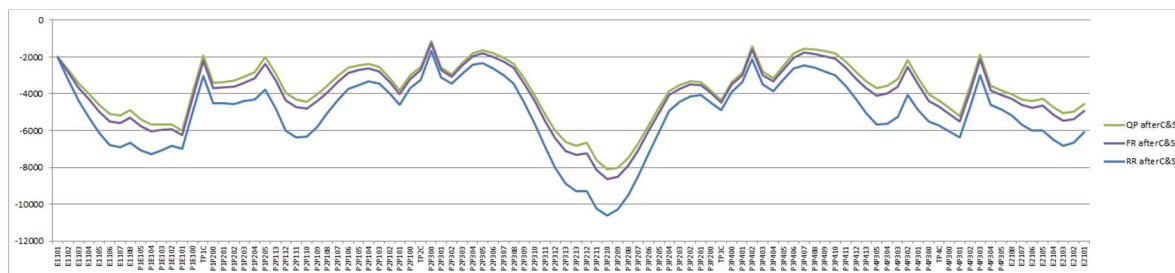


Gráfico 49 - Tensões na fibra superior para combinações de serviço

Como se pode verificar para a combinação quase permanente de acções a tensão de tracção máxima observada na fibra inferior é de 2.3MPa ou seja, abaixo da tensão de rotura média do betão à tracção de 3,7MPa. Na fibra superior verifica-se o estado limite de descompressão, isto é não há tracções instaladas.

5.3. COMPARAÇÃO ENTRE PREVISTO E O EXECUTADO

5.3.1. FASES DE BETONAGEM

Nos gráficos seguintes são apresentadas para cada aduela a contraflecha prevista e a real executada. Na fase em que é betonada a aduela foi dada a contraflecha prevista no cálculo. A partir desse momento a aduela foi deformando com o decorrer do faseamento construtivo e foram registados os valores da deformação ainda presente.

No entanto, os valores da deformação das aduelas foi apenas registada até ao final betonagem da consola. Ou seja, por exemplo, após a betonagem da aduela 5 dos pilares P1 e P4, não foram retirados mais valores das deformações pelo que não existe conhecimento da evolução da deformada dessas aduelas durante a restante construção.

Assim, os momentos de levantamento topográfico do tabuleiro são apenas na betonagem das aduelas antes e após a aplicação do pré-esforço. Para não complicar a análise dos gráficos apenas se colocaram a comparação de contraflechas após a fase de betonagem antes da aplicação do pré-esforço.

Os gráficos estão ordenados por betonagens de aduelas não tendo em consideração o facto de serem betonadas em momentos temporais diferentes. Apesar disso é possível observar a evolução da deformação das aduelas ao longo do tempo até ao final da betonagem das consolas dos pilares.

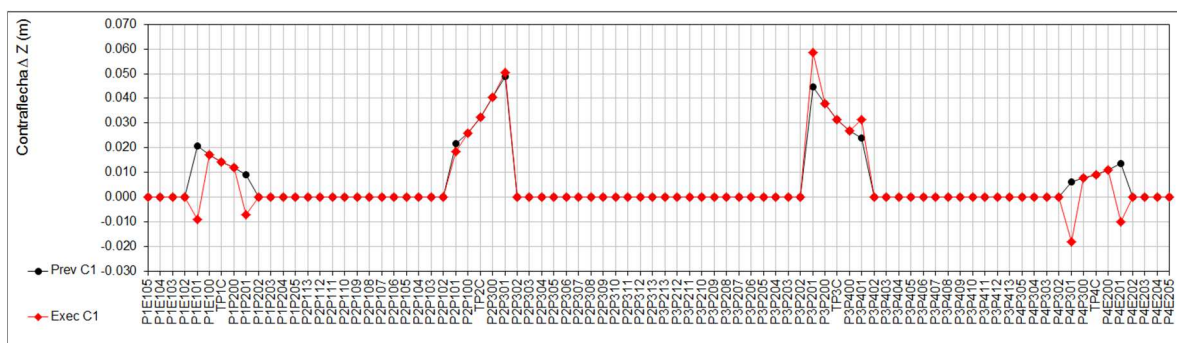


Gráfico 50 – P1, P2, P3 e P4 - Aduela 1

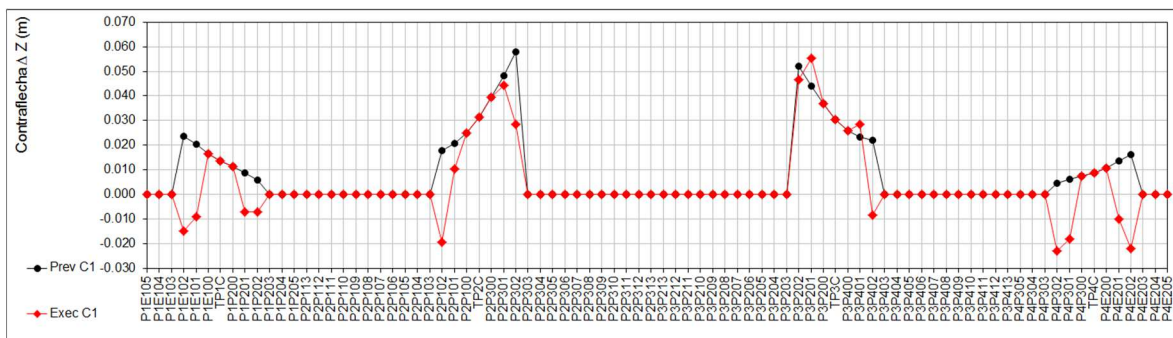


Gráfico 51 – P1, P2, P3 e P4 - Aduela 2

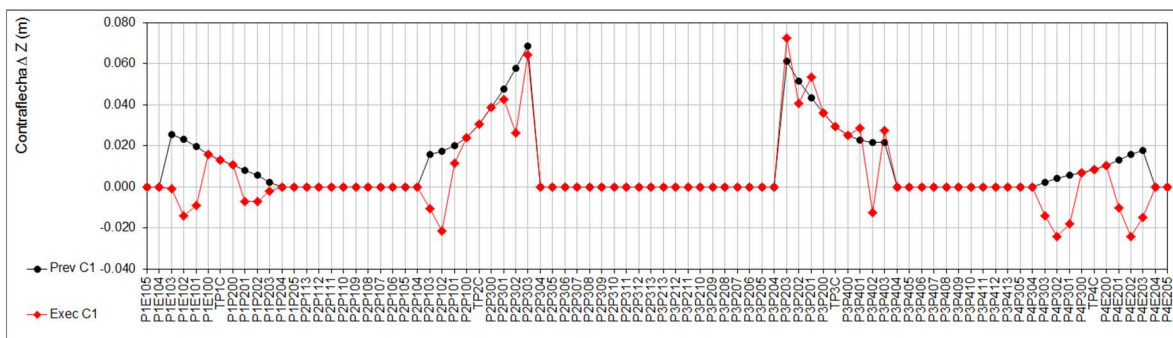


Gráfico 52 – P1, P2, P3 e P4 - Aduela 3

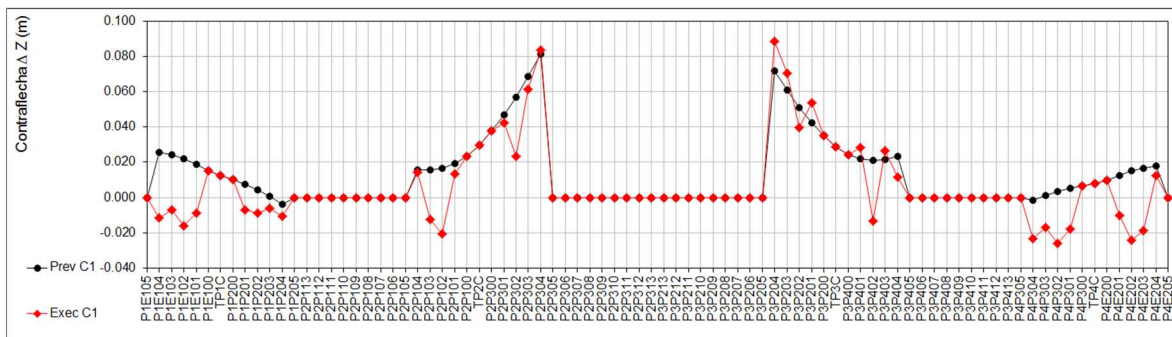


Gráfico 53 – P1, P2, P3 e P4 - Aduela 4

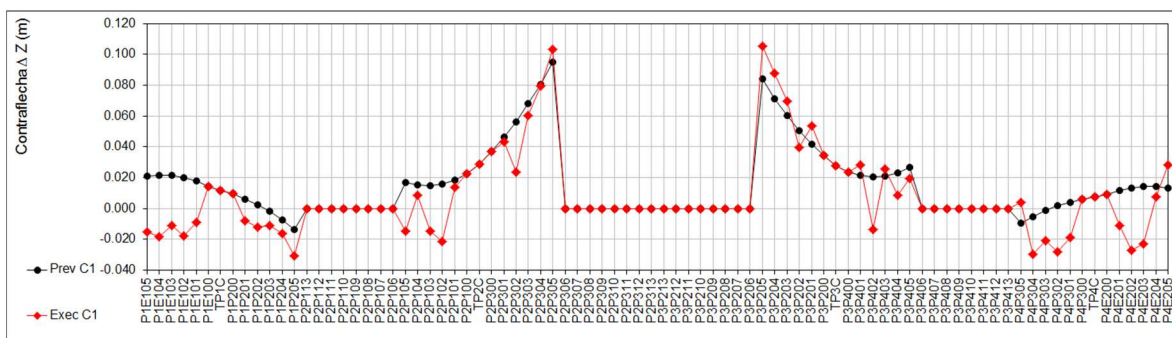


Gráfico 54 – P1, P2, P3 e P4 - Aduela 5

Após a betonagem da aduela 5, não foram retirados mais valores da deformação do tabuleiro ao longo da betonagem das aduelas seguintes, por exemplo nos pilares P2 e P3.

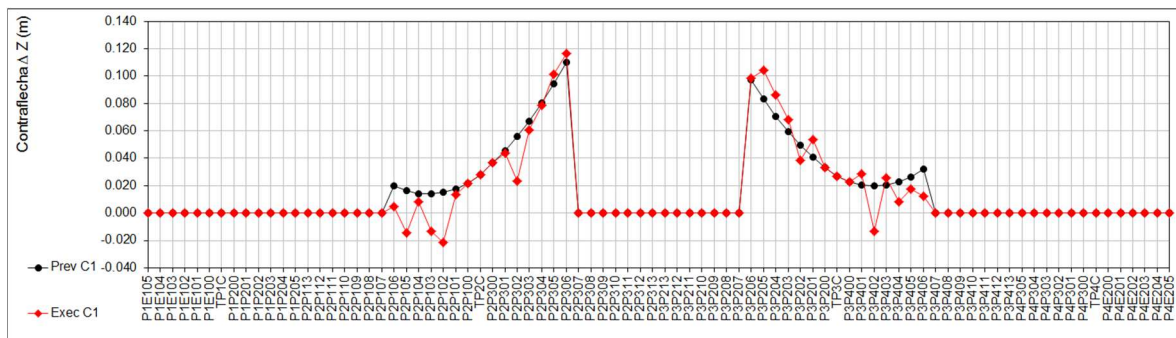


Gráfico 55 – P3 e P4 - Aduela 6

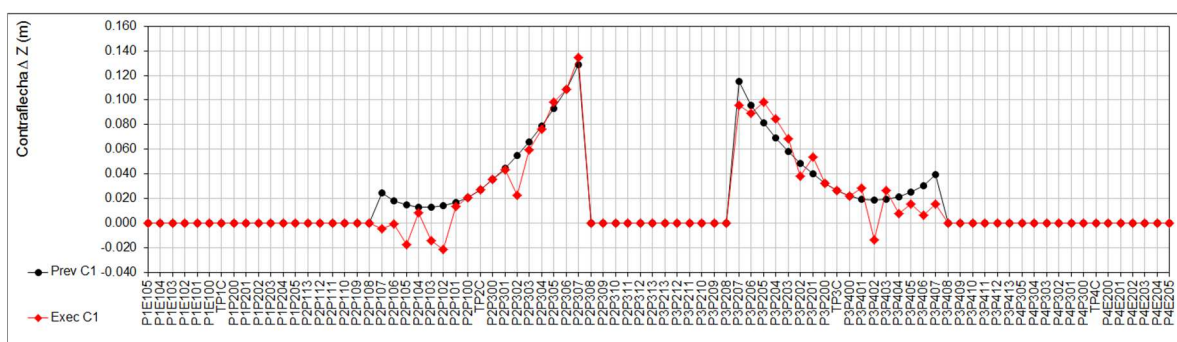


Gráfico 56 – P3 e P4 - Aduela 7

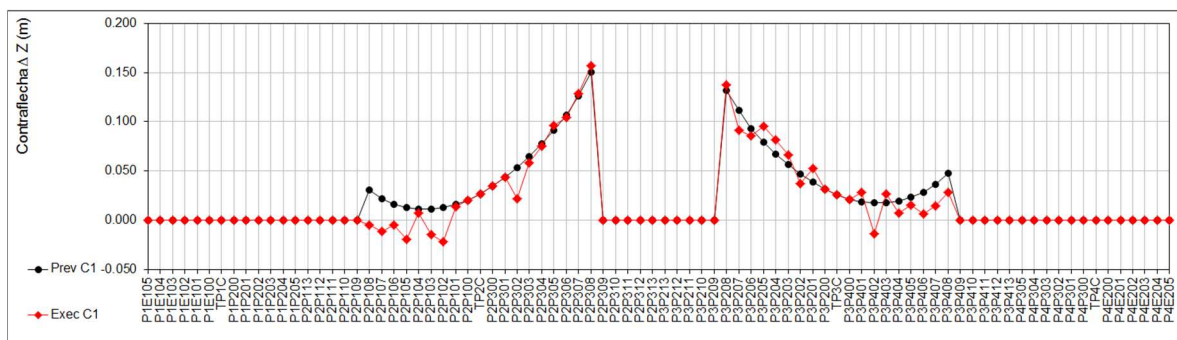


Gráfico 57 – P3 e P4 - Aduela 8

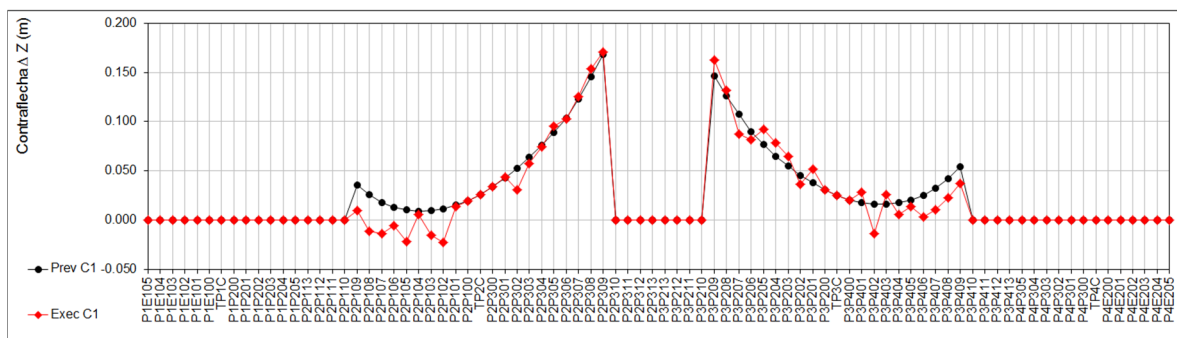


Gráfico 58 – P3 e P4 - Aduela 9

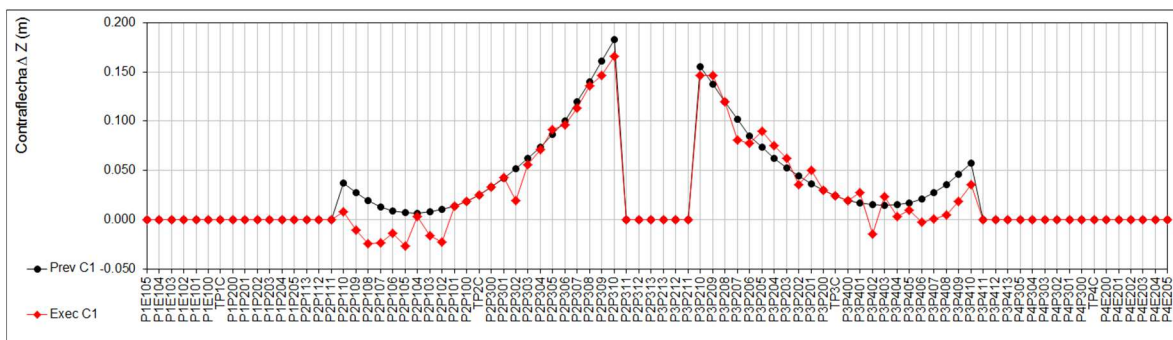


Gráfico 59 – P3 e P4 - Aduela 10

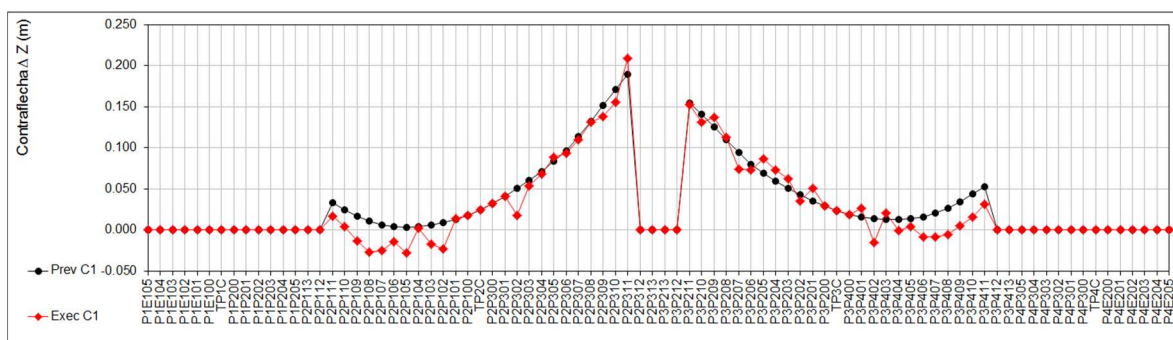


Gráfico 60 – P3 e P4 - Aduela 11

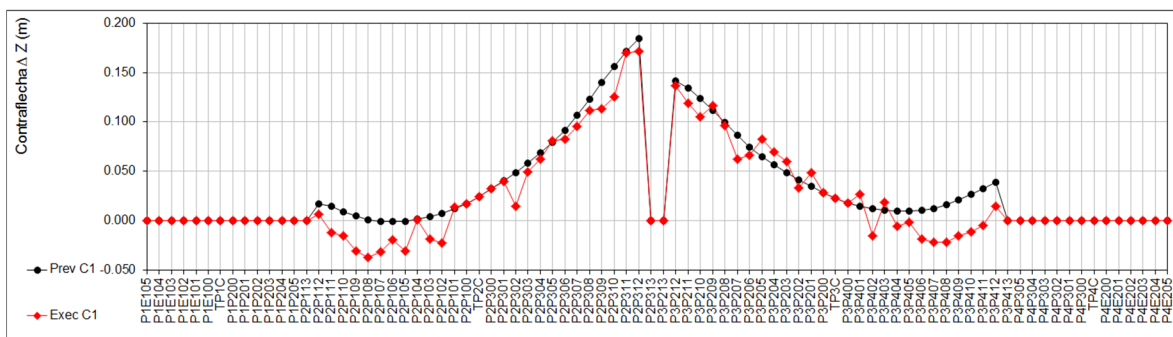


Gráfico 61 –P3 e P4 - Aduela 12

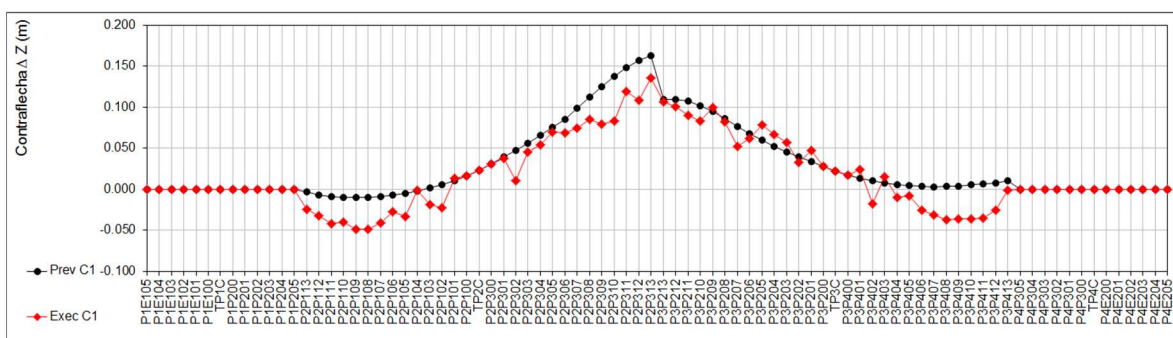


Gráfico 62 – P3 e P4 - Aduela 13

5.3.2. APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO

O segundo momento de levantamento topográfico é após aplicação do pré-esforço. Com a aplicação do pré-esforço superior o tabuleiro é sujeito a um momento positivo, obrigando-o a ter um deslocamento vertical ascendente.

No gráfico seguinte, é possível comparar o valor do deslocamento vertical do tabuleiro previsto com o real. Ou seja, na aplicação do pré-esforço após a betonagem de cada aduela o tabuleiro tem um movimento ascendente previsto pelo cálculo, assim como um valor realmente verificado.

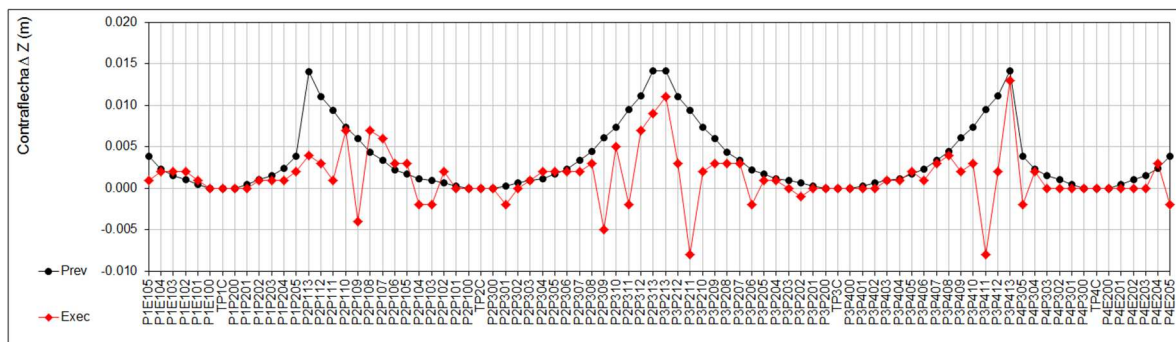


Gráfico 63 – Deslocamentos devidos ao pré-esforço

Pode-se interpretar o gráfico da seguinte forma, por exemplo, na aduela 8 do pilar P2, no vão P1-P2 na aplicação do pré-esforço estava previsto um deslocamento ascendente da ordem dos 4mm, mas verificou-se que subiu cerca de 6mm.

5.4. INTERPRETAÇÃO DOS DESVIOS OBSERVADOS

5.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Em primeiro lugar deve ser referido que os desvios encontrados entre o valor previsto e o real pode ter diversas causas:

- Erro de levantamento e marcação topográfica associado ao erro do equipamento;
- Erro de betonagem, com superfície da face superior irregular;
- Temperatura ambiente diferente ao longo da construção;
- Tempos de execução diferentes do previsto, com paragens imprevistas na sequência de betonagem;
- Alterações imprevistas no faseamento construtivo;
- Sobrecargas não previstas sobre o tabuleiro;
- Erro na execução do controlo de geometria;
- Ajuste inadequado das curvas dos fenómenos diferidos;
- Erro de precisão dos equipamentos e elementos de marcação utilizados;

O controlo de geometria após concluído é algo imutável que não pode ser ajustado iterativamente ao longo da construção. A ideia de que à medida que a ponte vai sendo construída se vão ajustando as contraflechas é errada já que a contraflecha final é resultado de todo o faseamento construtivo, o que significa que uma pequena variação dos intervalos de tempo previstos condiciona todo o faseamento desde o início ao final obrigando a novas contraflechas para o tabuleiro integral o que a meio da construção não é possível de realizar.

Como é natural não é possível dissociar a análise dos deslocamentos presentes nos gráficos das fases de betonagem, da fase de puxe do pré-esforço, já que são fases intermédias que se não tiverem o comportamento previsto, o tabuleiro não seguirá o comportamento expectável.

5.4.2. PILARES P1 E P4

Nos pilares P1 e P4 nota-se claramente um afastamento de cerca de 4cm relativamente ao previsto.

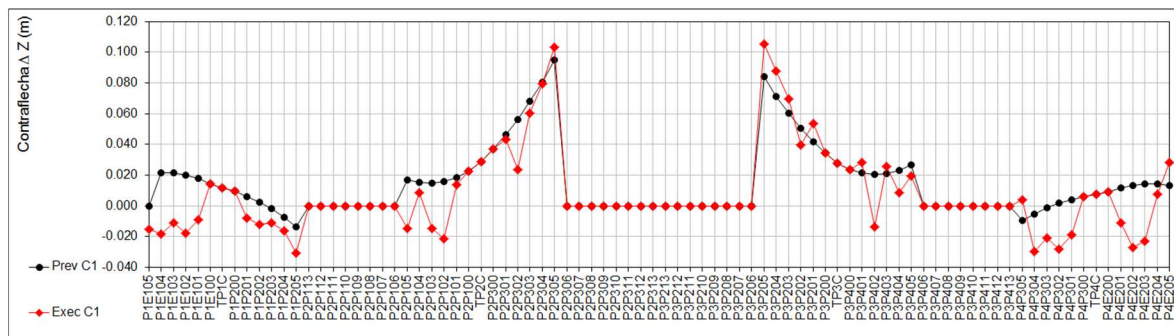


Gráfico 64 – P1, P2, P3 e P4 - Aduela 5

Este afastamento foi obtido na fase de betonagem, ou seja as aduelas foram betonadas mais baixas.

Contudo se se observar o comportamento da estrutura à medida que se vão betonando as aduelas seguintes, o tabuleiro segue o comportamento previsto, ou seja a variação de cotas ascendente e descendente aproxima-se do previsto. Este facto valida as premissas de cálculo ao nível dos parâmetros de maturação, fluência, retração e relaxação.

De referir também, que dado que os deslocamentos em causa são da ordem de milímetros a própria precisão dos elementos utilizados não permite retirar mais conclusões.

Efetivamente, obteve-se da equipa da obra a informação de que nos pilares P1 e P4 existiu um ligeiro erro na marcação e levantamento do tabuleiro apenas corrigida para a betonagem dos pilares P2 e P3 o que explica estes desvios.

No gráfico 64 é possível observar que os valores obtidos na fase de pré-esforço apresentam um desvio grande na aduela 5 do P4 onde aparentemente a aduela não teve o deslocamento ascendente previsto. No entanto, é natural que exista um erro de topografia, ou um dia com uma temperatura anormal, já que se as aduelas anteriores subiram o expectável e não é credível que a aduela mais extrema não tenha subido mais. Aliás se se analisar as aduelas 5 do pilar P2 e P3 é visível esse aspeto.

5.4.3. PILARES P2 E P3

Relativamente aos pilares P2 e P3, se se observar a evolução da deformação acumulada das aduelas, gráficos 60, 61 e 62, apercebemo-nos que entre a betonagem da aduela 11, a aduela 12 e 13, a estrutura baixa substancialmente mais do que o que estava previsto. No entanto, se se analisar o comportamento ao longo das betonagens das aduelas do P3, elas acompanham os valores previstos. Ou seja, tudo leva a crer que algo inesperado surgiu nesta fase.

Para além disso, nos gráficos de deslocamentos devidos à ação do pré-esforço, gráfico 63, é notório um erro do levantamento topográfico onde o tabuleiro em vez do deslocamento ascendente previsível tem um deslocamento descendente.

É possível observar este fenómeno nos gráficos seguintes, onde na betonagem da aduela 10, claramente com o pré-esforço o tabuleiro sobe, onde na aduela 11 o tabuleiro não sobe após aplicação do pré-esforço. Assim o deslocamento ascensional previsto não existe fazendo com que o tabuleiro desça mais do que o previsto.

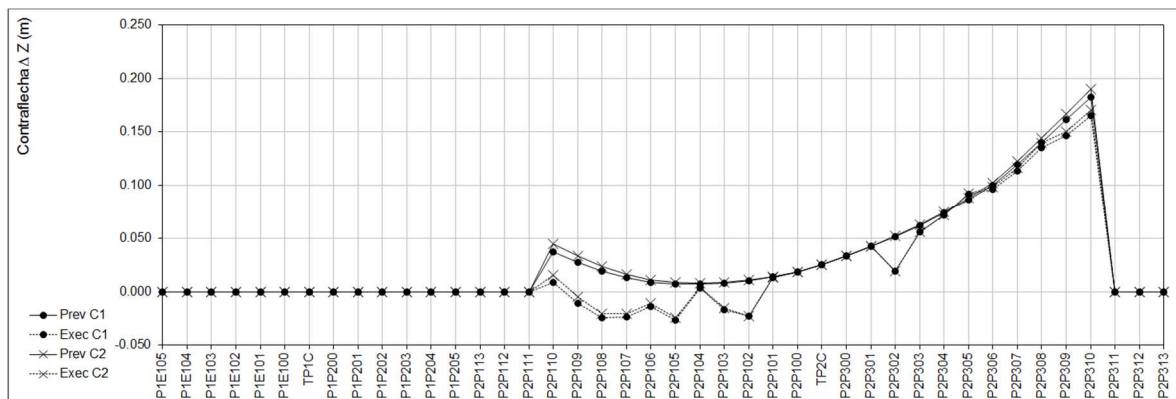


Gráfico 65 – P2 - Aduela 10

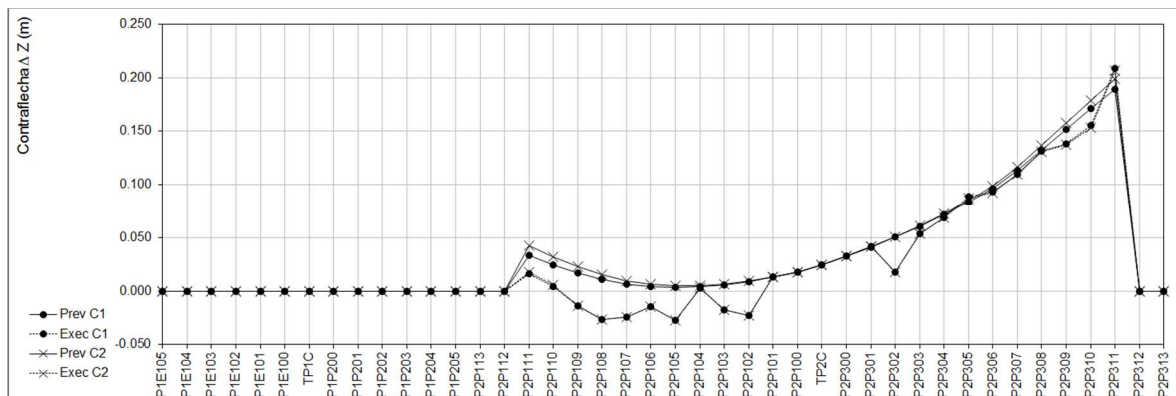


Gráfico 66 – P2 - Aduela 11

Considerar C1 como o cenário de betonagem da aduela e C2 como o puxe do pré-esforço.

Como não é possível que com o puxe do pré-esforço o tabuleiro baixe, porque implicaria uma deficiente execução da atividade o que poderia colocar em causa a segurança da estrutura, a explicação passa pelas variações diferenciais de temperatura entre face superior e inferior do tabuleiro. Tal como presente no capítulo 5.2.2 uma variação diferencial de temperatura entre faces horizontais do tabuleiro de 10°C implicaria um deslocamento vertical na aduela 13 de 35.8mm.

Bastaria portanto que o sol estivesse a incidir na face superior do tabuleiro na altura do levantamento para desvirtuar os resultados.

5.4.4. ESTUDOS COMPLEMENTARES

Um outro aspeto a ter em conta trata-se de possíveis atrasos ao longo da construção. Seguidamente apresenta-se um estudo simulando um atraso nas betonagens de 1 ou 2 semanas, ao nível das aduelas

10, 11, 12 ou 13. Este atraso pode ter várias causas, tendo implicações ao nível do acréscimo das deformações do tabuleiro previstas no controlo de geometria.

Abaixo apresentam-se quatro gráficos cada um representando o acréscimo de deformações do tabuleiro betonado até à aduela 10, 11, 12 e 13 respetivamente para um lapso de tempo entre a betonagem da mesma e a betonagem da aduela seguinte de 5, 10 e 15 dias (Δt). Os deslocamentos são apenas devidos aos efeitos diferidos

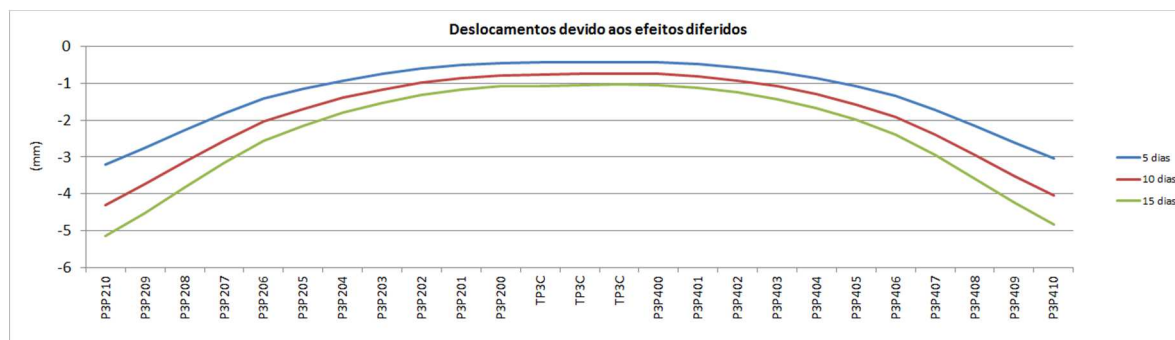


Gráfico 67 – Deslocamentos do tabuleiro com 10 aduelas para vários Δt

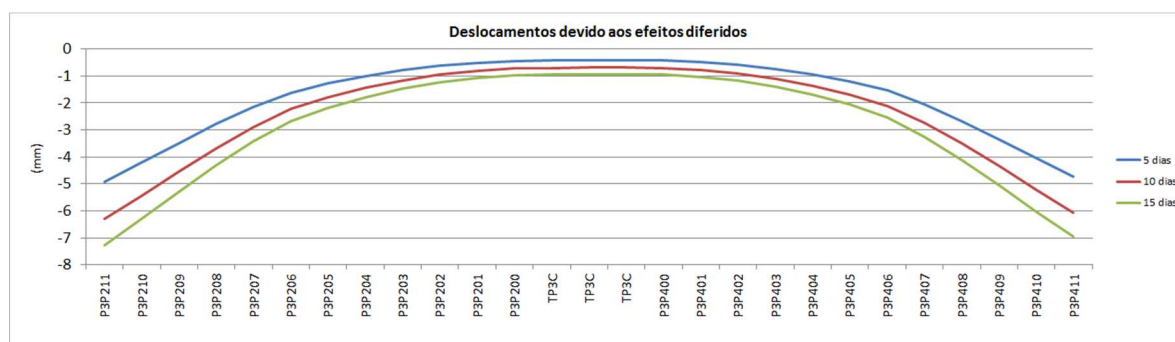


Gráfico 68 – Deslocamentos do tabuleiro com 11 aduelas para vários Δt

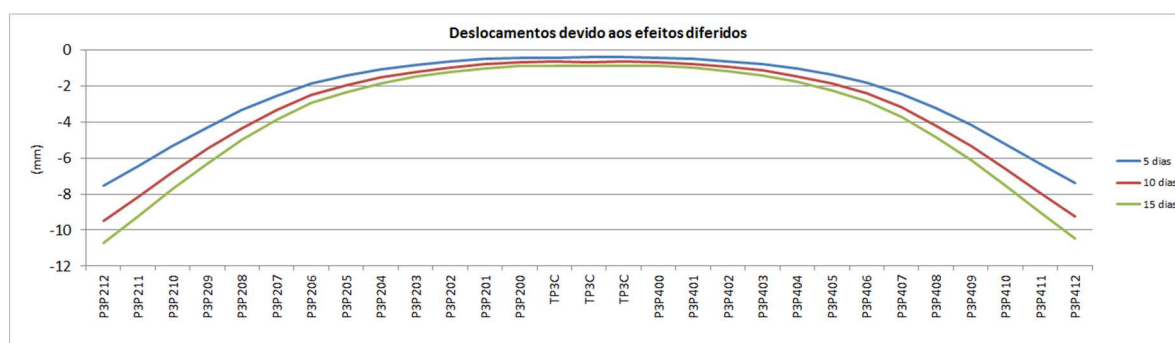


Gráfico 69 – Deslocamentos do tabuleiro com 12 aduelas para vários Δt

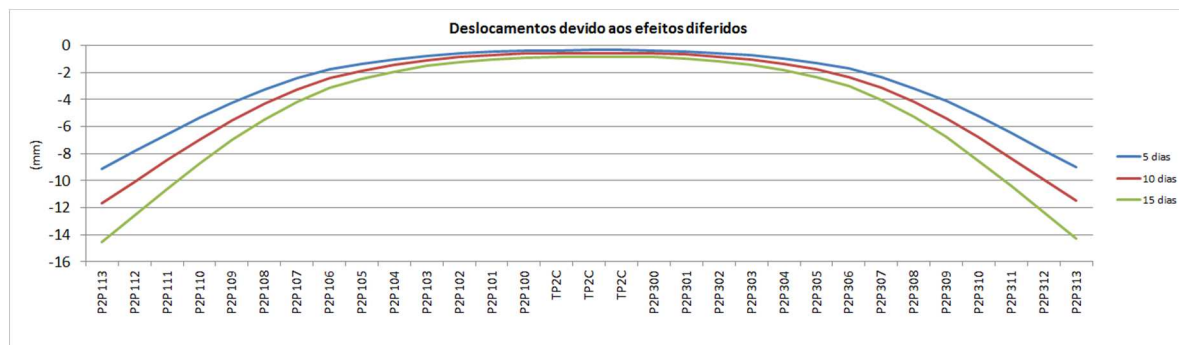


Gráfico 70 – Deslocamentos do tabuleiro com 13 aduelas para vários Δt

Constata-se que, na aduela 13, um atraso de 15 dias entre a betonagem da mesma e o fecho do tabuleiro (fase seguinte do processo construtivo) dá origem a um acréscimo da deformação de 5mm.

No entanto, tal como já referido o controlo de geometria não pode ser corrigido a meio do faseamento construtivo o que implica que assim que os trabalhos recomecem voltar-se-ão a aplicar as contraflechas previstas.

De notar, igualmente que no gráfico 50 não é possível verificar o aproximar das aduelas 13 para o fecho central porque como referido os momentos de levantamento topográfico do tabuleiro são apenas após a betonagem das aduelas antes e após a aplicação do pré-esforço.

No final da betonagem do tabuleiro a rasante deverá ser aplicada conforme prevista no controlo de geometria, onde as diferenças entre a deformada real e a teórica são corrigidas na espessura de betuminoso a aplicar no tabuleiro. Esta espessura nunca poderá representar uma sobrecarga superior à prevista em projeto.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

O plano de controlo de geometria é um instrumento fundamental para a execução de pontes através do método de avanços sucessivos por equilíbrio de consolas. A indicação fase a fase das contraflechas a aplicar à cofragem, assim como a indicação dos deslocamentos previstos são dados fundamentais para atingir uma ponte com a rasante prevista em projeto com todas as características de conforto para os seus utilizadores.

A elaboração do plano de controlo de geometria reveste-se de grande complexidade já que se pretende simular com o maior rigor possível o comportamento da estrutura tanto para ações estáticas como diferidas no tempo. É necessária precisão na determinação dos deslocamentos, sejam os imediatos pela colocação ou retirada de equipamentos auxiliares, sejam os dependentes do tempo e ao longo das diversas fases construtivas. Se não houver rigor corre-se o risco de inviabilizar a execução de "fechos" entre diversas partes da estrutura executadas de modo independente para além da não obtenção da rasante final projetada.

Este objetivo só é possível através de uma modelação computacional com grande detalhe, onde todas as fases e lapsos temporais deverão ser corretamente simulados assim como os parâmetros reológicos do betão deverão estar corretamente obtidos e integrados na análise. Aspetos particulares como aparelhos de apoio provisórios, sistemas de equilíbrio, perfis de rigidez a colocar nos fechos, peso dos equipamento designado como carros de avanços e sua movimentação ao longo do tabuleiro não devem ser descurados na análise.

O plano realizado nesta dissertação revelou-se adequado pois verifica-se um comportamento estrutural real semelhante ao previsto. Apesar dos desvios percebe-se que a evolução dos deslocamentos no tempo segue a tendência prevista com valores semelhantes. No entanto, o facto de não ter sido possível a obtenção dos resultados laboratoriais de retração, fluência e maturação do betão poderá ter condicionado a análise já que conduziria seguramente a resultados ainda mais aproximados.

Tal como se percebe ao longo desta dissertação a interpretação do levantamento das coordenadas altimétricas reais deverá ser realizada com base numa estreita troca de informação entre a direção de obra e o projetista. Erros no levantamento ou marcação do tabuleiro, atrasos de obra, temperatura ambiente e exposição solar diferentes em dias consecutivos são aspetos que influenciam de forma decisiva a deformação do tabuleiro e consequentemente desvirtuam os dados e afastam a rasante da prevista inicialmente. São variáveis que ultrapassam o âmbito de atuação do projetista cuja previsão não é possível.

Todos estes desvios, até um determinado valor, poderão ser corrigidos na fase de aplicação do betuminoso ao tabuleiro, aplicando-se assim a rasante inicialmente prevista. É, portanto, fundamental em fase de projeto ser considerada uma espessura de betuminoso alguns centímetros acima do previsto no projeto viário, já que a “correção” altimétrica da face superior do tabuleiro é praticamente inevitável.

6.2. AÇÕES FUTURAS

Em termos de ações futuras destacam-se alguns aspetos relacionados com os efeitos diferidos do betão que claramente merecem uma análise mais aprofundada.

Em primeiro lugar, a definição *quantitativa* da fluência é unicamente relacionada com tensões normais e extensões, ignorando-se possíveis efeitos da fluência na variação de distorções provocadas por tensões tangenciais. Ora, extensões e distorções são ambas componentes da deformação dos materiais.

Para além disso, a fluência é, aparentemente, um efeito livre, isto é mesmo em estruturas com confinamentos hiperestáticos não provoca, por definição, nem acréscimos de tensões nem de esforços. Mas os acréscimos de deformação podem falsear os resultados das normais análises estruturais executados com base na linearidade geométrica. Por exemplo, em pontes com pilares de grande altura, o aumento da curvatura dos pilares pelo efeito da fluência pode conduzir a aumentos da excentricidade do esforço axial (efeitos de segunda ordem). Ora, pode ser necessário incluir esses aumentos de excentricidade na própria análise (análise geometricamente não linear) para redeterminar os esforços nessa situação, ou então incluir isso por via do dimensionamento.

Em termos do efeito da retração e fluência, deve observar-se que o EC2 não faz nenhuma referência explícita ao facto de a presença de armaduras no betão armado reduzir os efeitos previstos para o betão simples.

BIBLIOGRAFIA

- Appleton, Júlio. *Estruturas de Betão, Vol. 1 e 2*. Edições Orion, Amadora, 2013
- Azeredo, Manuel de. *As Pontes do Porto: história de uma paixão*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2002
- Barata, Vitor Dias, LCW Consultadoria de Projetos de Engenharia, SA. *Nova Ponte sobre o Rio Lima, na zona do Nó de Jolda, incluindo os respectivos Acessos, Projeto de Execução: Memória Descritiva e Justificativa*. 2009
- Barata, Vitor Dias, LCW Consultadoria de Projetos de Engenharia, SA. *Nova Ponte sobre o Rio Lima, na zona do Nó de Jolda, incluindo os respectivos Acessos, Projeto de Execução: Peças Desenhadas*. 2009
- Barata, Vitor Dias, LCW Consultadoria de Projetos de Engenharia, SA. *Nova Ponte sobre o Rio Lima, na zona do Nó de Jolda, incluindo os respectivos Acessos, Projeto de Execução: Cálculos Justificativos*. 2009
- Benaïm, Robert. *The design of prestressed concrete bridges: concepts and principles*. Taylor & Francis, New York, 2008.
- CEN - Eurocode 2 - Design of Concrete Structures. Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules. Brussels, 2008.
- CEN - Eurocódigo 2 projeto de estruturas de betão Parte 1-1 regras gerais e regras para edifícios NP EN 1992-1-1: 2010. IPQ, Caparica, 2010
- Leonhardt, Fritz. *Construções de Concreto*. Editora Interciência, Rio de Janeiro, 1982.
- Manterola, Javier. *Puentes*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, Madrid, 2000
- Menn, Christian. *Prestressed Concrete Bridges*. Birkhauser Verlag, Basel, 1990.
- Nilson, Arthur H. *Design of Concrete Structures*. McGraw Hill International Editions, 1997
- Pfeil, Walter. *Concreto Protendido*. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 2ª edição, Rio de Janeiro, 1983
- Reis, António. *Folhas da Disciplina de Pontes*. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2001
- Schlaich, Jorg. Scheef, Hartmut. *Concrete Box-Girder Bridges*. Internacional Association for Bridge and Structural Engineering, 1982
- Vasconcelos, António. *Pontes dos Rios Douro e Tejo*. Ingenium Edições, LDA, Lisboa, 2008
- Xanthakos, Petros P. *Theory and Design of Bridges*. John Wiley & Sons, 1993.