

MODELAÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO SUB-VIADUTO CENTRAL DO VIADUTO DO CORGO EM VILA REAL

EMANUEL RODRIGUES DE SOUSA TOMÉ

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

Orientador: Professor Doutor Miguel Ângelo Carvalho Ferraz

Coorientador: Professor Doutor Joaquim de Azevedo Figueiras

Coorientador: Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de Barros

JULHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

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

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do 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.

Aos meus Pais e Irmão.

*Para podermos determinar algo com certeza,
primeiro temos de duvidar de tudo o que sabemos.*

René Decartes

AGRADECIMENTOS

Gostaria de aqui deixar um agradecimento a todas as pessoas que direta ou indiretamente colaboraram no desenvolvimento deste trabalho, nomeadamente:

Ao Professor Doutor Miguel Ferraz, orientador científico desta dissertação, pelo grande auxílio prestado neste último semestre na elaboração deste trabalho, por todas as críticas, sugestões, conselhos e conhecimentos transmitidos, assim como pela disponibilização do seu programa de cálculo e toda a sua paciência e disponibilidade no esclarecimento das mais variadas dúvidas que foram surgindo ao longo do semestre.

Ao Professor Doutor Joaquim Figueiras, coorientador científico deste trabalho, por todas as suas críticas, sugestões e conselhos sempre úteis e que sem dúvida ajudaram a enriquecer este trabalho, assim como todos os conhecimentos que simpaticamente sempre me transmitiu.

Ao Professor Doutor Rui Carneiro de Barros, coorientador científico desta dissertação, pela sua prestabilidade sempre que solicitada a sua colaboração, assim como todas as críticas, sugestões e conselhos ao trabalho realizado, bem como pela sua bibliografia pessoal que interessadamente me disponibilizou.

Aos Engenheiros Tiago Andrade e Davide Borges, da Soares da Costa SGPS, por toda a prestabilidade no esclarecimento e fornecimento de dados sobre o processo construtivo do Viaduto do Corgo. Agradecer também ao CAET XXI pela cedência da utilização de algumas fotografias, assim como pelas visitas realizadas à obra.

Aos autores do projeto do Viaduto do Corgo, nomeadamente à LCW, agradeço o fornecimento de todos os dados que foram necessários à realização deste trabalho, em particular ao Engenheiro Victor Barata, pela prestabilidade no esclarecimento de algumas questões na própria obra.

Ao LABEST e à NewMENSUS pela disponibilidade dos dados da monitorização estrutural.

Aos meus amigos e colegas que partilharam comigo os desafios que me foram surgindo ao longo do meu percurso académico, em particular ao José Carvalhal e ao Vítor Coelho, com quem partilhei muitos desafios e vitórias ao longo destes cinco anos, desafios esses que me fizeram crescer como homem e como engenheiro.

Por fim, agradecer às pessoas a quem dedico este trabalho, por todo o amor, carinho, apoio e valores com que sempre me presentearam ao longo de toda a minha existência e que me tornaram na pessoa que sou hoje.

RESUMO

Esta dissertação incide na análise estrutural do faseamento construtivo do sub-viaduto central do Viaduto sobre o Vale do Rio Corgo, em Vila Real. Este viaduto, que se encontra à data da elaboração deste trabalho em construção, apresenta um vão central de 300 metros de extensão. A solução estrutural adotada consiste num viaduto em betão armado pré-esforçado, sendo que para a execução do vão central utiliza-se o método construtivo por avanços sucessivos em consola com recurso a atirantamento exterior.

Tem-se então como principal objetivo desta dissertação a modelação numérica e análise estrutural do faseamento construtivo do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo e comparação com resultados da monitorização estrutural, bem como a elaboração de algumas previsões de comportamento da estrutura em fase de construção e em fase de exploração. Expõem-se ainda como é que as pontes atirantadas se comportam estruturalmente, discutindo-se as diversas variantes no dimensionamento de toda a estrutura assim como o dimensionamento de diversos elementos estruturais, como os mastros, o tabuleiro e os tirantes.

Enunciam-se de uma forma resumida as leis de previsão dos efeitos reológicos do betão previstas nas normas europeias e são ainda discutidas algumas questões particulares e simplificações adotadas no modelo elaborado, bem como as leis de comportamento do material adotadas no modelo numérico efetuado. O modelo numérico utilizado foi realizado na plataforma *Evolution*, que recorre à modelação por elementos finitos de viga com discretização das secções transversais por fibras e permite a simulação do comportamento evolutivo da estrutura e a modelação do comportamento viscoelástico dos materiais. Para modelação dos tirantes são utilizados elementos específicos que contemplam a análise não linear geométrica desses elementos. A análise numérica efetuada contempla todas as fases de construção previstas do Sub-viaduto Central do Viaduto do Corgo, expondo as previsões numéricas, comparando-as com as grandezas medidas através da monitorização disponíveis à data da elaboração deste trabalho e estabelecendo previsões de comportamento da obra de arte em estudo na fase de construção e de exploração.

Conclui-se o trabalho expondo a importância da aferição dos modelos numéricos e comparação dos resultados estimados numericamente com os resultados da monitorização, assim como a incorporação dos efeitos diferidos devidamente aferidos nos modelos numéricos das estruturas de betão armado pré-esforçado, em particular durante o processo construtivo. Finalmente, formulam-se algumas perspetivas sobre o interesse de desenvolvimentos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: Modelação Numérica, Pontes Atirantadas, Processos Construtivos, Monitorização Estrutural, Reologia do Betão.

ABSTRACT

This dissertation focuses on the structural analysis of the constructive phases of the central sub-viaduct of Corgo River Viaduct, in Vila Real. This viaduct, which is under construction at the date of developing this work, has a central span of 300 meters. The structural solution adopted is a stay cable prestressed concrete bridge built using the balanced-cantilever method.

This dissertation main goal is the numeric modulation of the constructive phases of the central sub-viaduct of Corgo River Viaduct and its comparison with the results of structural health monitoring. In addition, structural behavior predictions, either under construction or in service phase, were done. This dissertation also exposes how cable stayed bridges behave structurally, discussing the different design variants of the entire structure itself, as well as the dimensioning of structural elements, such as the pylons, the deck and the cables.

Prediction laws of concrete rheological effects mentioned in European standards are also briefly covered. Some specific issues and simplifications adopted in the model developed are discussed, as well as the material behavior laws adopted on the elaborated numerical model. The structural analysis model was made using the platform *Evolution*, making use of beam finite element with discretization of the cross sections by fibers, which allows the simulation of structural evolution behavior and material viscoelasticity behavior. For cable simulation, elements that contemplate the geometrical non-linear behavior were used. The performed numerical simulation, which contemplates all the constructive phases, is compared with the results of structural health monitoring available until the date of this work. After, some behavior predictions in construction and service phases were also made.

This work ends by showing the importance of the numerical models calibration, and the comparison of the numerical predictions with the results of the structural health monitoring. Considerations about the incorporation of rheological effects in numerical models of prestressed concrete structures were also done, in particular during the construction phase. Finally, some standpoints on future developments are proposed.

KEYWORDS: Computer Modelling, Cable Stayed Bridges, Construction Processes, Structural Health Monitoring, Rheology of Concrete.

ÍNDICE GERAL

Agradecimentos.....	i
Resumo.....	iii
Abstract	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Aspetos gerais	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Motivação	2
1.4. Organização da dissertação	3
2. ESTADO DA ARTE.....	5
2.1. Introdução.....	5
2.2. Pontes atirantadas	5
2.2.1. Considerações gerais e campo de aplicação	5
2.2.2. Funcionamento estrutural típico.....	6
2.2.2.1. Configuração longitudinal	8
2.2.2.2. Configuração transversal.....	11
2.2.2.3. Mastros	14
2.2.2.4. Tabuleiro	17
2.2.2.5. Tirantes	21
2.2.3. Processos construtivos	23
2.3. Monitorização da integridade estrutural	26
2.3.1. O papel da monitorização estrutural ao longo das diferentes fases da vida da estrutura.....	27
2.3.1.1. Fase de conceção.....	27
2.3.1.2. Fase de execução.....	27
2.3.1.3. Fase de exploração	28
3. REOLOGIA DO BETÃO.....	29
3.1. Introdução.....	29
3.2. Comportamento do material.....	30
3.2.1. Maturação do betão.....	30
3.2.2. Retração.....	31
3.2.3. Fluência.....	35
4. MODELAÇÃO DO SUB-VIADUTO CENTRAL DO VIADUTO DO CORGO.....	41
4.1. Introdução.....	41
4.2. Descrição da Estrutura.....	42

4.3. Processo construtivo	45
4.4. Modelação numérica.....	45
4.4.1. Plataforma <i>Evolution</i>	46
4.4.2. Modelo	47
4.4.2.1. Ligações.....	48
4.4.2.2. Secções transversais	54
4.4.2.3. Operações consideradas	55
4.4.2.4. Ações	55
4.4.3. Propriedades dos materiais	57
4.4.3.1. Ajuste da lei de maturação do betão.....	57
4.4.3.2. Ajuste da lei de retração do betão	59
4.4.3.3. Ajuste da lei de fluência do betão	61
4.4.4. Monitorização permanente	63
5. RESULTADOS.....	65
5.1. Introdução	65
5.2. Aferição do modelo com resultados da monitorização estrutural	66
5.3. Faseamento construtivo.....	74
5.3.1. Tensões nos tirantes.....	74
5.3.2. Tensões no tabuleiro ao longo do processo construtivo	77
5.3.3. Deslocamentos.....	79
5.3.3.1. Deslocamentos verticais do tabuleiro.....	79
5.3.3.2. Deslocamentos nos aparelhos de apoio dos pilares extremos (P15 e P22)	81
5.3.3.3. Deslocamentos horizontais no topo dos mastros	82
5.3.4. Reações de apoio dos mastros.....	82
5.3.5. Reações nos aparelhos de apoio com sistema anti-levantamento	84
5.3.6. Modos e frequências de vibração naturais durante o processo construtivo	84
5.4. Fase de exploração.....	87
5.4.1. Deslocamentos verticais do tabuleiro	87
5.4.2. Efeito das variações uniformes de temperatura	90
6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	93
6.1. Conclusões	93
6.2. Desenvolvimentos futuros	94
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	97
ANEXOS	99

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – COMPARAÇÃO DO CUSTO DE CONSTRUÇÃO EM RELAÇÃO AO VÃO DE PONTES CONVENCIONAIS E PONTES ATIRANTADAS (ADAPTADO DE MENN, C. (1990)).	6
FIGURA 2.2 – EVOLUÇÃO DO VÃO PRINCIPAL DAS PONTES ATIRANTADAS DE 1950 A 2010 (PEDRO, J.J.O., 2010).	7
FIGURA 2.3 – FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE DE TIRANTES (PEDRO, J.J.O., 2010).	7
FIGURA 2.4 – EVOLUÇÃO DO SISTEMA DE ATIRANTAMENTO DO TABULEIRO (PEDRO, J.J.O., 2010).	8
FIGURA 2.5 – OBRAS DE ARTE ATIRANTADAS SEM E COM PILARES INTERMÉDIOS NOS VÃOS LATERAIS (PEDRO, J.J.O., 2010).	9
FIGURA 2.6 – CONFIGURAÇÕES DO SISTEMA DE SUSPENSÃO DO TABULEIRO: (A) LEQUE, (B) SEMI-LEQUE, E (C) HARPA (FARQUHAR, D.J., 2008).	10
FIGURA 2.7 – CONFIGURAÇÕES TRANSVERSAIS: (A) UM PLANO DE SUSPENSÃO, (B) DOIS PLANOS DE SUSPENSÃO (SUSPENSÃO LATERAL), E (C) TRÊS PLANOS DE SUSPENSÃO (WALTHER, R. [ET AL.], 1999).	12
FIGURA 2.8 – DEFORMADAS DO TABULEIRO SOB CARREGAMENTO ASSIMÉTRICO NUM ESQUEMA ESTRUTURAL COM SUSPENSÃO TOTAL DO TABULEIRO (SISTEMA A) E COM UMA SOLUÇÃO ESTRUTURAL COM O TABULEIRO APOIADO NO MASTRO (SISTEMA B) (ADAPTADO DE GIMSING, N.J. E GEORGAKIS, C.T. (2012)).	13
FIGURA 2.9 – EFEITO DA ALTURA DA TORRE NO CONSUMO DE AÇO NOS TIRANTES (ADAPTADO DE FARQUHAR, D.J. (2008)).	15
FIGURA 2.10 – CONFIGURAÇÕES GEOMÉTRICAS TÍPICAS DOS MASTROS: (A) MASTRO EM PÓRTICO TRANSVERSAL (OU EM FORMA DE H), (B) MASTRO COM DOIS FUSTES ISOLADOS, (C) MASTRO EM FORMA DE A, (D) MASTRO EM FORMA DE Y INVERTIDO, E (E) MASTRO EM FORMA DE DIAMANTE. (ADAPTADO DE FARQUHAR, D.J. (2008)).	16
FIGURA 2.11 – COMPARAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES DEVIDO AO PESO PRÓPRIO NUM TABULEIRO DE TRÊS VÃOS APOIADO CONTINUAMENTE (A) COM UM TABULEIRO APOIADO COM UM SISTEMA DE TIRANTES (B) (ADAPTADO DE GIMSING, N.J. E GEORGAKIS, C.T. (2012)).	18
FIGURA 2.12 – COMPARAÇÃO DAS DEFORMADAS DE DOIS TABULEIROS COM MÁ E BOA CAPACIDADE DE DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS CONCENTRADAS (GIMSING, N.J. E GEORGAKIS, C.T., 2012).	18
FIGURA 2.13 – CONFIGURAÇÕES-TIPO DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO COM SUSPENSÃO CENTRAL (PEDRO, J.J.O., 2010).	19
FIGURA 2.14 – LIGAÇÕES ENTRE O CAIXÃO E AS DIAGONAIS METÁLICAS: (A) LIGAÇÃO ATRAVÉS DE CHAPAS DENTADAS (PONTE DE WANDRE, BÉLGICA 1989) E (B) LIGAÇÃO ATRAVÉS DE CONECTORES DE CABEÇA (PONTE DE BEM AHIN, BÉLGICA 1987). (PEDRO, J.J.O., 2010).	20
FIGURA 2.15 – CONFIGURAÇÕES-TIPO DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO COM SUSPENSÃO LATERAL (CALADO, C.M.C., 2011).	21
FIGURA 2.16 – SECÇÃO TRANSVERSAL DE UM TIRANTE “FECHADO” (GIMSING, N.J. E GEORGAKIS, C.T., 2012).	22
FIGURA 2.17 – TIRANTES FORMADOS POR CORDÕES EM ESPIRAL OU HELICOIDAIS (GIMSING, N.J. E GEORGAKIS, C.T., 2012).	23
FIGURA 2.18 – FASES TIPO DO PROCESSO CONSTRUTIVO POR AVANÇOS SUCESSIVOS A PARTIR DOS MASTOS DE UMA PONTE ATIRANTADA (ADAPTADO DE GIMSING, N.J. E GEORGAKIS, C.T. (2012)).	25
FIGURA 2.19 – FASES TIPO DA CONSTRUÇÃO DE PONTES ATIRANTADAS COM RECURSO A APOIOS PROVISÓRIOS (ADAPTADO DE GIMSING, N.J. E GEORGAKIS, C.T. (2012)).	25
FIGURA 3.1 – VARIAÇÃO DO RÁCIO DE RETRAÇÃO ENTRE A RETRAÇÃO DO BETÃO E A RETRAÇÃO DE UMA PASTA DE CIMENTO EM FUNÇÃO DA PERCENTAGEM DE AGREGADOS PRESENTE NA CONSTITUIÇÃO DO BETÃO. (ADAPTADO DE NILSON, A.H. [ET AL.] (2010)).	33
FIGURA 3.2 – EVOLUÇÃO AO LONGO DO TEMPO DA DEFORMAÇÃO DO BETÃO SUJEITO A UMA TENSÃO CONSTANTE (SANTOS, L.M.P.D.O., 2002).	36
FIGURA 4.1 – PERSPETIVA GERAL DO VIADUTO DO CORGO EM MAIO DE 2012 (FOTOGRAFIA GENTILMENTE CEDIDA PELO CAETXXI).	42
FIGURA 4.2 – SUB-VIADUTO CENTRAL DO VIADUTO DO CORGO – CORTE LONGITUDINAL PELO EIXO DA OBRA (AUTOESTRADASXXI [ET AL.], 2010D).	43
FIGURA 4.3 – CORTE TRANSVERSAL NUMA ZONA NÃO SUSPENSA (AUTOESTRADASXXI [ET AL.], 2010D).	44
FIGURA 4.4 – CORTE TRANSVERSAL NUMA SECÇÃO DE ANCORAGEM DOS TIRANTES (AUTOESTRADASXXI [ET AL.], 2010D).	44
FIGURA 4.5 – VISTA GERAL DO PROGRAMA DE CÁLCULO EVOLUTION (FERRAZ, M.Â.C., 2010).	47
FIGURA 4.6 – MODELO NUMÉRICO DO SUB-VIADUTO CENTRAL DO VIADUTO DO CORGO (CONTEÚDOS DE ECRÃ <i>EVOLUTION</i>).	48
FIGURA 4.7 – ALÇADO DE PORMENOR DAS LIGAÇÕES ENTRE O TOPO DOS PILARES P16/P21 E O TABULEIRO.	49
FIGURA 4.8 – ALÇADO DE PORMENOR DA LIGAÇÃO ENTRE OS PILARES P15/P22 E O TABULEIRO (CONTEÚDOS DE ECRÃ <i>EVOLUTION</i>).	49
FIGURA 4.9 – ALÇADO DE PORMENOR DA LIGAÇÃO DOS MASTROS AO TABULEIRO (CONTEÚDOS DE ECRÃ <i>EVOLUTION</i>).	50

FIGURA 4.10 – ALÇADO DE PORMENOR DA LIGAÇÃO ENTRE AS “PERNAS” E O TOPO DOS MASTROS (CONTEÚDOS DE ECRÃ <i>EVOLUTION</i>).	51
.....	51
FIGURA 4.11 – ALÇADO DE PORMENOR DAS LIGAÇÕES DOS TIRANTES AO TABULEIRO (CONTEÚDOS DE ECRÃ <i>EVOLUTION</i>).....	51
FIGURA 4.12 – ALÇADO DE PORMENOR DAS LIGAÇÕES ENTRE OS MASTROS E OS TIRANTES (CONTEÚDOS DE ECRÃ <i>EVOLUTION</i>).....	52
FIGURA 4.13 – REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS TRÊS MODELOS CONSIDERADOS E RESPECTIVA DEFORMADA, AMPLIADA A 100 VEZES (CONTEÚDO DE ECRÃ <i>EVOLUTION</i>).	52
FIGURA 4.14 – SECÇÃO TIPO DO TABULEIRO.	54
FIGURA 4.15 – SECÇÃO TRANSVERSAL DO PILAR P15/P22.	54
FIGURA 4.16 – LOCALIZAÇÃO DOS DAS SECÇÕES INSTRUMENTADAS JUNTO DO MASTRO 18.	63
FIGURA 4.17 – LOCALIZAÇÃO DOS DAS SECÇÕES INSTRUMENTADAS JUNTO DO MASTRO 19.	64
FIGURA 5.1 – PRIMEIRO MODO DE VIBRAÇÃO LONGITUDINAL DA PARTE NASCENTE DO SUB-VIADUTO CENTRAL ANTES DA EXECUÇÃO DO FECHO LATERAL, $F= 0.157$ Hz (CONTEÚDOS DE ECRÃ <i>EVOLUTION</i>).....	85
FIGURA 5.2 – PRIMEIRO MODO DE VIBRAÇÃO LONGITUDINAL DOS VÃOS ANTES DA EXECUÇÃO DO FECHO LATERAL, $F= 0.288$ Hz (CONTEÚDOS DE ECRÃ <i>EVOLUTION</i>).	85
FIGURA 5.3 – TERCEIRO MODO DE VIBRAÇÃO LONGITUDINAL DA PARTE NASCENTE DO SUB-VIADUTO CENTRAL ANTES DA EXECUÇÃO DO FECHO LATERAL, $F= 0.661$ Hz (CONTEÚDOS DE ECRÃ <i>EVOLUTION</i>).....	86
FIGURA 5.4 – PRIMEIRO MODO DE VIBRAÇÃO DO TIRANTE T19L16 ANTES DA EXECUÇÃO DO FECHO LATERAL, $F= 1.156$ Hz (CONTEÚDOS DE ECRÃ <i>EVOLUTION</i>).	86

ÍNDICE DE QUADROS

QUADRO 3.1 – COEFICIENTE S	31
QUADRO 3.2 – COEFICIENTE A	31
QUADRO 3.3 – COEFICIENTE K_H EM FUNÇÃO DA ESPESURA EQUIVALENTE H_0	33
QUADRO 3.4 – COEFICIENTES A_{DS1} E A_{DS2}	34
QUADRO 3.5 – COEFICIENTE A	39
QUADRO 4.1 – REAÇÕES DE APOIO NOS TRÊS MODELOS CONSIDERADOS E DIFERENÇAS RELATIVAS A M1.....	53
QUADRO 4.2 – DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES A MEIO VÃO E NA EXTREMIDADE DA VIGA E DIFERENÇAS RELATIVAS A M1.	53
QUADRO 4.3 – OPERAÇÕES MODELADAS.	56
QUADRO 4.4 – RESULTADOS DO ENSAIO LNEC (2011) PARA UM BETÃO C50/60.	57
QUADRO 4.5 – RESULTADOS DO ENSAIO LNEC (2012) PARA UM BETÃO DO TABULEIRO (C50/60).	57
QUADRO 4.6 – COEFICIENTES $C\varphi_0$ E $C\beta_c$ PARA CARREGAMENTOS AOS 2, 7 E 28 DIAS.	61
QUADRO 5.1 – VINTE PRIMEIROS MODOS DE VIBRAÇÃO LONGITUDINAIS DA PARTE NASCENTE DO SUB-VIADUTO CENTRAL DO VIADUTO DO CORGO ANTES DA EXECUÇÃO DO FECHO LATERAL.....	87

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 4.1 – MATURAÇÃO DO BETÃO DO TABULEIRO PARA OS DOIS ENSAIOS.	58
GRÁFICO 4.2 – MATURAÇÃO DO BETÃO DO TABULEIRO PARA OS DOIS ENSAIOS COM AJUSTE DA LEI DE MATURAÇÃO PARA O ENSAIO DE 2012 (ECM (τ) 2012*).	59
GRÁFICO 4.3 – LEIS DE RETRAÇÃO DO EC2 SEM E COM AJUSTE (EC2 E EC2*, RESPECTIVAMENTE), E EXTENSÕES DE RETRAÇÃO MEDIDAS.	60
GRÁFICO 4.4 – EXTENSÕES POR FLUÊNCIA MEDIDAS, ESTIMADAS PELA LEI DE FLUÊNCIA DO EC2 E AJUSTADA (EC2*) PARA CARREGAMENTO AOS 2 DIAS.	62
GRÁFICO 5.1 – TENSÃO AO LONGO DO TEMPO NO TIRANTE T18L06 MEDIDO <i>VERSUS</i> ESTIMADO NUMERICAMENTE, COM UMA TENSÃO APLICADA CORRESPONDENTE AO DEFINIDO EM PROJETO.	66
GRÁFICO 5.2 – TENSÃO AO LONGO DO TEMPO NO TIRANTE T18L06 MEDIDO <i>VERSUS</i> ESTIMADO NUMERICAMENTE COM MENOS 13% DE FORÇA NOS TIRANTES RELATIVAMENTE AO DEFINIDO EM PROJETO.	67
GRÁFICO 5.3 – EXTENSÕES TOTAIS MEDIDAS E ESTIMADAS NUMERICAMENTE NOS EXTENSÓMETROS INFERIORES DA SECÇÃO T-P18A COM O ESFORÇO DOS TIRANTES IGUAL AO PREVISTO EM PROJETO.	68
GRÁFICO 5.4 – EXTENSÕES TOTAIS MEDIDAS E ESTIMADAS NUMERICAMENTE NOS EXTENSÓMETROS SUPERIORES DA SECÇÃO T-P18A COM O ESFORÇO DOS TIRANTES IGUAL AO PREVISTO EM PROJETO.	68
GRÁFICO 5.5 – EXTENSÕES TOTAIS MEDIDAS E ESTIMADAS NUMERICAMENTE NOS EXTENSÓMETROS INFERIORES DA SECÇÃO T-P18B COM O ESFORÇO DOS TIRANTES IGUAL AO PREVISTO EM PROJETO.	69
GRÁFICO 5.6 – EXTENSÕES TOTAIS MEDIDAS E ESTIMADAS NUMERICAMENTE NOS EXTENSÓMETROS SUPERIORES DA SECÇÃO T-P18B COM O ESFORÇO DOS TIRANTES IGUAL AO PREVISTO EM PROJETO.	69
GRÁFICO 5.7 – EXTENSÕES TOTAIS MEDIDAS E ESTIMADAS NUMERICAMENTE NOS EXTENSÓMETROS INFERIORES DA SECÇÃO T-P18A COM O ESFORÇO DOS TIRANTES MENOR EM 13% AO PREVISTO EM PROJETO.	70
GRÁFICO 5.8 – EXTENSÕES TOTAIS MEDIDAS E ESTIMADAS NUMERICAMENTE NOS EXTENSÓMETROS SUPERIORES DA SECÇÃO T-P18A COM O ESFORÇO DOS TIRANTES MENOR EM 13% AO PREVISTO EM PROJETO.	70
GRÁFICO 5.9 – EXTENSÕES TOTAIS MEDIDAS E ESTIMADAS NUMERICAMENTE NOS EXTENSÓMETROS INFERIORES DA SECÇÃO T-P18B COM O ESFORÇO DOS TIRANTES MENOR EM 13% AO PREVISTO EM PROJETO.	71
GRÁFICO 5.10 – EXTENSÕES TOTAIS MEDIDAS E ESTIMADAS NUMERICAMENTE NOS EXTENSÓMETROS SUPERIORES DA SECÇÃO T-P18B COM O ESFORÇO DOS TIRANTES MENOR EM 13% AO PREVISTO EM PROJETO.	71
GRÁFICO 5.11 – EXTENSÕES TOTAIS MEDIDAS E ESTIMADAS NUMERICAMENTE NOS EXTENSÓMETROS INFERIORES DA SECÇÃO T-P19B.	72
GRÁFICO 5.12 – EXTENSÕES TOTAIS MEDIDAS E ESTIMADAS NUMERICAMENTE NOS EXTENSÓMETROS SUPERIORES DA SECÇÃO T-P19B.	72
GRÁFICO 5.13 – EXTENSÕES TOTAIS MEDIDAS E ESTIMADAS NUMERICAMENTE NOS EXTENSÓMETROS INFERIORES DA SECÇÃO T-P19C.	73
GRÁFICO 5.14 – EXTENSÕES TOTAIS MEDIDAS E ESTIMADAS NUMERICAMENTE NOS EXTENSÓMETROS SUPERIORES DA SECÇÃO T-P19C.	73
GRÁFICO 5.15 – TENSÕES MÁXIMAS E MÍNIMAS INSTALADAS NOS TIRANTES AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO.	75
GRÁFICO 5.16 – EVOLUÇÃO DA TENSÃO INSTALADA AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO NO TIRANTE T18L06.	75
GRÁFICO 5.17 – EVOLUÇÃO DA TENSÃO INSTALADA AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO NO TIRANTE T18C09.	76
GRÁFICO 5.18 – EVOLUÇÃO DA TENSÃO INSTALADA AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO NO TIRANTE T19C13.	76
GRÁFICO 5.19 – EVOLUÇÃO DA TENSÃO INSTALADA AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO NO TIRANTE T19L20.	77
GRÁFICO 5.20 – TENSÕES MÁXIMAS E MÍNIMAS VERIFICADAS NAS FIBRAS SUPERIORES DO TABULEIRO AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO.	78
GRÁFICO 5.21 – TENSÕES MÁXIMAS E MÍNIMAS VERIFICADAS NAS FIBRAS INFERIORES DO TABULEIRO AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO.	78
GRÁFICO 5.22 – TENSÕES NAS FIBRAS INFERIORES E SUPERIORES NO FINAL DO PROCESSO CONSTRUTIVO.	79
GRÁFICO 5.23 – EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS SECÇÕES A 77 METROS DO EIXO DOS PILARES P18 E P19 NOS VÃOS LATERAIS.	80
GRÁFICO 5.24 – EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS SECÇÕES A 77 METROS DO EIXO DO PILARES P18 E P19 NO VÃO CENTRAL.	80
GRÁFICO 5.25 – DESLOCAMENTOS LONGITUDINAIS NAS JUNTAS DE DILATAÇÃO DA OBRA DE ARTE DURANTE O PROCESSO CONSTRUTIVO.	81

GRÁFICO 5.26 – DESLOCAMENTOS LONGITUDINAIS NOS TOPOS DOS MASTROS.....	82
GRÁFICO 5.27 – EVOLUÇÃO DA REAÇÃO VERTICAL NA BASE DOS PILARES P18 E P19 AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO.	83
GRÁFICO 5.28 – EVOLUÇÃO DO MOMENTO NA DIREÇÃO TRANSVERSAL AO EIXO LONGITUDINAL DA OBRA NA BASE DOS PILARES P18 E P19 AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO.	83
GRÁFICO 5.29 – REAÇÕES VERTICAIS NOS APARELHOS DE APOIO DOS PILARES COM SISTEMA ANTI-LEVANTAMENTO (P17 E P20). ...	84
GRÁFICO 5.30 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS TOTAIS DOS NÓS DOS TABULEIROS NO FINAL DO PROCESSO CONSTRUTIVO.	88
GRÁFICO 5.31 – INCREMENTOS DE DEFORMADA DO TABULEIRO EM RELAÇÃO AO INSTANTE DE CONCLUSÃO DA OBRA PARA OS ANOS COMPREENDIDOS ENTRE 2014 E 2023.	89
GRÁFICO 5.32 – INCREMENTOS DE DEFORMADA DO TABULEIRO EM RELAÇÃO AO INSTANTE DE CONCLUSÃO DA OBRA PARA OS ANOS COMPREENDIDOS ENTRE 2023 E 2063.	89
GRÁFICO 5.33 – INCREMENTOS DE DEFORMADA VERTICAL DO TABULEIRO DEVIDO A VARIAÇÕES UNIFORMES DE TEMPERATURA.	90
GRÁFICO 5.34 – DIAGRAMA DE INCREMENTOS DE TENSÕES NAS FIBRAS SUPERIORES E INFERIORES DO BETÃO AO LONGO DO TABULEIRO DEVIDAS A VARIAÇÕES UNIFORMES DE TEMPERATURA DE +15°C E – 15°C.	91

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Abreviaturas

PEAD - Polietileno de alta densidade;

MEF – Método dos Elementos Finitos;

Letras minúsculas latinas

h_0 – Espessura equivalente da peça 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;

k_h – Coeficiente dependente da espessura equivalente h_0 ;

$t_{0,T}$ – Idade do betão à data do carregamento, em dias, corrigida em função da temperatura;

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

t_T – Idade do betão, em dias, corrigida em função da temperatura, que substitui t nas expressões correspondentes;

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

s – Coeficiente que depende do tipo de cimento;

t – Idade do betão na data considerada em dias;

u – Parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente em milímetros;

Letras maiúsculas latinas

A_c – Área da secção transversal do elemento em mm^2 ;

$C_{\beta_{cc}}$ – Coeficiente de ajuste da lei de maturação do betão;

C_{β_c} – Coeficiente de ajuste da lei de fluência do betão;

$C_{\beta_{as}}$ – Coeficiente de ajuste da lei de retração do betão;

$C_{\beta_{ds}}$ – Coeficiente de ajuste da lei de retração do betão;

$C_{\varepsilon_{ca,\infty}}$ – Coeficiente de ajuste da lei de retração do betão;

$C_{\varepsilon_{cd,0}}$ – Coeficiente de ajuste da lei de retração do betão;

C_{φ_0} – Coeficiente de ajuste da lei de fluência do betão;

C_s – Coeficiente de ajuste da lei de maturação do betão;

E_c – Módulo de elasticidade tangente na origem;

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

RH – Humidade relativa ambiente em %;

$T(\Delta t_i)$ – Temperatura em $^{\circ}\text{C}$ durante o intervalo de tempo Δt_i ;

Letras minúsculas gregas

α – Coeficiente variável com a idade do betão;

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

α_1 e α_2 – Coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão.

α_3 – Coeficiente que tem em conta a influência da resistência do betão, sendo definido por:

α_{ds1} e α_{ds2} – Coeficientes dependentes do tipo de cimento, de acordo com o Quadro 3.4;

β_H – Coeficiente que tem em conta a influência da humidade relativa do ar e da espessura equivalente da peça.

$\beta_c(t, t_0)$ – Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento

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

ε_{ca} – Extensão de retração autogénea.

$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ – Extensão do betão por fluência a tempo infinito;

$\varepsilon_{cd,0}$ – Extensão de retração por secagem de referência;

$\varepsilon_{cd,\infty}$ – Extensão de retração por secagem a tempo infinito;

ε_{cd} – Extensão de retração por secagem;

ε_{cs} – Extensão total de retração;

σ_c – Tensão aplicada;

φ_0 – Coeficiente nominal de fluência;

$\varphi(\infty, t_0)$ – Coeficiente de fluência do betão a tempo infinito;

$\varphi(t, t_0)$ – Coeficiente de fluência em função da idade t ;

γ – Ângulo que os tirantes fazem com a horizontal;

Letras maiúsculas gregas

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

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPETOS GERAIS

Dadas as cada vez maiores exigências de desempenho das estruturas e restrições económicas, assim como o aumento do ritmo de construção e a adoção de sistemas estruturais cada vez mais complexos, a compreensão do desempenho das estruturas é vital. Este conhecimento deverá ser não só de uma forma genérica, mas também incluir o conhecimento da história de diferentes variáveis importantes em cada secção da estrutura, como por exemplo os estados de tensão instalados ou deformações existentes, ao longo não só de todo o faseamento construtivo, mas também de toda a vida da estrutura.

No caso particular das obras de arte, que têm por norma como objetivo não só a transposição de um vale, de uma via ou de um curso de água, mas também o desenvolvimento social e económico da região onde se encontram inseridas, é de grande importância acompanhar todo o desempenho estrutural desde a construção e depois na fase de exploração da obra de arte. De facto, como estas estruturas são obras muito onerosas e muitas vezes parte integrante do motor de desenvolvimento e prosperidade económica e social de uma região, os custos de ineficiência estrutural, ou no extremo, de colapso, têm consequências negativas importantes e muitas vezes irreversíveis. Assim, é de grande importância o acompanhamento do comportamento estrutural destas obras, tendo aí os modelos numéricos, corretamente aferidos com resultados de ensaios e da monitorização estrutural, um papel fundamental.

Por tudo isto, a existência de modelos numéricos devidamente calibrados através de resultados da monitorização estrutural e de ensaios dos materiais utilizados na obra de arte, que contemplem o histórico de carregamento, as mudanças de geometria e esquemas estruturais ao longo do tempo, é essencial na fase de construção uma vez que permite antever e acautelar erros de projeto ou de execução, assim como avaliar se o desempenho esperado em fase de projeto corresponde à realidade. Em fase de exploração, esses modelos auxiliam a previsão do comportamento da estrutura a longo prazo, permitindo mesmo obter estimativas aceitáveis de acidentes ou ações de manutenção como substituição de tirantes ou de aparelhos de apoio, e daí inferir as consequências dessas intervenções na estrutura. Esses modelos poderão ainda ser um auxílio precioso na definição de níveis de alerta a introduzir nos sistemas de gestão da obra de arte.

1.2. OBJETIVOS

O Viaduto sobre o Vale do Rio Corgo, doravante designado por Viaduto do Corgo, é uma obra de arte atualmente em construção junto à cidade de Vila Real, fazendo parte integrante da futura Autoestrada Transmontana. O Viaduto do Corgo desenvolve-se em três viadutos sendo que o sub-viaduto central é uma obra de arte atirantada construída pelo método dos avanços sucessivos, com um vão central de 300 metros.

No presente trabalho pretende-se modelar e analisar toda a sequência construtiva do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo, tendo como objetivo avaliar a evolução do estado tensão e deformações em algumas secções, bem como fazer uma análise comparativa com os dados obtidos da monitorização estrutural disponíveis à data. Pretende-se então avaliar alguns parâmetros estruturais da obra de arte ao longo do processo construtivo, mas também efetuar algumas previsões de comportamento estrutural em fase de serviço. A comparação com os resultados da monitorização estrutural permitirá avaliar não só os resultados obtidos através do modelo numérico, mas também aferir se a estrutura se encontra a ter o desempenho estrutural previsto em fase de projeto. Apesar de não ser do âmbito desta dissertação avaliar o comportamento estrutural para diferentes leis do comportamento do material, reconhece-se a importância dessas matérias na modelação numérica deste tipo de obras, pelo que a modelação do comportamento dos materiais, nomeadamente do betão, será alvo de discussão e avaliação cuidada na presente dissertação.

De forma a melhor entender o funcionamento deste tipo de obras elaborar-se-á um Estado da Arte onde estejam presentes os principais conceitos do funcionamento estrutural das pontes atirantadas, além de uma revisão do papel da monitorização da integridade estrutural nas diferentes fases da vida de uma obra de arte.

1.3. MOTIVAÇÃO

As bases de motivação do autor para a realização deste trabalho, foram para além do enriquecimento científico e pessoal, o aprofundamento dos conhecimentos de modelação estrutural, em particular de obras de arte. Além do mais, este trabalho permitirá o contacto direto com a área da monitorização estrutural, área de estudo e investigação que apesar de ser pouco abordada ao longo do plano de estudos que agora termina, desde cedo despertou o interesse do autor.

A modelação de estruturas, e em particular de obras de arte, continua a ser um problema muito complexo, apesar dos avanços verificados nos domínios da análise estrutural, nomeadamente através do Método dos Elementos Finitos. Essas dificuldades surgem de fatores como o carácter evolutivo do comportamento estrutural e das ações ao longo do tempo, o comportamento reológico dos materiais, o pré-esforço ou a não-linearidade geométrica de elementos estruturais esbeltos, como por exemplo, os tirantes de retenção (Ferraz, M.Â.C., 2010). Assim, uma vez que o programa de cálculo estrutural utilizado neste trabalho permite a consideração de todos esses fatores condicionantes da modelação estrutural, será uma ferramenta essencial na previsão do comportamento dos vários elementos estruturais constituintes da obra de arte em estudo.

1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi dividida em seis capítulos, sendo o presente Capítulo 1 dedicado à introdução.

No Capítulo 2 encontra-se o Estado da Arte, que inclui os principais conceitos para o entendimento do comportamento estrutural das pontes atirantadas, bem como o papel da monitorização estrutural ao longo das diferentes fases da vida de uma obra de arte.

Já no Capítulo 3 descrevem-se os fenómenos reológicos do betão, bem como as leis de comportamento do material previstas na norma europeia de projeto de estruturas de betão armado.

No Capítulo 4 é feita uma breve apresentação da obra de arte modelada, bem como das capacidades do programa de cálculo utilizado. É ainda apresentado o modelo numérico desenvolvido, sendo discutidas algumas das opções mais relevantes tomadas durante o processo de modelação do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo.

Ao longo do Capítulo 5, são efetuadas análises comparativas entre os resultados da monitorização estrutural com os obtidos através do modelo numérico, bem como algumas previsões de comportamento estrutural quer na fase de construção, quer durante a fase de exploração.

Por fim, no Capítulo 6, são tecidas algumas conclusões mais significativas sobre o trabalho desenvolvido e apresentadas ainda algumas sugestões de desenvolvimentos futuros.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. INTRODUÇÃO

A modulação numérica de estruturas, e no caso particular de pontes atirantadas, é um processo moroso e complexo que exige do engenheiro um bom conhecimento da forma como as estruturas se comportam, para que assim tenha a capacidade de avaliação quer das simplificações introduzidas no modelo, quer da comparação dos resultados deste com a realidade. Assim, neste capítulo dá-se especial ênfase à problemática da conceção estrutural das pontes atirantadas de três vãos, com maior foco nas obras de arte de betão armado pré-esforçado. Discute-se em particular o funcionamento estrutural destas estruturas, não só ao nível do elemento estrutural, como os mastros, o tabuleiro e os tirantes, mas também a um nível global de desempenho longitudinal e transversal. Faz-se ainda incidência sobre os processos construtivos mais utilizados nesta tipologia estrutural de obras de arte. Por fim, faz-se ainda referência à importância da monitorização da integridade estrutural ao longo das diferentes fases da vida das obras de arte, destacando-se também a importância do complemento dos modelos numéricos calibrados na interpretação dos dados da monitorização e no entendimento do funcionamento estrutural das estruturas.

2.2. PONTES ATIRANTADAS

2.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS E CAMPO DE APLICAÇÃO

Qualquer obra de arte tem como principal objetivo a transposição de um obstáculo, obstáculo esse que pode ser um rio, um vale ou uma outra via de comunicação. Essa travessia pode ser efetuada por uma ou até mesmo várias tipologias estruturais. No caso particular das pontes atirantadas, foco desta dissertação, o tabuleiro além de apoiado nos encontros e pilares, é suportado por cabos de aço inclinados fixados nos mastros. Assim, a superestrutura desta tipologia de pontes é constituída essencialmente por pilares e mastros, tabuleiro e tirantes sendo que estes elementos estruturais podem ser executados com diferentes configurações e materiais, permitindo que as pontes atirantadas possam ser utilizadas para uma grande variedade de vãos (Pedro, J.J.O., 2010).

Por essa mesma razão, nos últimos anos a aplicabilidade desta tipologia estrutural tem vindo a aumentar, sendo já para médios e grandes vãos a solução mais adotada, competindo até para vãos superiores a 1000 metros com as pontes suspensas. O sucessivo aumento do vão livre destas estruturas levou a uma necessidade de tornar o tabuleiro cada vez mais leve e resistente. Assim, de uma forma genérica para vãos muito grandes é mais adequada a utilização de tabuleiros metálicos, enquanto para vãos até 700 metros, ou até mesmo 800 metros, os tabuleiros mistos aço-betão são os mais adequados. Já para vãos inferiores a 300 metros, ou até mesmo 400 metros, os tabuleiros de betão armado pré-

esforçado (foco desta dissertação) são os mais competitivos, embora mais pesados do que as outras duas tipologias (Pedro, J.J.O., 2010).

As pontes atirantadas, quando comparadas com pontes porticadas de vão semelhante, apresentam a vantagem de terem secções transversais mais leves e por consequência mais económicas devido ao uso de menor quantidade de material mas, em contrapartida, apresentam o custo adicional dos tirantes e dos mastros (Benaim, R., 2008). Por conseguinte, como se representa na Figura 2.1 as pontes atirantadas com tabuleiro de betão armado pré-esforçado começam a ser mais económicas do que as soluções convencionais a partir dos 150 metros.

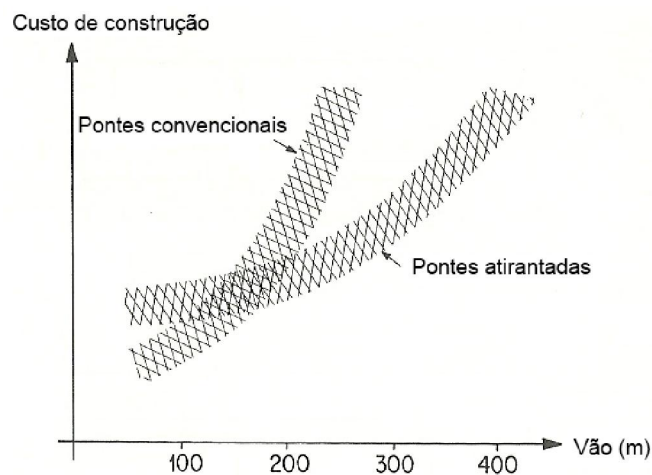


Figura 2.1 – Comparação do custo de construção em relação ao vão de pontes convencionais e pontes atirantadas (Adaptado de Menn, C. (1990)).

Já para pequenos vãos esta tipologia estrutural tem sido aplicada quando há grandes condicionantes de ocupação de espaço, como outras vias de comunicação ou zonas urbanas, dado que este tipo de obras de arte permite tabuleiros esbeltos e um processo construtivo sem ocupação do espaço sob a estrutura (Pedro, J.J.O., 2010).

Referir ainda que à data da redação desta dissertação, a ponte atirantada de maior vão construída é a Ponte Russky Island (Rússia, 2012) com um vão principal de 1104 metros de extensão e tabuleiro metálico, tendo abertura ao tráfego prevista para julho de 2012 (Wikipedia, c., 2012). Já com tabuleiro misto aço-betão a Ponte Qingzhou (China, 2001) com 605 metros de vão é atualmente a de maior vão, sendo que a ponte atirantada de maior vão com tabuleiro integralmente constituído por betão armado é a Ponte Skarnsundet (Noruega, 1991) com um vão de 530 metros (Figura 2.2).

2.2.2. FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL TÍPICO

O funcionamento estrutural das pontes atirantadas é bastante intuitivo: o tabuleiro recebe as cargas permanentes e sobrecargas, transfere-as para pilares e tirantes, sendo que estes últimos transferem o esforço para os mastros. Por fim, os pilares e mastros transferem as cargas às fundações (Figura 2.3). Os pilares e mastros funcionam essencialmente à compressão, já os tirantes funcionam à tração sendo que o tabuleiro funciona à compressão e à flexão (Pedro, J.J.O., 2010). O tabuleiro fica então sujeito principalmente a elevadas compressões e a ações locais, já que os tirantes absorvem praticamente todo o esforço transversal (Benaim, R., 2008), impondo assim que os momentos fletores que surgem no

tabuleiro são relativamente pequenos quando o espaçamento entre tirantes é pequeno. Portanto, a redução dos momentos fletores permite a utilização de tabuleiros mais flexíveis, o que por si só implica menores esforços, dado que a rigidez de uma peça pode ser considerada como uma medida do esforço que essa mesma peça tende a atrair (Tang, M.-C., 2000).

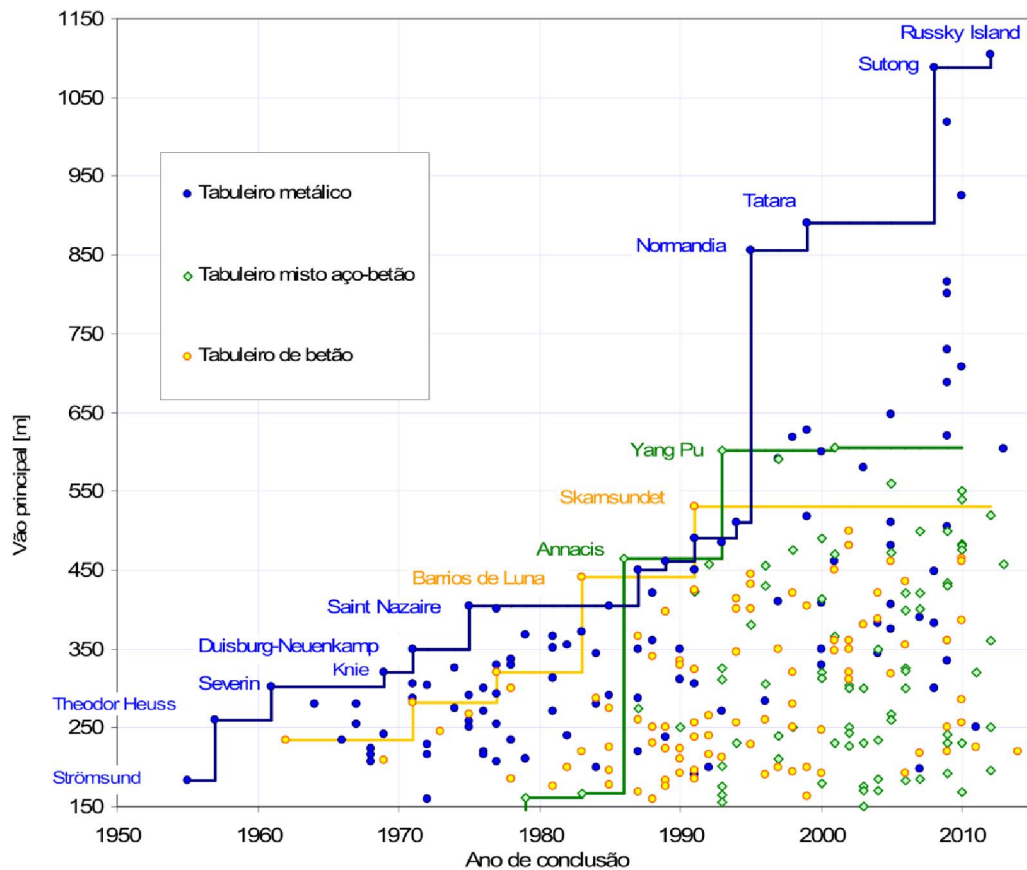


Figura 2.2 – Evolução do vão principal das pontes atirantadas de 1950 a 2010 (Pedro, J.J.O., 2010).

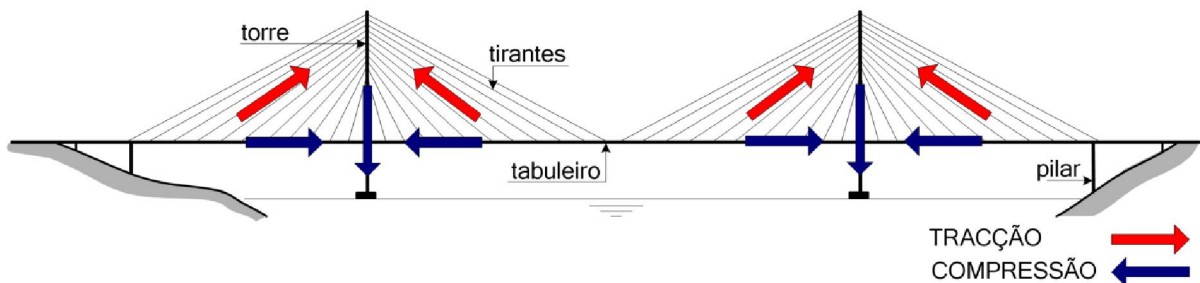


Figura 2.3 – Funcionamento estrutural de uma ponte de tirantes (Pedro, J.J.O., 2010).

Então, devido às elevadas tensões de compressão no tabuleiro, principalmente na proximidade dos mastros, o betão é o material ideal para a constituição do tabuleiro, uma vez que apresenta um excelente comportamento à compressão (Hewson, N., 2003). Esta compressão longitudinal funciona como um pré-esforço “gratuito”, permitido mesmo a redução de armaduras ordinárias e de pré-esforço

necessárias para resistir aos momentos provocados pelas sobrecargas (Benaim, R., 2008). No entanto, dadas essas elevadas compressões, é necessário garantir também a estabilidade à encurvadura do tabuleiro (Leonhardt, F., 1982).

As pontes atirantadas apresentam ainda a particularidade de serem estruturas com comportamento ativo e não exclusivamente passivo como as restantes soluções estruturais, isto é, é possível ao projetista aquando do dimensionamento da estrutura definir o esforço axial instalado em cada tirante para as ações permanentes. Naturalmente que para as sobrecargas os tirantes têm um comportamento passivo.

2.2.2.1. Configuração longitudinal

O número de cabos utilizados num sistema de atirantamento ou mesmo da sua configuração depende de uma série de variáveis como o vão, estética, solicitações e economia. Numa fase inicial, o apoio do tabuleiro nas pontes atirantadas era assegurada por poucos cabos inclinados, o que permitia vencer vãos maiores sem recurso a pilares (Figura 2.4 (a)). A utilização de poucos tirantes leva a que estes fiquem sujeitos a esforços mais elevados, o que implica a utilização de secções transversais maiores e sistemas de ancoragem mais complexos. Acresce ainda que uma solução com menor número de tirantes implica também tabuleiros mais rígidos, uma vez que quanto maior for o espaçamento entre tirantes maiores serão os momentos fletores instalados no tabuleiro devido a ações locais (Pedro, J.J.O., 2010, Podolny, W. e Scalzi, J.B., 1986, Tang, M.-C., 2000).

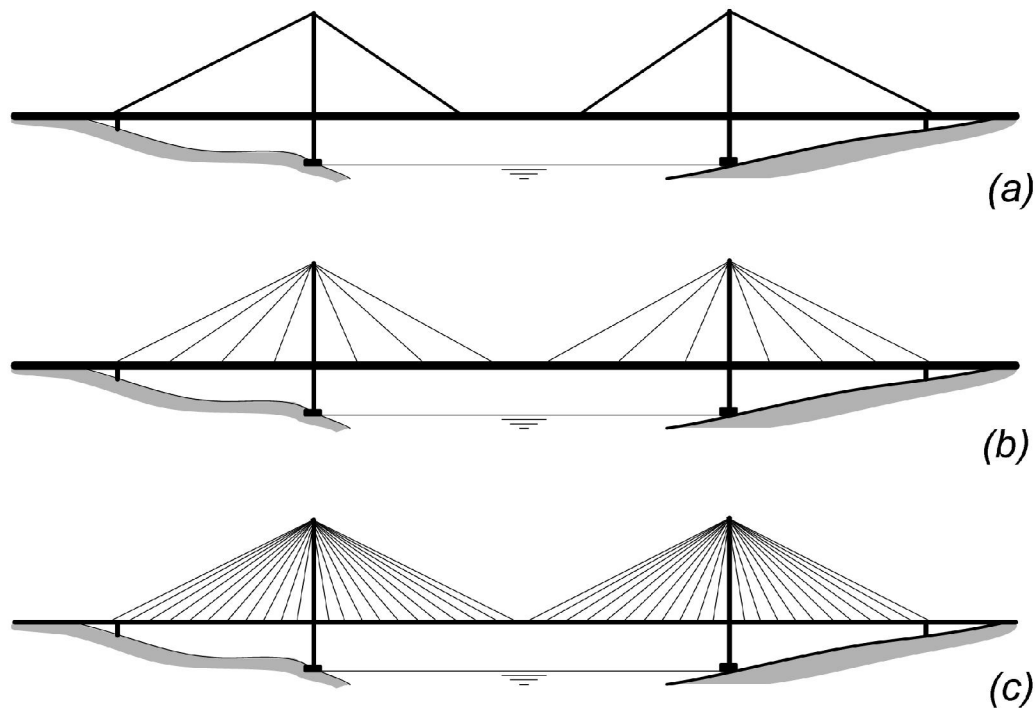


Figura 2.4 – Evolução do sistema de atirantamento do tabuleiro (Pedro, J.J.O., 2010).

A utilização de um maior número de tirantes surgiu associada às evoluções tecnológicas não só dos tirantes, mas também dos meios de cálculo. De facto, a suspensão múltipla diminui o afastamento entre tirantes o que permite tabuleiros mais leves, o que significa não só economia e menos impacte

ambiental, mas também maior estabilidade para ações dinâmicas como os sismos e vento para além de conferir ao tabuleiro um apoio elástico contínuo. A suspensão múltipla permite ainda sistemas de ancoragem mais simplificados, maior facilidade de substituição e manutenção dos tirantes, secções menores dos tirantes e existência de menores forças concentradas, uma vez que há uma distribuição dos esforços ao longo do tabuleiro. Acresce ainda que possibilita uma maior simplicidade do processo construtivo destas estruturas, uma vez que permite reduzir o comprimento das consolas (Pedro, J.J.O., 2010, Podolny, W. e Scalzi, J.B., 1986).

Existem muitas tipologias estruturais para pontes atirantadas, em particular para médios e pequenos vãos, mas a mais adotada para médios e grandes vãos é a de três vãos e dois mastros. A relação entre os vãos laterais e o central deverá estar no intervalo de 0.40 a 0.45 para manter as variações de tensão abaixo dos limites de fadiga nos tirantes de retenção, uma vez que esta relação entre vão central e vãos laterais tem uma influência importante nessas variações que ocorrem devido às sobrecargas, sendo as amplitudes de variação tanto maiores quanto maiores forem os vãos laterais, exceto na existência de pilares intermédios nesses vãos (Pedro, J.J.O., 2010).

Apesar de adoção de pilares intermédios ser uma solução esteticamente desfavorável e que conduz a dificuldades acrescidas durante a construção por avanços sucessivos, estes permitem a diminuição significativa das variações de tensão nos tirantes, em particular nos últimos de retenção. Quando a sobrecarga é aplicada no vão central, quer existam ou não pilares intermédios, apenas ocorrem pequenos aumentos de tensão nos tirantes de retenção, contudo no último tirante de retenção, na inexistência desses pilares, o aumento de tensão é significativo (Figura 2.5 (b)). Já quando a sobrecarga é aplicada num dos vãos laterais, aquando da existência de pilares intermédios ocorrem pequenas variações de tensão nos tirantes de retenção. Mas na inexistência destes pilares, os tirantes de retenção sofrem um aumento de tensão, ao invés que o último tirante de retenção tem uma significativa perda de tensão (Figura 2.5 (c)). Em suma, na inexistência de pilares intermédios e sob a ação de sobrecargas, verificam-se variações de tensão muito mais significativas nos últimos tirantes de retenção, sendo que essas variações são mais significativas quanto maior for a relevância das sobrecargas no total das cargas verticais do tabuleiro. O mesmo é que dizer que quanto mais leve for o tabuleiro, maiores são as variações de tensão nos tirantes devido às sobrecargas (Pedro, J.J.O., 2010).

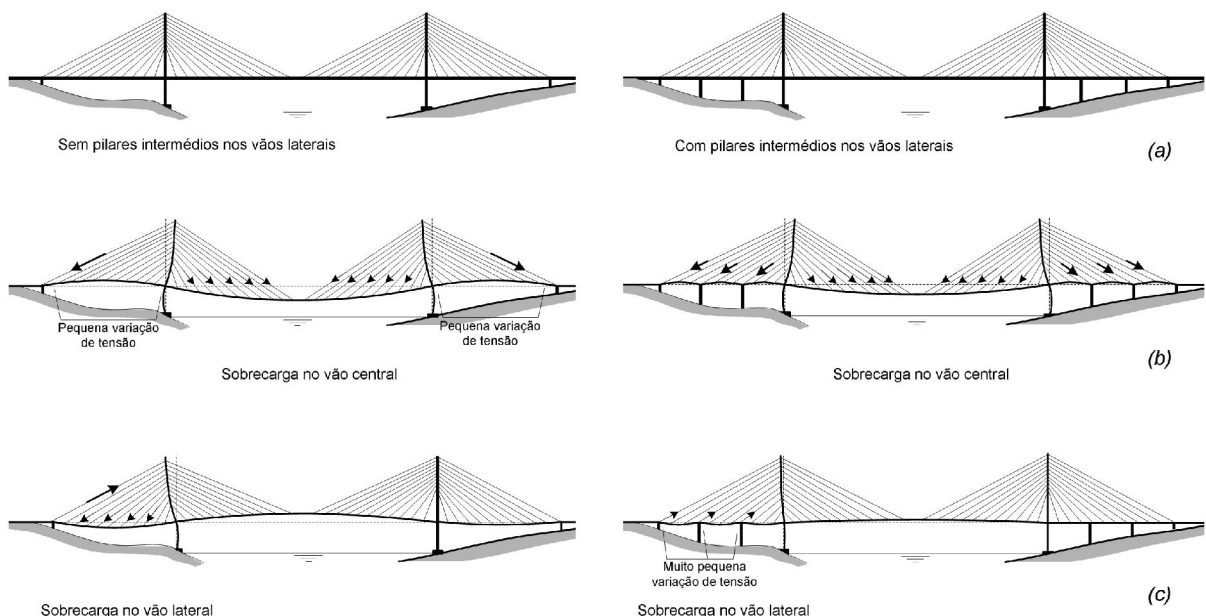


Figura 2.5 – Obras de arte atirantadas sem e com pilares intermédios nos vãos laterais (Pedro, J.J.O., 2010).

Relativamente à disposição dos tirantes, existem fundamentalmente três configurações que têm sido mais utilizadas: leque, semi-leque e harpa (Figura 2.6). No sistema em leque (Figura 2.6 (a)) todos os cabos irradiam do topo dos mastros até ao tabuleiro. É o de todos os sistemas o mais eficiente estruturalmente, uma vez que todos os tirantes estão colocados à máxima excentricidade possível (Farquhar, D.J., 2008). De facto, a força instalada nos tirantes é menor quanto maior for o ângulo que os tirantes fazem com a horizontal, permitindo, à partida, secções menores para os tirantes (Pedro, J.J.O., 2010). Por outro lado, a ancoragem ou desvio de um elevado número de tirantes num só ponto é complexa, dificultando as operações de substituição de tirantes, e no caso de utilização de selas, surgem dificuldades de proteção contra a corrosão dos tirantes no topo dos mastros devido às forças de atrito entre os cabos (Farquhar, D.J., 2008). O facto de esta configuração apenas solicitar o mastro no seu topo é desvantajoso, dado que basta um pequeno desequilíbrio nas forças dos tirantes, que surgem naturalmente em condições de serviço, e criam-se elevados momentos flectores na base do mastro (Pedro, J.J.O., 2010).

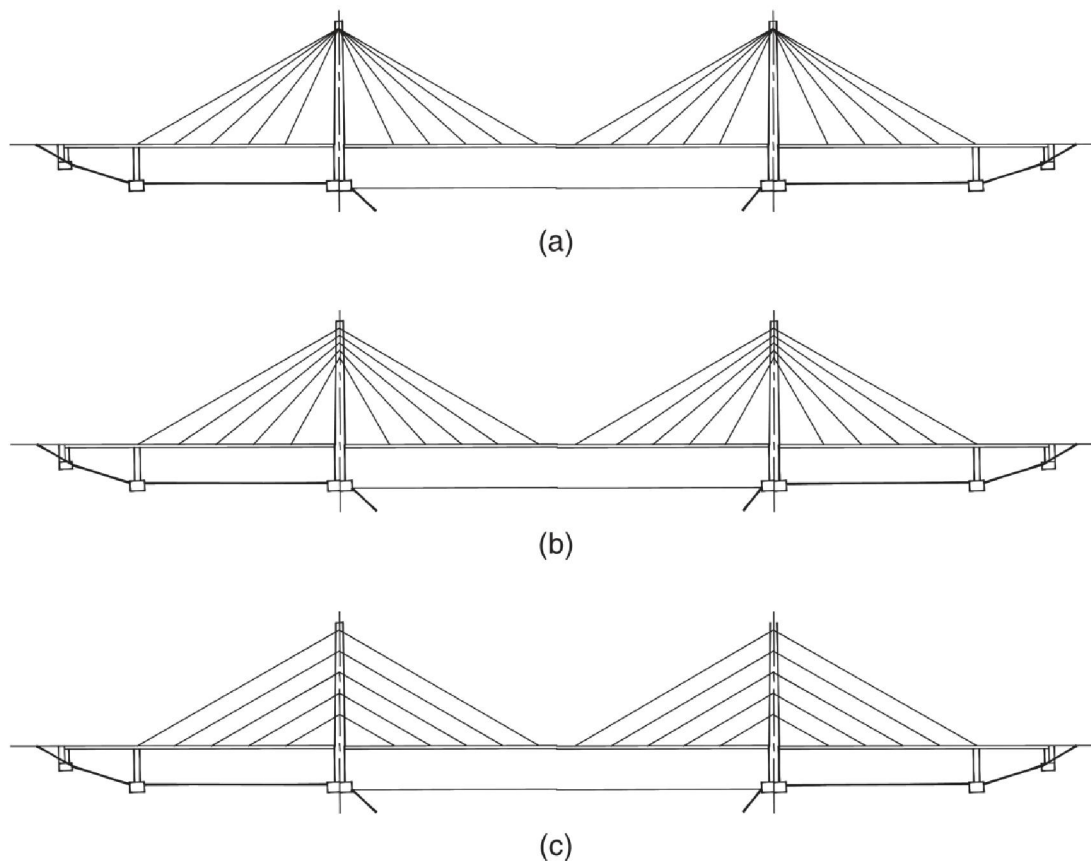


Figura 2.6 – Configurações do sistema de suspensão do tabuleiro: (a) leque, (b) semi-leque, e (c) harpa (Farquhar, D.J., 2008).

Surge então a configuração em harpa (Figura 2.6 (c)) como alternativa, em que todos os tirantes são paralelos entre si e são ancorados ao longo da altura do mastro, diminuindo por essa razão o risco de instabilidade elástica. No entanto, esta solução é a menos eficiente das três uma vez que neste tipo de configuração a compressão máxima induzida no tabuleiro é o dobro da introduzida num sistema em leque, o que leva à necessidade de capacitar o tabuleiro para esse esforço de compressão maior, mas

também que este seja mais rígido dado que o sistema em harpa confere um menor apoio elástico, ou seja, os tirantes conferem uma menor rigidez vertical (Menn, C., 1990, Pedro, J.J.O., 2010).

Por fim, o sistema que tem vindo a ser mais adotado nas pontes atirantadas mais recentes é a configuração em semi-leque ou semi-harpa (Figura 2.6 (b)), que consiste numa solução intermédia das duas anteriores. Neste sistema os tirantes são distribuídos numa zona mais alargada no topo do mastro do que no sistema em leque, permitindo assim mais espaço para ancoragem e também que o ângulo que os tirantes fazem com a horizontal seja o maior possível (Pedro, J.J.O., 2010). Nos casos em que o comprimento de distribuição das ancoragens dos cabos nos mastros é relativamente pequeno, o que acontece nas situações mais correntes, o comportamento de uma ponte com sistema de semi-leque é muito semelhante ao sistema em leque, o que leva a que em fase de pré-dimensionamento se possa considerar a idealização estrutural de um sistema em leque com ancoragem a uma distância do topo do mastro igual a um terço do comprimento de ancoragem no mesmo (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012).

2.2.2.2. Configuração transversal

Ao nível transversal, de uma forma genérica, pode-se adotar um, dois ou três planos de suspensão, sendo o mais comum a adoção de um ou dois planos (Figura 2.7). A adoção de apenas um plano de suspensão (Figura 2.7 (a)) é a mais vantajosa do ponto de vista estético, uma vez que não há cruzamento das linhas de tirantes quando se observa uma obra de arte desta tipologia (Pedro, J.J.O., 2010). A utilização de apenas um plano de suspensão acrescenta ainda a vantagem de maior facilidade durante o processo construtivo relativamente à utilização de múltiplos planos de suspensão (Podolny, W. e Scalzi, J.B., 1986). Por outro lado, a suspensão central não absorve os momentos torsores devido às sobrecargas assimétricas, uma vez que só equilibra as cargas verticais do tabuleiro. Assim, todos esses efeitos de torção têm que ser equilibrados pelo tabuleiro, isto é, toda a rigidez à torção é garantida apenas pelo tabuleiro, o que leva para uma solução do tipo “caixão” uni ou multicelular para a secção do tabuleiro, uma vez que secções fechadas têm maior resistência ao momento torsor. A adoção deste tipo de secção implica tirantes com maiores áreas, dado que uma secção em caixão tem por norma um maior peso próprio do que as secções alternativas, o que torna a solução por suspensão central menos económica. Por outro lado, uma maior rigidez do tabuleiro faz com que este distribua as cargas concentradas de uma forma mais uniforme por todos os tirantes. Além do mais, a utilização de suspensão central obriga à existência de uma sobrelargura no separador central para a ancoragem dos tirantes e inserção do mastro. Para evitar a intersecção do mastro com o tabuleiro muitas vezes adota-se um mastro em forma de A. É de referir ainda que neste tipo de suspensão o tabuleiro normalmente é apoiado ou monoliticamente ligado aos pilares para equilibrar os momentos torsores (Benaim, R., 2008, Menn, C., 1990, Pedro, J.J.O., 2010).

No sistema de dois planos de suspensão (Figura 2.7 (b)), em que os tirantes são normalmente ancorados nas extremidades da secção transversal, distinguem-se essencialmente duas variantes: um com os planos verticais e outro com os planos oblíquos. A adoção de suspensão lateral permite uma secção transversal mais esbelta e com menor resistência à torção, uma vez que as sobrecargas assimétricas são resistidas pelo binário formado pelos cabos laterais, o que naturalmente provoca variações nas forças instaladas nos tirantes. Mais ainda, no caso dos planos oblíquos, todo o sistema estrutural é mais eficiente na resposta a ações horizontais como o vento, uma vez que “o sistema formado pelo tabuleiro, os tirantes e os mastros funciona como uma treliça espacial” (Pedro, J.J.O., 2010).

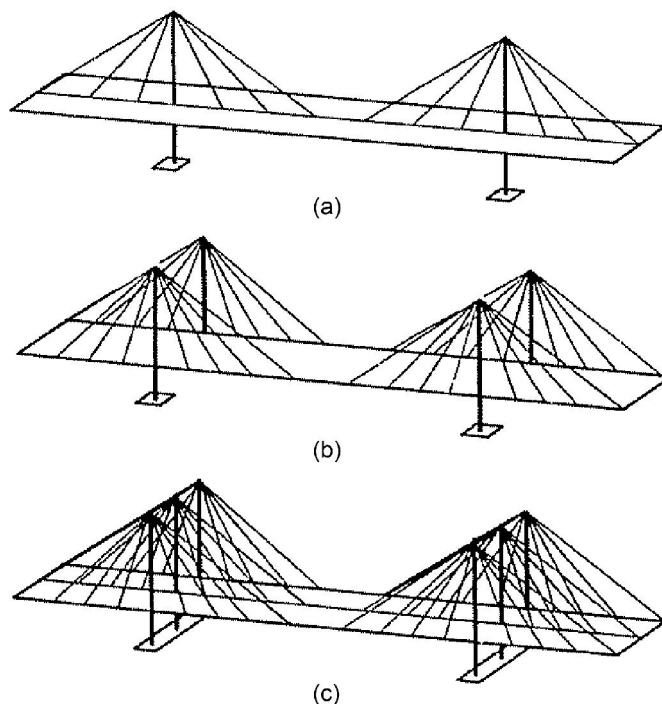


Figura 2.7 – Configurações transversais: (a) um plano de suspensão, (b) dois planos de suspensão (suspensão lateral), e (c) três planos de suspensão (Walther, R. [et al.], 1999).

A adoção de dois planos verticais dá origem a mastros com dois fustes. É muito comum os mastros serem exteriores ao tabuleiro, o que leva a que ocorram deslocamentos dos fustes para o interior do tabuleiro. Há então necessidade de uma maior resistência transversal à flexão dos fustes, ou em alternativa mais económica, a utilização de uma travessa a ligar os dois fustes, obtendo-se assim um comportamento do tipo pórtico (Benaim, R., 2008). Já a suspensão oblíqua dá origem a soluções de mastros com a forma A ou Y invertido, sendo que neste tipo de suspensão é necessário ter em atenção a garantia do gabarito mínimo. Devido à configuração oblíqua dos tirantes surgem ainda no tabuleiro forças de compressão ao nível transversal, o que na presença de secções metálicas pode dar origem a instabilidade elástica (Pedro, J.J.O., 2010).

A suspensão lateral permite ainda suspender totalmente o tabuleiro, isto é, é possível manter todo o tabuleiro suspenso ao longo de todo o seu desenvolvimento sem o apoiar nos mastros. A adoção de suspensão total do tabuleiro é vantajosa uma vez que o apoio nos mastros implica o aparecimento no tabuleiro de momentos fletores negativos elevados nessas zonas, normalmente muito superiores ao que surgem nas zonas de ancoragem dos tirantes, o que leva à necessidade de reforço da secção nessas zonas. Mais ainda, como na suspensão total o tabuleiro se comporta aproximadamente como um pendulo suspenso pelos tirantes, as frequências próprias de vibração transversais e longitudinais do tabuleiro são menores, reduzindo as ações sísmicas transmitidas às fundações da estrutura. No entanto, a suspensão total do tabuleiro só é possível nos casos em que não há necessidade de transmitir os momentos torsores aos mastros (Pedro, J.J.O., 2010).

Considere-se agora o exemplo da Figura 2.8 em que se encontram representados dois esquemas estruturais distintos: um sistema A, onde a ponte tem suspensão total do tabuleiro e um sistema B, onde o tabuleiro apoia no mastro. Ambos os sistemas se encontram simplesmente apoiados nos encontros e têm idênticas dimensões e características geométricas. Constata-se então, que as duas

estruturas quando sujeitas a um carregamento assimétrico têm comportamentos bastante distintos. No sistema A existe uma tendência para deslocamentos longitudinais no sentido do vão não carregado, o que reduz a eficiência estrutural dos tirantes. Na presença de um tabuleiro esbelto, deformações consideráveis ocorrem, o que demonstra que a estabilidade estrutural de uma ponte com suspensão total do tabuleiro depende significativamente da rigidez à flexão do tabuleiro (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012). Já no sistema B, como o tabuleiro não se pode mover longitudinalmente, uma vez que se encontra ligado ao mastro, os deslocamentos verticais do tabuleiro reduzem-se para menos de metade dos que ocorrem no sistema A e como consequência os momentos flectores e as variações nas forças dos tirantes sofrem também uma redução. Consta-se então, que para a mesma rigidez, o sistema B tem uma maior capacidade de carga. Os maiores deslocamentos do tabuleiro na suspensão total normalmente não são condicionantes em pontes rodoviárias, o mesmo não se podendo dizer no que diz respeito às pontes ferroviárias. Já para carregamentos simétricos, ambos os sistemas estruturais têm um comportamento idêntico (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012).

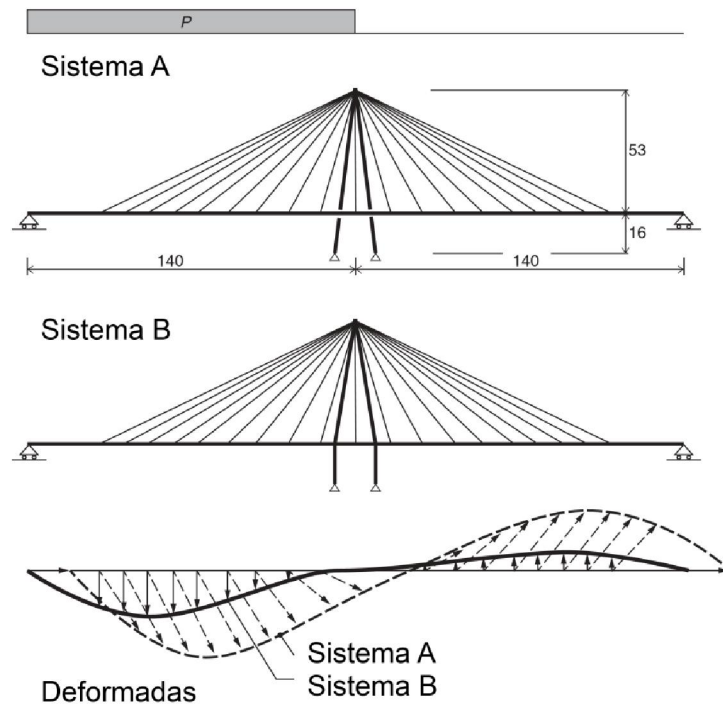


Figura 2.8 – Deformadas do tabuleiro sob carregamento assimétrico num esquema estrutural com suspensão total do tabuleiro (sistema A) e com uma solução estrutural com o tabuleiro apoiado no mastro (sistema B) (Adaptado de Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T. (2012)).

Relativamente à utilização de três ou mais planos de suspensão só é justificável na presença de secções muito largas, dado que em secções transversais de grande largura com suspensão lateral os momentos flectores transversais que surgem são superiores aos longitudinais. A utilização de um terceiro plano tem ainda a vantagem da redução do peso próprio do tabuleiro, no entanto, a utilização de um terceiro plano implica maiores custos com os mastros uma vez que implica a existência de três fustes (Benaim, R., 2008). A utilização de três planos de suspensão não é hoje em dia consensual, sendo que em determinadas situações pode ser mais vantajoso a utilização de três planos de suspensão e a redução da

rigidez do tabuleiro, mas noutras pode ser mais económico a utilização de apenas dois planos de suspensão e um tabuleiro mais rígido.

2.2.2.3. Mastros

Os mastros, ou torres, são sem dúvida o elemento estrutural das pontes atirantadas com mais impacto visual, pelo que a componente estética destes tem um elevado relevo na sua conceção. Embora se tenha no presente trabalho optado por utilizar sempre a denominação “mastros”, alguns autores fazem distinção entre os termos “mastros” e “torres”, referindo-se a mastros a estruturas com fustes isolados e com funcionamento tipo consola, e a torres nas situações de existência de mais que um fuste e com funcionamento conjunto em pórtico (Pedro, J.J.O., 2010).

O dimensionamento e a definição da geometria dos mastros devem ter em atenção aspetos de funcionamento estrutural, estéticos e económicos, sendo na maioria das vezes preferível formas mais simples dadas as suas grandes dimensões. A sua geometria depende em grande parte dos seguintes aspetos (Pedro, J.J.O., 2010):

- Configuração do sistema de atirantamento: em leque, semi-leque ou harpa;
- Número de planos utilizados na suspensão do tabuleiro;
- Necessidade de apoiar o tabuleiro nos mastros;
- Espaço para ancoragem e tensionamento dos tirantes;
- Tipo de funcionamento estrutural do tabuleiro (como por exemplo, o número de vãos suspensos: um, dois, três ou múltiplos)

Uma vez que os mastros suportam quase todo o peso próprio da estrutura e sobrecargas a que esta está sujeita, estes encontram-se sujeitos a elevados esforços axiais de compressão, sendo que idealmente devem suportar esses esforços com as excentricidades de carga minimizadas (Farquhar, D.J., 2008, Walther, R. [et al.], 1999). Devido a esses elevados esforços de compressão, a escolha do material constituinte dos mastros recai normalmente para o betão armado. No entanto essa escolha depende de múltiplas variáveis como as condições de fundação, velocidade de construção pretendida e nível de sismicidade do local de implantação da estrutura (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012, Pedro, J.J.O., 2010).

Tal como se pode constatar pela análise da Figura 2.9, aumentar a altura do mastro diminui a quantidade de aço consumida nos tirantes. Como já anteriormente foi referido, aumentar o ângulo que os tirantes fazem com a horizontal leva a uma diminuição no consumo de aço nos tirantes, embora quanto maior for esse ângulo maior será também a altura do mastro. No entanto, quanto maior for o comprimento dos tirantes maior será a deformabilidade do tabuleiro, pelo que o peso dos tirantes e a deformabilidade do tabuleiro é mínima quando o inverso do produto do seno pelo cosseno do ângulo que os tirantes fazem com a horizontal (expressão (2.1)) é mínimo, o que acontece para um ângulo de 45 graus. Será então razoável admitir que esse ângulo varie no intervalo 25 graus a 65 graus, o que corresponde a um rácio da altura da torre pelo comprimento do vão principal entre 0.25 e 0.30 (Farquhar, D.J., 2008, Menn, C., 1990).

$$\frac{1}{\sin \gamma \cos \gamma} \quad (2.1)$$

onde γ é o ângulo que os tirantes fazem com a horizontal.

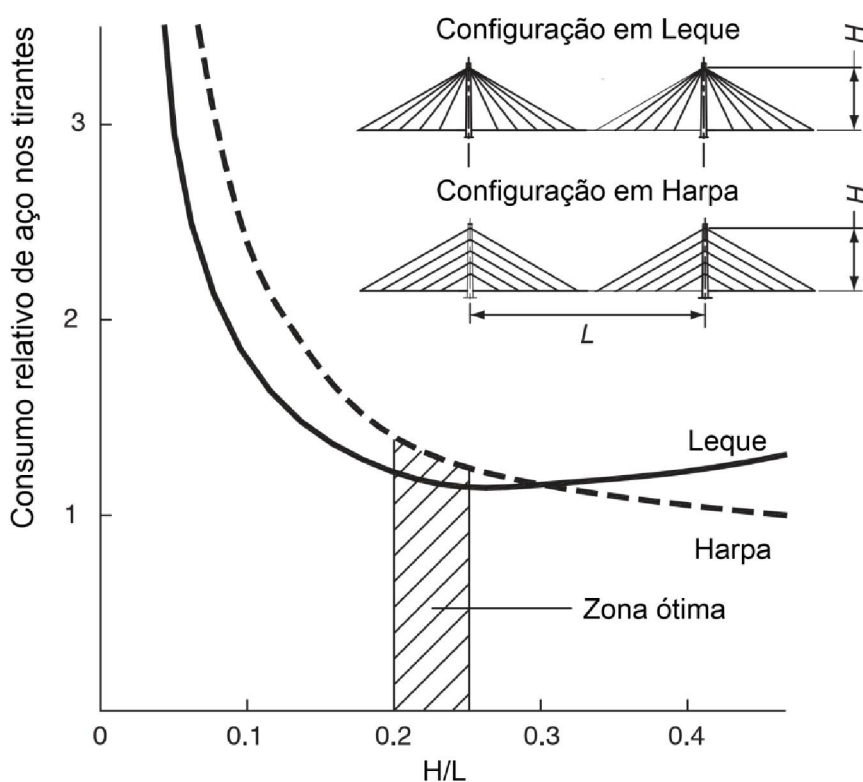


Figura 2.9 – Efeito da altura da torre no consumo de aço nos tirantes (Adaptado de Farquhar, D.J. (2008)).

Os mastros, que apresentam um funcionamento estrutural do tipo consola, quer na direção transversal quer na direção longitudinal, podem ser ligados monoliticamente ou rotulados na sua base. A opção por uma ligação monolítica tem a desvantagem de surgirem elevados momentos fletores na base do mastro resultantes das componentes horizontais transmitidas pelos tirantes aquando da existência de sobrecargas assimétricas. Assim, a opção de rotular o mastro na sua base é evidente para eliminar esses elevados momentos fletores na base. No entanto, a materialização de um aparelho de apoio que permita rotação da base e transmita uma compressão elevada é de grande dificuldade, além da sua quase impossibilidade de substituição e exigência de uma manutenção periódica. Acresce ainda a maior deformabilidade do tabuleiro quando se adota essa solução, além que o equilíbrio do tabuleiro durante a construção torna-se mais difícil. Por tudo isto, a solução de rotular a base do mastro caiu em desuso (Pedro, J.J.O., 2010, Xanthakos, P.P., 1993).

Várias configurações geométricas podem ser adotadas para os mastros, podendo geometricamente ser agrupados da seguinte forma (Pedro, J.J.O., 2010):

- Mastros com fuste único vertical ou inclinado;
- Mastros em pórtico transversal (Figura 2.10 (a)) e longitudinal;
- Mastros com dois fustes (Figura 2.10 (b));
- Mastros em “pirâmide”;
- Mastros em forma de A e Y invertido (Figura 2.10 (c) e (d));
- Mastros em diamante (Figura 2.10 (e)) e duplo diamante;
- Mastros com formas particulares.

A opção por um fuste central isolado, como já discutido anteriormente, tem o inconveniente da necessidade de alargamento do separador central da via para a passagem do mastro e ancoragem dos

tirantes, o que pode conduzir a uma opção de suspensão lateral, com dois fustes laterais que podem ou não ser ligados por uma travessa transversalmente ao nível das ancoragens dos tirantes no mastro. No caso da adoção de dois fustes isolados é conveniente que os tirantes e os fustes estejam no mesmo plano vertical para evitar a introdução de excentricidades transversais nos mastros e trações (no caso de serem exteriores ao tabuleiro) no tabuleiro. No entanto, a adoção de fustes laterais isolados só tem interesse até pontes de médio vão, uma vez que para grandes vãos não é interessante nem economicamente nem esteticamente dada a elevada inércia transversal que seria necessária (Pedro, J.J.O., 2010).

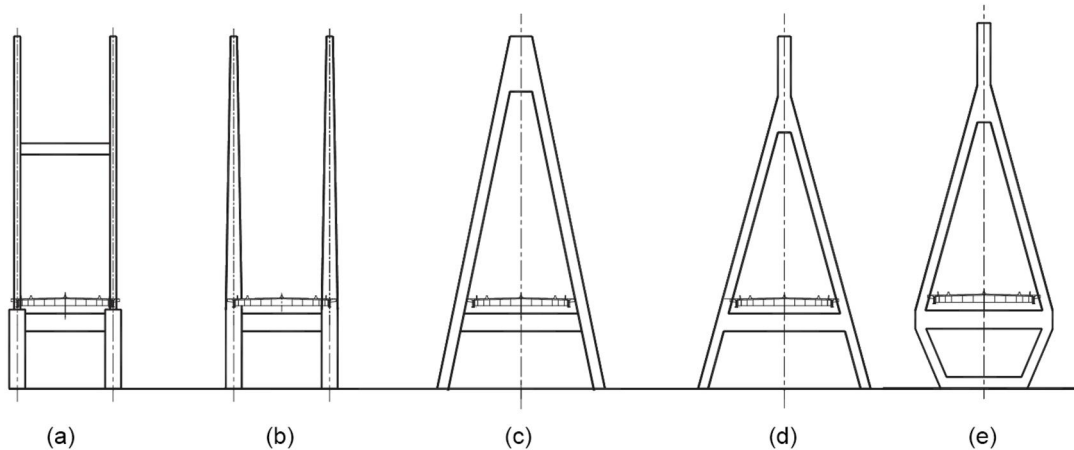


Figura 2.10 – Configurações geométricas típicas dos mastros: (a) Mastro em pórtico transversal (ou em forma de H), (b) Mastro com dois fustes isolados, (c) Mastro em forma de A, (d) Mastro em forma de Y invertido, e (e) Mastro em forma de diamante. (Adaptado de Farquhar, D.J. (2008)).

Assim, a adoção de uma solução em forma de H, A ou Y invertido torna-se mais adequado. A opção pela forma em pórtico transversal (ou em forma de H) torna-se mais adequada para vãos médios que as soluções em A ou Y invertido dado que para cumprir os gabaritos mínimos nestas duas soluções é necessário mastros com grande altura. As formas em A e Y invertido podem ainda ser utilizadas para atirantamento central, havendo a vantagem de maior estabilidade transversal do mastro e não haver interrupção do tabuleiro, permitindo mesmo reduzir a largura do separador central. No entanto, o atirantamento central com um mastro em forma de A obriga a uma configuração longitudinal dos tirantes em forma de leque, pelo que surge a variação de Y invertido que permite uma configuração em semi-leque, com a vantagem de maior simplicidade de ancoragem dos tirantes no mastro (Pedro, J.J.O., 2010).

No entanto, a forma em A e Y invertido tem sido mais utilizada para sistemas com suspensão lateral, uma vez que o seu comportamento espacial como treliça em conjunto com os tirantes e tabuleiro confere uma elevada rigidez à torção segundo o eixo longitudinal da ponte, reduzindo a deformabilidade global do tabuleiro, em particular, a devida à torção. Mais ainda, as baixas frequências de vibração da estrutura quer de torção quer de flexão das estruturas com mastros em forma de A ou Y invertido normalmente garantem um bom comportamento dinâmico (Benaim, R., 2008, Menn, C., 1990).

Por outro lado, a opção por formas dos mastros em A ou Y invertido leva a uma grande ocupação transversal do espaço sob o tabuleiro, principalmente quando é exigido uma elevada altura entre a face inferior do tabuleiro e a superfície do terreno, o que origina uma fundação muito larga. Esse problema

pode ser ultrapassado efetuando uma quebra das pernas no mastro imediatamente abaixo do tabuleiro, dando então origem à forma em diamante (Figura 2.10 (e)). No entanto, a forma em diamante aumenta os momentos fletores na base dos fustes e é menos rígida transversalmente, o que faz aumentar a deformabilidade transversal quando a estrutura é sujeita a ações como vento e sismo transversal, tornando imperativa adoção de fustes com maior inércia transversal (Farquhar, D.J., 2008, Pedro, J.J.O., 2010).

Em situações em que seja necessário reduzir a deformabilidade longitudinal dos mastros, como acontece na presença de vãos múltiplos ou de vãos atirantados desequilibrados, a melhor solução passa pela adoção de mastros em pórtico longitudinal. Uma vez que as ancoragens dos tirantes devem ser sempre feitas na zona onde os fustes se unem, para que se evite a presença de momentos fletores elevados nos fustes, a opção por um mastro com funcionamento estrutural em pórtico longitudinal condiciona o arranjo dos cabos ao nível longitudinal a um sistema em leque ou semi-leque. No entanto, o arranjo de cabos que exige uma maior rigidez longitudinal é a configuração em harpa devido às elevadas solicitações ao longo do desenvolvimento do mastro. Nessas situações, normalmente opta-se por fustes de maior inércia longitudinal dada a dificuldade de adotar uma configuração em pórtico longitudinal (Caetano, E.d.S., 2000, Pedro, J.J.O., 2010).

Assim, por tudo o que já foi referido, a configuração que permite uma maior estabilidade quer longitudinalmente quer transversalmente passa pela conjugação da utilização de um mastro em pórtico ou em A transversalmente e em pórtico longitudinalmente. Chega-se assim a um mastro em forma de “pirâmide” (Calado, C.M.C., 2011, Pedro, J.J.O., 2010). Outras formas podem ser adotadas, desde a inclinação do mastro no sentido contrário ao vão central, o que para além da componente estética tem também benefícios estruturais, até configurações particulares que na sua maioria das vezes surgem por razões de ordem estética e arquitetónica.

2.2.2.4. Tabuleiro

O apoio elástico conferido pelos tirantes, que permite ao tabuleiro um comportamento do tipo viga contínua apoiada nos tirantes (Figura 2.11 (b)), e o esforço axial introduzido por estes no tabuleiro devido à sua inclinação, origina que o dimensionamento do tabuleiro de pontes atirantadas tenha algumas particularidades relativamente às pontes mais convencionais, sendo mesmo necessário, como já referido anteriormente, ter em atenção no seu dimensionamento os problemas de instabilidade elástica e de segunda ordem devido às compressões induzidas no tabuleiro pelos tirantes (Walther, R. [et al.], 1999). Embora num tabuleiro de betão esse efeito seja normalmente positivo, uma vez que leva à compensação das trações existentes devido a ações locais sobre o tabuleiro, num tabuleiro misto ou metálico pode levar a uma necessidade de dotar o tabuleiro de maior rigidez para evitar a encurvadura (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012).

Pode-se então dizer que a função de um tabuleiro de uma ponte atirantada pode ser dividida em três papéis (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012):

- Resistir às ações locais, entre pontos de ancoragem;
- Resistir às ações globais não só entre pontos de ancoragem mas também entre os apoios da ponte;
- Distribuir as ações concentradas pelos tirantes;

Constata-se que embora o tabuleiro das pontes atirantadas se encontre sob a ação direta das sobrecargas, este apenas tem de resistir às ações locais entre tirantes e ao seu peso próprio, originando por isso momentos fletores pequenos quando comparados com os sistemas mais convencionais (Figura

2.11), em que quanto menor for o espaçamento entre tirantes menores serão os momentos fletores. No entanto, em algumas estruturas, nomeadamente nas pontes com sistema de tirantes em harpa, o tabuleiro deve auxiliar o sistema de tirantes a suportar não só a carga entre as ancoragens destes, mas também de uma forma global entre os apoios da estrutura. De facto, o tabuleiro deverá suportar uma parte da sobrecarga não apenas entre pontos de ancoragem, mas também entre os principais apoios da obra de arte (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012).

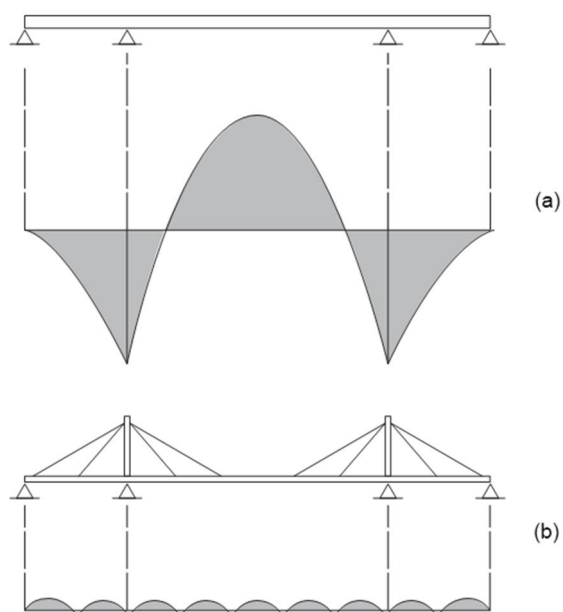


Figura 2.11 – Comparação dos momentos fletores devido ao peso próprio num tabuleiro de três vãos apoiado continuamente (a) com um tabuleiro apoiado com um sistema de tirantes (b) (Adaptado de Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T. (2012)).

O terceiro ponto é de elevada importância, uma vez que uma eficiente distribuição das forças concentradas por um maior número de tirantes reduz a força de dimensionamento de cada tirante. Acrescenta ainda a vantagem de a deformada do tabuleiro sob ações concentradas ser mais uniforme (Figura 2.12) (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012).

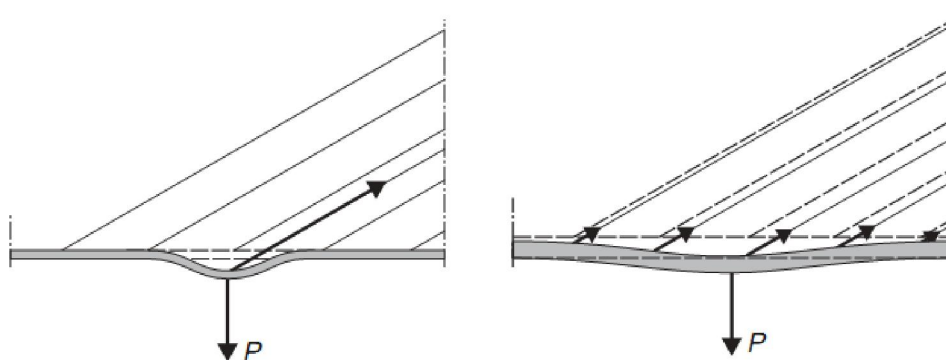


Figura 2.12 – Comparação das deformadas de dois tabuleiros com má e boa capacidade de distribuição das cargas concentradas (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012).

Um outro fator que influencia em muito a secção transversal dos tirantes é a secção transversal do tabuleiro, uma vez que esta determina o seu peso próprio, o que condiciona toda a estrutura já que nas obras de arte o peso próprio de todo o material resistente pode chegar a atingir 80% a 90% da carga total a que se encontra sujeita a estrutura. Acresce que a forma do tabuleiro condiciona também o seu comportamento aerodinâmico e conseqüentes solicitações (Pedro, J.J.O., 2010).

Uma das decisões que mais condiciona o funcionamento estrutural do tabuleiro é sem dúvida a opção por suspensão central ou lateral. A suspensão central leva normalmente a tabuleiros de secção em caixão dada a sua elevada rigidez à torção, uma vez que o sistema de atirantamento central não resiste aos efeitos de torção que surgem no tabuleiro devido às cargas excêntricas. Já a suspensão lateral permite a adoção de tabuleiros “abertos” e normalmente mais esbeltos, tomando a forma do tipo bi-viga ou em laje esbelta. No entanto, secções fechadas são por vezes adotadas na presença de suspensão lateral, embora não seja necessária uma elevada rigidez à torção, exceto em pontes de vãos muito longos (Pedro, J.J.O., 2010).

Na Figura 2.13 encontram-se representadas as secções tipo da secção transversal quando se opta por suspensão central. Na Figura 2.13 (a) representa-se uma secção com caixão central com almas verticais e com escoras de apoio às consolas, enquanto na Figura 2.13 (b) a presença de um caixão trapezoidal mais rígido evita a necessidade de recorrer às escoras laterais. Na Figura 2.13 (c) pode-se ver um caixão tricelular e na Figura 2.13 (d) é possível observar as diagonais, normalmente metálicas, no interior do caixão adotadas com elevada frequência em tabuleiros de betão armado pré-esforçado no lugar de vigas transversais rígidas. Esses elementos têm como finalidade suspender a carga da extremidade inferior das almas e assim transmitir as cargas aos tirantes. A adoção de elementos metálicos é mais ajustada para as diagonais uma vez que se encontram sujeitas à tração, no entanto surgem dificuldades de conexão entre as diagonais e o caixão, quer nas zonas inferiores quer nas zonas superiores. Essas ligações podem ser efetuadas através de chapas dentadas como na Ponte Wandre (1989) ou por conectores de cabeça como na Ponte Bem Ahim (1987), ambas na Bélgica (Figura 2.14). Já em pontes metálicas com suspensão central as vigas transversais dão lugar a diafragmas fechados nas secções de ancoragem dos tirantes (Figura 2.13 (e)) (Pedro, J.J.O., 2010).

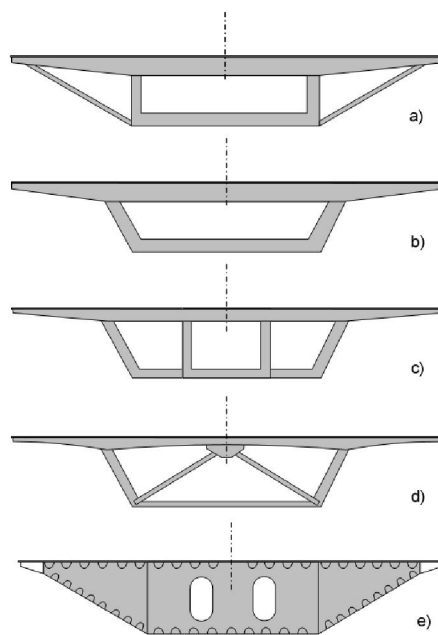


Figura 2.13 – Configurações-tipo da secção transversal do tabuleiro com suspensão central (Pedro, J.J.O., 2010).

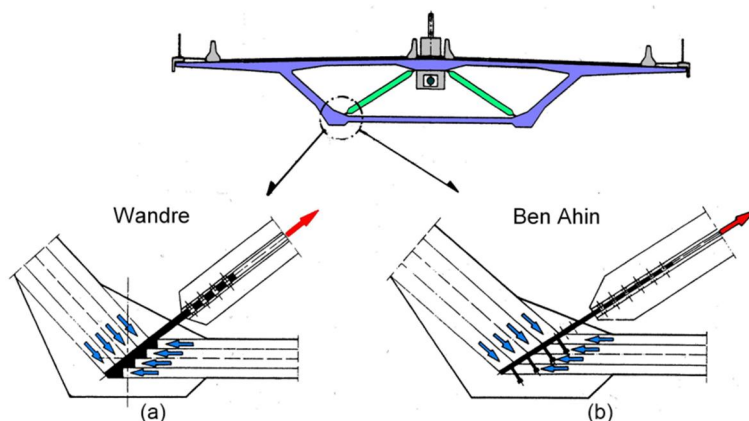


Figura 2.14 – Ligações entre o caixão e as diagonais metálicas: (a) ligação através de chapas dentadas (Ponte de Wandre, Bélgica 1989) e (b) ligação através de conectores de cabeça (Ponte de Bem Ahin, Bélgica 1987). (Pedro, J.J.O., 2010).

Aquando da utilização de suspensão lateral é comum adotar uma secção com duas vigas longitudinais (secção bi-viga) onde apoiam as vigas transversais, dependendo muito os esforços nestas da posição das vigas longitudinais. De facto, a colocação das vigas longitudinais nas extremidades do tabuleiro torna a conceção do tabuleiro mais simples, mas por outro lado leva a que os esforços nas vigas transversais sejam maiores, já que assumem um comportamento semelhante a vigas simplesmente apoiadas. Então, a colocação das vigas longitudinais numa zona mais interior da secção transversal permite reduzir significativamente o momento fletor máximo a meio vão das vigas transversais, podendo mesmo chegar-se a reduções de 87%. Por outro lado, para secções transversais com larguras superiores a 25 metros, a altura necessária para as vigas transversais é superior à altura necessária para as vigas longitudinais, originando assim tabuleiro mais pesado e invertendo a lógica do funcionamento estrutural destas secções (Pedro, J.J.O., 2010).

Na Figura 2.15 representam-se algumas secções-tipo das pontes atirantadas com suspensão lateral. Em (a) encontra-se a forma mais simples e esbelta: uma laje de betão armado pré-esforçado em que a própria rigidez transversal garante a transmissão das cargas aos tirantes. Nas secções com caixão central (Figura 2.15 (b)) a transmissão dos esforços do caixão aos tirantes deve ser feita por duas diagonais, que estarão sujeitas a elevadas forças de tração. Para evitar a existência dessas diagonais a solução pode passar pela adoção de dois caixões laterais junto às zonas de ancoragem dos tirantes (Figura 2.15 (c), (d) e (e)). A opção por centrar os caixões com os tirantes (Figura 2.15 (d)) torna-se mais vantajosa uma vez que permite reduzir a dimensão das vigas transversais, necessitando apenas de diafragmas nas zonas de ancoragem dos tirantes. A opção por caixões em forma triangular (Figura 2.15 (e)) traz a vantagem de melhor comportamento aerodinâmico. As secções representadas na Figura 2.15 (f) e (g) são secções metálicas muito leves e aerodinâmicas, tendo sido adotadas em pontes com um vão de grande desenvolvimento (Calado, C.M.C., 2011, Pedro, J.J.O., 2010).

É ainda possível a adoção de tabuleiros em treliça, que embora esteticamente sejam menos apelativos que os anteriores, permitem um tabuleiro leve e com pequena deformabilidade, sendo a sua principal aplicação em pontes ferroviárias e rodoferroviárias onde as exigências de deformabilidade e conforto são maiores. Referir ainda que o dimensionamento não só do tabuleiro, mas de toda a estrutura, deve ter em conta o processo construtivo, como se verá mais adiante, uma vez que durante esta fase da vida da estrutura podem surgir esforços que não surgiriam se a estrutura fosse idealmente cimbrada.

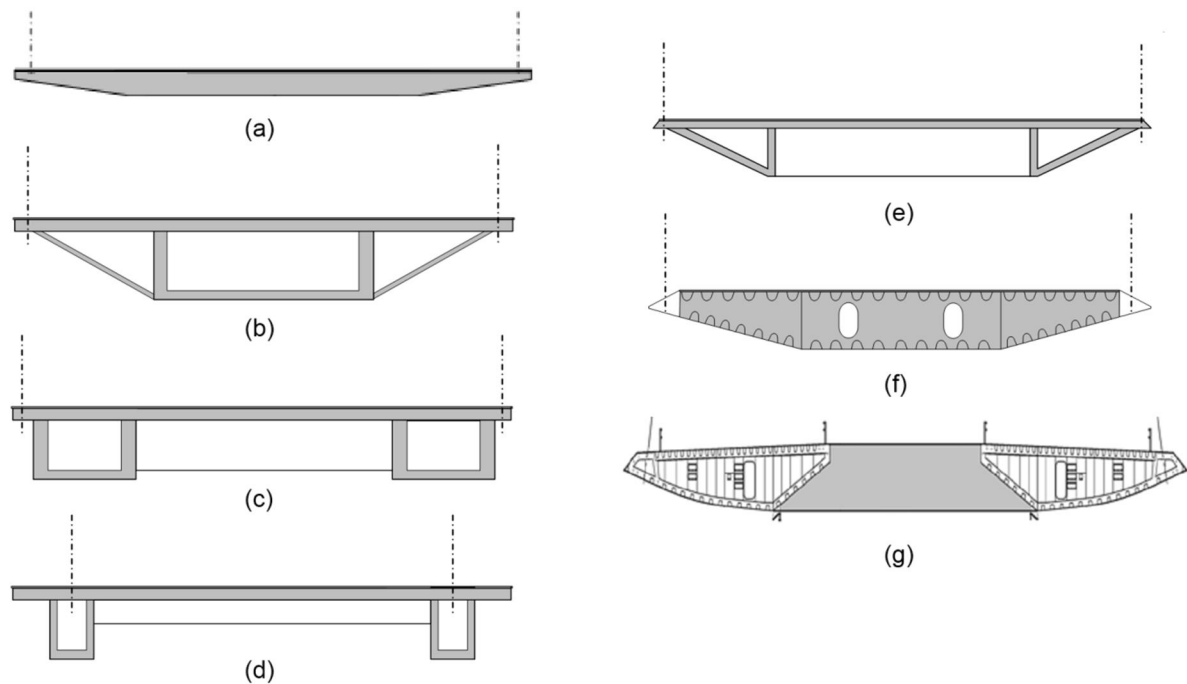


Figura 2.15 – Configurações-tipo da secção transversal do tabuleiro com suspensão lateral (Calado, C.M.C., 2011)).

Outro aspeto importante é o material utilizado na conceção do tabuleiro: em betão armado pré-esforçado, metálico ou misto. Tabuleiros metálicos, apesar dos maiores problemas de segunda ordem e instabilidade elástica, são muito mais leves do que tabuleiros de betão armado, permitindo maior economia nos tirantes, uma vez que a carga a suportar é muito inferior, além de permitir espaçamentos entre tirantes maiores. Para pontes rodoviárias, enquanto os tabuleiros metálicos têm espaçamentos de tirantes entre 15 a 20 metros, os tabuleiros de betão têm espaçamentos normalmente entre 4 a 6 metros. A adoção de tabuleiros mistos permite espaçamentos no intervalo entre 9 e 16 metros. Embora um maior afastamento permita uma redução na quantidade de aço utilizado nos tirantes, uma maior distância entre tirantes faz aumentar os momentos flectores no tabuleiro, o que leva a secções mais rígidas e pesadas, pelo que normalmente os afastamentos dos tirantes encontram-se nos intervalos referidos (Pedro, J.J.O., 2010).

Em suma, o dimensionamento do tabuleiro deverá ter em linha de conta as seguintes variáveis: comportamento estrutural estático longitudinalmente e transversalmente, método construtivo adotado, comportamento dinâmico, número de planos de suspensão adotados, dimensão transversal do tabuleiro, modo como o tabuleiro é apoiado (Figura 2.8), espaçamento dos tirantes e material adotado.

2.2.2.5. Tirantes

O dimensionamento dos tirantes depende de variáveis como o esforço aplicado, o módulo de elasticidade, da proteção à corrosão, da resistência à fadiga, da relaxação do aço, da forma como são ancorados nos mastros e tabuleiro, do processo construtivo adotado e do comportamento dinâmico (Benaim, R., 2008, Menn, C., 1990). Em condições de serviço, a força aplicada nos tirantes deverá mesmo ser limitada a cerca de 45% a 50% da força de rotura dos tirantes uma vez que as extensões irreversíveis devido à relaxação do aço aumentam significativamente quando o esforço no tirante

excede os limites referidos. Já em estado limite último é recomendável que o esforço instalado no tirante não ultrapasse 70% da carga de rotura (Farquhar, D.J., 2008).

Nas pontes atirantadas modernas têm sido utilizados essencialmente três tipos de tirantes: tirantes “fechados” (*locked coil stays* é a terminologia mais utilizada), tirantes de cordões em espiral ou helicoidais e tirantes de cordões paralelos. Os tirantes “fechados” (Figura 2.16) são cabos constituídos por um núcleo de cordões circulares de pequena secção o qual é envolvido por duas ou três camadas de cordões perfilados em forma de Z, formando dessa forma uma secção extremamente compacta (Farquhar, D.J., 2008, Pedro, J.J.O., 2010). Estes tipos de cabos foram adotados nas primeiras pontes modernas, no entanto já houve necessidade de os substituir em diversas obras dada a dificuldade em garantir uma proteção corrosiva totalmente eficaz. Por outro lado, os tirantes “fechados” permitem resistências últimas inferiores às conferidas por outras soluções, o que torna esta solução menos económica dado que são necessárias maiores secções transversais e portando tirantes mais pesados. Acresce ainda que o módulo de elasticidade dos tirantes “fechados” é menor que o de outras soluções. Assim, por todas estas razões apenas em situações particulares os tirantes “fechados” têm sido aplicados, nomeadamente em pontes de pequeno vão (Pedro, J.J.O., 2010).

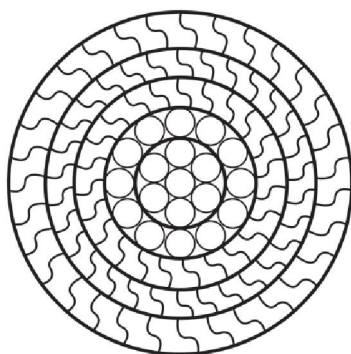


Figura 2.16 – Secção transversal de um tirante “fechado” (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012).

Já os tirantes formados por cordões em espiral (Figura 2.17) são geralmente formados por um cordão central e seis cordões helicoidais em seu redor. Uma vez que possuem maior flexibilidade, têm vantagens quando se usam células de desvio mas por outro lado têm um menor módulo de elasticidade. Mais ainda, aquando do primeiro tensionamento ocorre uma deformação irreversível devido à compressão radial dos vários cordões. Assim, para se eliminar esse comportamento não linear dos tirantes é prática corrente aplicar uma tensão superior em 10% a 20% superior à tensão de serviço (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012).

A utilização de tirantes de cordões paralelos tem a vantagem de não haver redução da tensão de rotura e do módulo de elasticidade, sendo no entanto necessário um elevado número de cordões para compor um tirante. As bainhas utilizadas devem ainda ser de cor clara para evitar fissuração das mesmas devido às variações de temperatura. Para aumentar a proteção à corrosão dos tirantes, surgiu uma solução que consiste na utilização de cordões galvanizados de aço de pré-esforço, em que cada cordão é composto por sete fios protegidos por uma bainha de polietileno de alta densidade (PEAD). O conjunto de tirantes é colocado numa bainha normalmente também de PEAD, podendo ser também de aço-inox (Pedro, J.J.O., 2010).

Houve estruturas em que foram adotados ainda tirantes compostos por barras de pré-esforço acopladas. No entanto, essa solução tem grandes desvantagens devido à maior dificuldade de

montagem, além de que os acopladores aumentam o diâmetro do tirante e reduzem a resistência à fadiga do tirante. Acresce ainda que a resistência última e de fadiga das barras são muito inferiores às outras soluções. Materiais compósitos têm também sido adotados nos tirantes, embora ainda se encontrem numa fase muito experimental (Pedro, J.J.O., 2010).



Figura 2.17 – Tirantes formados por cordões em espiral ou helicoidais (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012).

2.2.3. PROCESSOS CONSTRUTIVOS

A conceção de uma ponte atirantada, a escolha do sistema de atirantamento, da geometria dos mastros, do tabuleiro e dos tirantes deve ser visto como um problema de dimensionamento global e não como casos isolados. Na verdade, todos os aspetos referidos estão inteiramente relacionados e condicionam-se mutuamente. Salientar ainda que como em todas as obras de engenharia civil, as melhores soluções não são apenas as que correspondem aos requisitos estritamente de comportamento estrutural, mas sim aquelas que respondem simultaneamente da melhor forma aos requisitos de funcionalidade, economia e estética.

Assim, o processo construtivo adotado na construção de uma obra de arte têm um elevado peso na conceção e dimensionamento destas estruturas, dado que em determinadas secções os esforços podem ser superiores aos esforços da fase de exploração ou se a estrutura fosse idealmente cimbrada. Assim a escolha dos materiais a empregar e sistema estrutural a adotar entre outras decisões a tomar na conceção de uma ponte têm de ser equacionados em conjunto com o processo construtivo desde as primeiras fases de projeto, uma vez que terá grande influência no comportamento da estrutura. Pode-se mesmo chegar ao limite em que duas estruturas idênticas construídas com dois processos construtivos distintos não terão o mesmo comportamento estrutural quer na fase construtiva, quer na fase de exploração, uma vez que a forma como se dispõe a matéria que constitui as estruturas influencia o seu estado de tensão e deformação.

A norma europeia EN1992-2 (CEN, 2008), doravante designada por EC2 – 2, prevê mesmo que quando a estrutura não é executada numa só fase, o dimensionamento deverá ter em conta o faseamento construtivo nas seguintes situações:

- Quando surgem esforços, distintos de quaisquer outros que surgem na estrutura total, em qualquer secção durante o processo construtivo (como por exemplo a construção por deslocamentos sucessivos ou por avanços sucessivos);

- Quando a redistribuição de esforços devido ao comportamento reológico do betão é originada por alterações do sistema estático durante o processo construtivo (como por exemplo a construção de pontes por avanços sucessivos);
- Quando a redistribuição de tensões devido ao comportamento reológico do betão é originada por alterações da secção transversal durante o processo construtivo (como por exemplo tabuleiros que seja formados por vigas pré-fabricadas e lajes betonadas *in situ*);
- Quando a sequência construtiva influencia a estabilidade da estrutura durante a construção, a distribuição dos esforços na estrutura completa, ou a geometria da estrutura completa.

No caso particular das pontes atirantadas, o processo construtivo mais adotado para a construção destas estruturas tem sido o método por avanços sucessivos. De facto, a adoção deste método construtivo tem contribuído em grande medida para o sucesso destas estruturas dado que este é bastante apropriado para estruturas de grande vão, uma vez que é rápido, seguro e relativamente económico (Pedro, J.J.O., 2010).

O método construtivo por avanços sucessivos apresenta a grande vantagem de não ocupar o espaço sob o tabuleiro, o que muitas vezes é uma condicionante de projeto, dado que frequentemente é impossível ocupar o espaço abaixo do tabuleiro quer por razões económicas, ambientais, sociais e/ou técnicas. Não utilizando escoramento, é então bastante apropriado para vencer vales de grande profundidade, cursos de água com elevados caudais e/ou elevado fluxo de navegação ou zonas urbanas densamente ocupadas.

Na presença de tabuleiros em betão armado pré-esforçado, o método por avanços sucessivos permite a execução quer por aduelas betonadas *in situ* quer por aduelas pré-fabricadas. A utilização de aduelas pré-fabricadas apresenta a vantagem do equipamento de elevação e montagem ser mais leve que o tradicional “carro de avanços”, introduzindo menores esforços na estrutura em construção. Acresce ainda que a opção por pré-fabricação permite reduzir consideravelmente os efeitos da fluência e retração do betão (Pedro, J.J.O., 2010).

Por outro lado, durante o processo construtivo podem surgir trações em algumas secções do tabuleiro. Essas trações, desde que moderadas, podem ser admitidas nas juntas de secções em que há continuidade de armadura passiva, como acontece nas aduelas betonadas *in situ*. Mas em aduelas pré-fabricadas não é recomendável a existência de trações nas zonas das juntas das aduelas, o que obriga a uma maior utilização de pré-esforço. Em contrapartida, em tabuleiros betonados *in situ* o controlo de geometria é mais complexo, dado que há maior incerteza no peso próprio dos materiais, além da maior influência dos efeitos diferidos da retração e fluência e da maior variação do módulo de elasticidade do betão.

Na Figura 2.18 encontram-se sintetizadas as principais fases do processo construtivo por avanços sucessivos de uma ponte atirantada. A fase 1 corresponde à construção dos pilares e dos mastros, as fases 2 e 3 à execução das aduelas de modo simétrico, em que simultaneamente se tensionam os tirantes à medida que a estrutura cresce, e a fase 4 corresponde à estrutura depois de executada a aduela de fecho. É de referir ainda que se a execução das aduelas for feita sem recurso a tirantes provisórios torna o processo mais eficiente, o que normalmente acontece em pontes com um sistema de suspensão múltipla. Acresce que devido ao esforço axial de compressão introduzido pelos tirantes no tabuleiro é essencial que as juntas entre aduelas sejam executadas o mais célere possível, de modo a favorecer a transmissão desse esforço (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012).

Outros processos construtivos têm sido também adotados na construção de pontes atirantadas, em particular em obras de arte de pequeno e médio vão, como a construção com recurso a apoios provisórios (Figura 2.19) ou por deslocamentos sucessivos. Estes dois métodos além de permitirem

um controlo de geometria mais simples, apresentam a grande vantagem dos tirantes serem instalados numa só fase, o que permite diminuir a complexidade do processo construtivo. Salientar no entanto que estes dois métodos, no caso particular das pontes atirantadas, têm sido sobretudo aplicados na construção de pontes metálicas e mistas (Pedro, J.J.O., 2010).

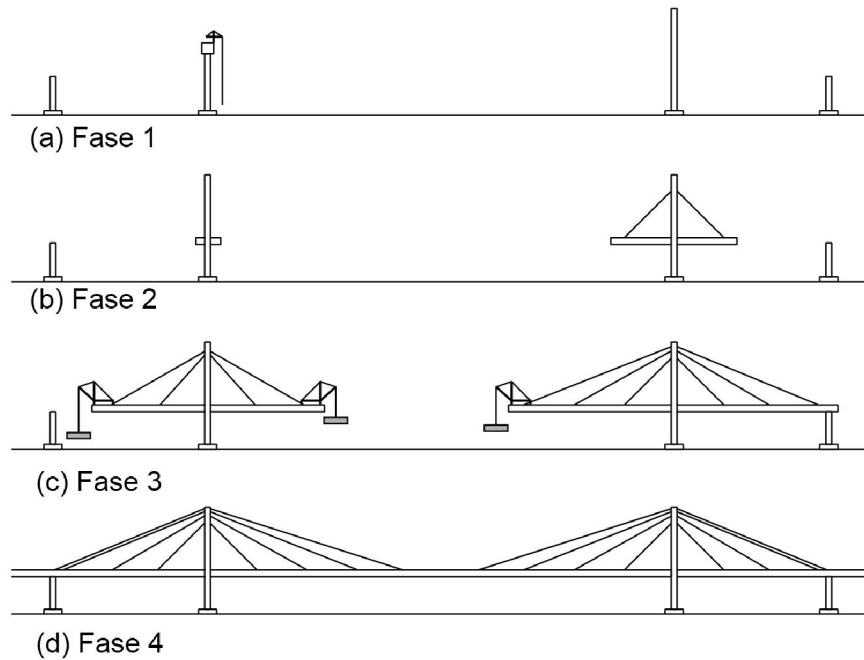


Figura 2.18 – Fases tipo do processo construtivo por avanços sucessivos a partir dos mastos de uma ponte atirantada (Adaptado de Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T. (2012)).

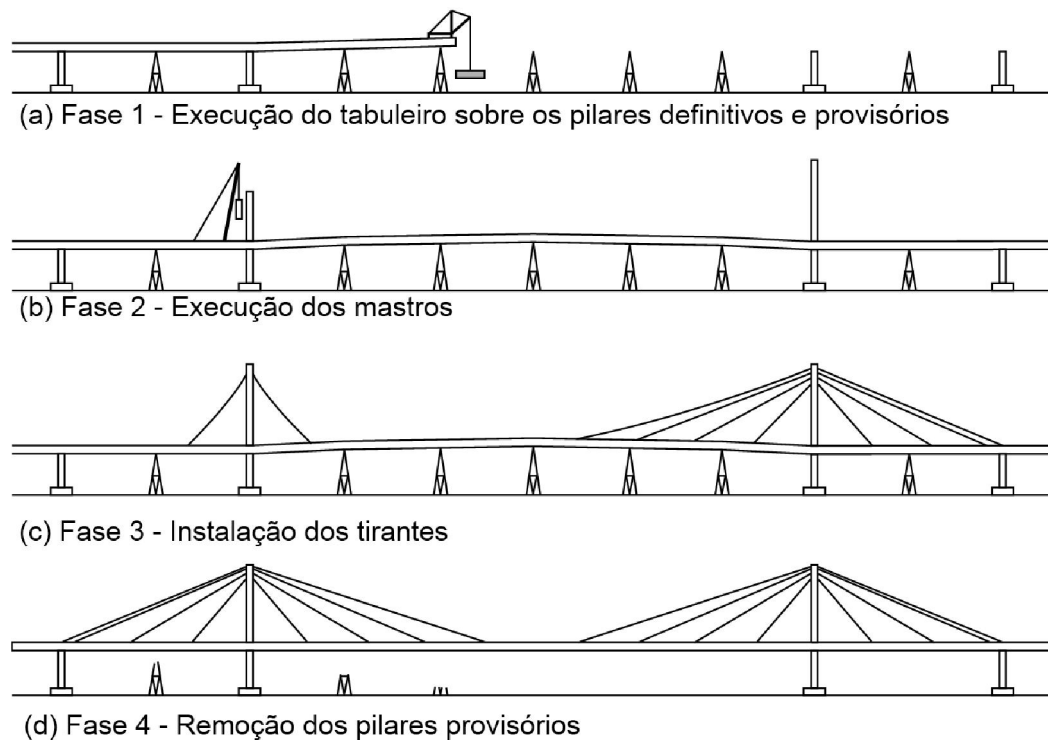


Figura 2.19 – Fases tipo da construção de pontes atirantadas com recurso a apoios provisórios (Adaptado de Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T. (2012)).

Por outro lado, o recurso a apoios provisórios apresenta as grandes desvantagens de ocupação do espaço sob o tabuleiro e os custos acrescidos com estes, custos esses que podem tornar magnitudes elevadas na presença de vales muito profundos. Em alternativa, na impossibilidade da ocupação do espaço sob o tabuleiro, recorreu-se em algumas pontes à execução da estrutura nas margens do vale ou rio a atravessar sucedida de rotação sobre o seu mastro. Já a técnica de deslocamentos sucessivos apresenta desvantagens como a secção transversal do tabuleiro ter de ser constante, assim como a estrutura deve ser regular quer em planta quer em perfil, além de que o tabuleiro é submetido quer a momentos negativos quer a momentos positivos em praticamente todas as secções, sendo por isso necessário o recurso a um pré-esforço provisório. Acresce ainda que este método exige a existência de uma área considerável atrás de um dos encontros no mínimo igual a um vão, o que nem sempre é possível (Ferraz, M.Á.C., 2001, Pedro, J.J.O., 2010).

Naturalmente que muitas vezes se recorre à utilização de mais do que um método construtivo, tirando assim partido das vantagens dos vários métodos adotados simultaneamente. Recorrendo a apoios provisórios ou na existência de pilares intermédios, muitas vezes executa-se os vãos laterais recorrendo à técnica de lançamento incremental ou mesmo recorrendo a vigas de lançamento, continuando-se depois a execução do vão central através dos avanços sucessivos. Alternativamente, esses vãos laterais podem também ser executados desde os encontros também pelo método dos avanços sucessivos, recorrendo também nesse caso a apoios provisórios e/ou utilização dos pilares intermédios no caso da existência destes. As principais vantagens de executar os vãos laterais primeiro é que torna a execução do vão central muito mais estável, além de que permite o acesso direto à frente de obra pelo tabuleiro já construído (Gimsing, N.J. e Georgakis, C.T., 2012, Pedro, J.J.O., 2010).

2.3. MONITORIZAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL

A Monitorização da Integridade Estrutural (*SHM – Structural Health Monitoring*) tem vindo nos últimos anos a ter um desenvolvimento e relevo crescente. De facto, a monitorização estrutural permite a medição de diferentes grandezas de forma permanente ou temporária através de sensores embebidos na estrutura ou colocados à superfície. Pode-se então afirmar que a monitorização da integridade estrutural é um método não destrutivo de avaliação estrutural. Assim, é possível através da medição de grandezas relevantes avaliar o desempenho estrutural em serviço (Figueiras, J., 2008).

Enquanto nos primórdios da monitorização estrutural a observação era praticamente apenas qualitativa e resultante de inspeções e observações, hoje em dia recorre-se a sistemas e sensores baseados na eletrónica e optoelectrónica. A monitorização estrutural permite então a medição de variadas grandezas como extensões, temperaturas, humidades, deslocamentos, rotações, etc. Um importante complemento dos sistemas de monitorização tem sido o desenvolvimento de modelos numéricos, calibrados com os resultados da monitorização estrutural. Esses modelos permitem assim um melhor entendimento do comportamento estrutural, a interpretação dos resultados obtidos em obra e ainda a deteção e identificação de danos (Félix, C.M.d.S., 2004).

Com um maior e melhor conhecimento do comportamento das estruturas, é assim possível otimizar o dimensionamento das mesmas, pois muitas vezes dada a falta de conhecimento do desempenho estrutural, adotam-se margens de segurança elevadas e amplamente antieconómicas. Assim, a monitorização estrutural auxilia o conhecimento do funcionamento das estruturas, permitindo dessa forma otimizar o uso dos materiais e a longo prazo diminuir a pegada ecológica das obras de engenharia civil. Desta forma, em estruturas de grande porte e com sistemas construtivos complexos, como é o caso das pontes atirantadas, a monitorização surge ainda com maior relevo.

É de referir ainda que os sistemas de monitorização de integridade estrutural não têm como objetivo a substituição de vistorias regulares às estruturas, mas sim serem um complemento dessas inspeções. Em suma, com a monitorização estrutural pretende-se a deteção de danos nas estruturas numa altura em que a intervenção é pouco onerosa, tendo então como ambição possibilitar aos gestores das infraestruturas uma intervenção pró-ativa no lugar de uma intervenção reativa. Essa mudança de paradigma permite não só uma redução dos custos diretos de manutenção das estruturas, mas também permite a prosperidade da economia uma vez que os custos de ineficiência estrutural são mitigados. Assim, a modelação numérica, desde que devidamente calibrada com os resultados da monitorização estrutural, tem então interesse dado que permite estabelecer previsões de comportamento estrutural e estabelecer níveis de alerta a incorporar nos sistemas de gestão das obras de arte. Na verdade, pode-se afirmar que o grande objetivo da monitorização estrutural é aumentar o período de vida útil das estruturas de engenharia civil com menores custos e maior eficiência estrutural.

2.3.1. O PAPEL DA MONITORIZAÇÃO ESTRUTURAL AO LONGO DAS DIFERENTES FASES DA VIDA DA ESTRUTURA

A monitorização estrutural deverá estar presente ao longo das diferentes fases da vida da obra, em especial em estruturas de grande dimensão e complexidade. É de salientar ainda que o sucesso da monitorização estrutural é condicionado pela decisão atempada das fases a monitorizar e da seleção criteriosa dos parâmetros a medir. Assim, apesar dos objetivos fundamentais serem coincidentes, dadas as especificidades das informações a obter podem então distinguir-se três fases: conceção, execução e exploração (Faria, A.M.M.P., 2010, Félix, C.M.d.S., 2004, Silva, D.G.A.C.P.d., 2011).

2.3.1.1. Fase de conceção

Sendo o projetista o interveniente que melhor conhece a obra e melhor sabe o comportamento espectável da estrutura, cabe a este definir as grandezas e em que secções as medir, o número e a localização de sensores a utilizar e ainda a frequência da realização das medições. Assim, em fase de projeto devem-se definir as secções que se considerem críticas, ou seja, secções onde se prevejam maiores deformações e/ou esforços ou secções correntes representativas do comportamento global da obra (Faria, A.M.M.P., 2010, Félix, C.M.d.S., 2004).

Uma vez que o sucesso da monitorização estrutural depende da sua preparação, é conveniente em projeto definir as secções a serem instrumentadas, assim como prever o acesso a essas secções e a outros locais que se considerem indispensáveis para campanhas de inspeção como juntas de dilatação, aparelhos de apoio e interior de secções ocas. A monitorização pode vir a interferir com o projeto na medida em que as grandezas medidas *in situ* poderão ou não vir confirmar as hipóteses de cálculo adotadas, podendo mesmo levar a ajustes no projeto inicial. Assim, são permitidas soluções mais arrojadas na medida em que a monitorização estrutural traz mais confiança no sistema estrutural adotado (Félix, C.M.d.S., 2004).

2.3.1.2. Fase de execução

É comum em pontes e viadutos correntes o acompanhamento, por exemplo, de deformadas e flechas com recurso a topografia. No entanto, apesar do grande valor dessas grandezas que permitem uma perceção do comportamento global da estrutura, apenas o fazem de uma forma pontual e não contínua ao logo do tempo e do processo construtivo, e com uma precisão relativamente reduzida. Assim, em

sistemas estruturais e processos construtivos complexos é de grande importância o recurso a instrumentação que permita uma maior precisão, controlo e avaliação do funcionamento da estrutura ao longo do tempo e processo construtivo. Dado que durante a construção a estrutura vai sofrendo alterações ao nível de geometria, das condições de apoio e das propriedades dos materiais, por vezes, nestas alturas ocorrem tensões e deformações superiores àquelas a que a estrutura estará sujeita em serviço. A monitorização permite assim uma redução dos custos da não qualidade, na medida em que permite detetar eventuais anomalias que possam surgir durante a construção, procedendo-se de imediato à sua correção com menores custos, resultando daí uma maior eficiência e durabilidade estrutural (Félix, C.M.d.S., 2004).

É de salientar ainda a importância dos efeitos reológicos do betão no comportamento das estruturas, surgindo a necessidade de avaliar esses efeitos desde as primeiras idades com o objetivo de calibrar os modelos numéricos, permitindo dessa forma uma melhor interpretação do comportamento estrutural. Finalmente, é comum após a conclusão da obra e antes do início da exploração da mesma proceder à execução de ensaios de carga com o objetivo de avaliar a conformidade da estrutura onde se procede à comparação entre as grandezas observadas e as previstas pelos modelos numéricos (Faria, A.M.M.P., 2010, Félix, C.M.d.S., 2004).

2.3.1.3. Fase de exploração

As campanhas de inspeção visual da obra, durante o período de vida útil desta, devem ser acompanhadas por um sistema de monitorização eficiente que permita observar a evolução das grandezas relevantes à caracterização do comportamento estrutural com um intervalo pré-definido, podendo mesmo em estruturas mais complexas e de maior importância, ser integrados sistemas de vigilância. Assim, com recurso a sensores que detetam ações excecionais sobre a estrutura, desencadeiam-se procedimentos de aquisição a frequências mais elevadas e a medição de outras grandezas não relevantes numa monitorização de evolução contínua (Faria, A.M.M.P., 2010, Silva, D.G.A.C.P.d., 2011).

No caso de a estrutura ser monitorizada por um largo período de tempo, poderá ser possível avaliar a condição da estrutura e detetar ocorrência de dano e mesmo permitir a previsão da localização e forma como o dano ocorreu. Então, a integração de um sistema de monitorização num sistema de gestão de obras de arte auxiliará a prever e a programar com antecedência as intervenções a efetuar na estrutura. Acresce que no caso de necessidade de uma intervenção de reabilitação e/ou reforço da estrutura, todas as informações recolhidas ao longo da vida da obra fornecem dados fundamentais para o desenvolvimento do respetivo projeto. A monitorização contínua fornece ainda dados fundamentais ao nível da gestão de estruturas, quer em termos de procedimentos da manutenção, quer ao nível de futuros projetos, dado que permite servir de base para o estudo e compreensão do comportamento das estruturas e avaliar a eficiência das soluções adotadas (Faria, A.M.M.P., 2010).

3

REOLOGIA DO BETÃO

3.1. INTRODUÇÃO

Embora no âmbito da filosofia atual de dimensionamento se aceite que o comportamento diferido dos materiais não influencia, em geral, a segurança em estado limite último, em estado limite de utilização tal não é verdade. Assim, os fenómenos reológicos do betão, em particular a retração e fluência, têm uma importância significativa não só em fase de conceção e projeto, mas também no processo construtivo e comportamento em serviço de grandes estruturas de betão armado pré-esforçado, como é o caso das obras de arte. De facto, estas estruturas têm merecido uma maior atenção em relação aos estados limites de utilização, uma vez que os custos de reparação e reforço, assim como os inerentes à limitação de exploração, são muito elevados (Santos, L.M.P.d.O., 2002, Santos, T.O., 2007).

Dada a tendência em cada vez mais acelerar os processos construtivos das estruturas, e a conseqüente solicitação do betão em idades mais jovens e a tensões mais elevadas, associada à adoção de sistemas estruturais mais complexos e a execução de vãos cada vez mais extensos, impõe a consideração nos modelos de cálculo e processos construtivos dos efeitos diferidos do betão. Na verdade, o dimensionamento dos elementos de suporte, dos aparelhos de apoio e das juntas de dilatação das pontes é fortemente condicionado pelo comportamento reológico do betão. Erros cometidos na avaliação destes fenómenos poderão trazer elevados prejuízos não só diretos, como os custos de reabilitação, mas também custos económicos e sociais (Santos, L.M.P.d.O., 2002, Santos, T.O., 2007).

Assim, os modelos de cálculo devem incorporar o comportamento dos materiais constituintes das estruturas, nomeadamente no que diz respeito aos efeitos diferidos do betão, sendo a consideração destes de elevada relevância quando se tratam de estruturas com complexas histórias de betonagem, carregamento e alterações do esquema estrutural. Pretende-se então neste capítulo discutir os fenómenos reológicos do betão, apresentando ainda os modelos constitutivos dos fenómenos diferidos do betão previstos na norma EN 1992-1-1 (CEN, 2010), doravante designada por EC2-1.

3.2. COMPORTAMENTO DO MATERIAL

O comportamento reológico do betão é condicionado por múltiplas variáveis químicas e físicas, umas intrínsecas ao betão, como a sua composição e propriedades dos seus componentes, outras extrínsecas ao próprio material, como a humidade, temperatura ou o estado de tensão. Embora os mecanismos de fluência e retração estejam relacionados com a microestrutura do material, sendo essa relação fundamental para fundamentar e desenvolver os modelos de previsão, no âmbito da engenharia de estruturas interessa estabelecer modelos algébricos que descrevam as deformações ocorridas (Santos, L.M.P.d.O., 2002, Santos, T.O., 2007).

Embora os fenómenos de fluência e retração estejam interligados, dado que a sua dependência é pouco significativa, é comum considerá-los como fenómenos independentes. O comportamento diferido do betão é um fenómeno que ocorre sempre quer hajam ou não esforços. Assim, a extensão do betão, $\varepsilon_c(t)$, numa peça sobre carregamento uniaxial pode ser dividida em quatro componentes: instantânea, $\varepsilon_{ci}(t)$, de fluência, $\varepsilon_{cc}(t)$, de retração, $\varepsilon_{cs}(t)$, e térmica, $\varepsilon_{cT}(t)$. Enquanto as componentes de deformação instantânea e de fluência dependem do estado de tensão a que a peça se encontra sujeita, as componentes de deformação por retração e temperatura são independentes do mesmo, pelo que as primeiras denominam-se por componentes de deformação mecânica, enquanto as segundas por componentes de deformação não mecânica (Gilbert, R.I., 1988).

3.2.1. MATURAÇÃO DO BETÃO

A maturação ou envelhecimento do betão corresponde ao aumento progressivo da sua resistência e módulo de elasticidade ao longo do tempo, sendo este fenómeno influenciado pelo tipo de cimento, temperatura e condições de cura. De facto, este fenómeno conduz a uma redução da componente elástica de deformação do betão. Então, de acordo com o EC2-1(CEN, 2010) a tensão de rotura à compressão ao longo do tempo pode ser estimada da seguinte forma:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.1)$$

Com

$$\beta_{cc}(t) = e^s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \quad (3.2)$$

Em que:

- $f_{cm}(t)$ – Tensão média de rotura do betão à compressão à idade t dias;
- f_{cm} – Tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;
- $\beta_{cc}(t)$ – Coeficiente que depende da idade t do betão;
- t – Idade do betão em dias, ajustada caso a temperatura seja diferente de 20°C de acordo com a expressão (3.29);
- s – Coeficiente que depende do tipo de cimento de acordo com o Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Coeficiente s

Tipo de Cimento	s
CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R)	0.2
CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N)	0.25
CEM 32,5 N (Classe S)	0.38

Já a tensão de rotura à tração ao longo do tempo pode ser estimada de acordo com a seguinte expressão:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \cdot f_{ctm} \quad (3.3)$$

Em que:

- $f_{ctm}(t)$ – Tensão média de rotura do betão à tração à idade t dias;
- f_{ctm} – Tensão média de rotura do betão à tração aos 28 dias de idade;
- $\beta_{cc}(t)$ – Coeficiente que depende da idade t do betão (Expressão (3.2));
- α – Coeficiente variável com a idade do betão, de acordo com o Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Coeficiente α

Idade (dias)	α
$t > 28$	0.2
$t \leq 28$	0.25

O módulo de elasticidade pode então ser determinado por:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm} \quad (3.4)$$

Onde:

- $f_{cm}(t)$ – Tensão média de rotura do betão à compressão à idade t dias;
- f_{cm} – Tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;
- E_{cm} – Módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias de idade.

3.2.2. RETRAÇÃO

A deformação por retração de uma peça de betão pode ser definida como a variação de volume que nela ocorre desde o final da compactação do betão até ao estado limite de equilíbrio higrométrico com o ambiente, a temperatura constante e na ausência de qualquer tensão aplicada (Santos, L.M.P.d.O., 2002, Santos, T.O., 2007). Na verdade, a retração do betão é causada essencialmente pela perda de água durante o processo de secagem do betão (Gilbert, R.I., 1988).

Pode-se então distinguir dois tipos de retração: a que ocorre antes e após a presa do betão. A primeira, designada por retração plástica, deve-se ao efeito conjunto do assentamento de materiais que constituem o betão e à evaporação da água de superfície. A segunda parcela, que é devida essencialmente à variação do teor em água do betão, decompõe-se em três mecanismos. O primeiro denomina-se por retração autogénea e deve-se à hidratação do cimento, sendo independente das trocas de humidade com o exterior. O segundo por retração de secagem e é devido a trocas de água com o exterior, geralmente através de evaporação. E o terceiro mecanismo denomina-se por retração de carbonatação, devendo-se este à carbonatação dos componentes hidratados do cimento. Das três, apenas as duas primeiras são significativas, sendo que o EC2-1(CEN, 2010) despreza mesmo essa parcela por não ser significativa (expressão (3.5)). Dado que o betão apenas após o início da presa adquire características que lhe permitam funcionar como material estrutural, no âmbito desta dissertação apenas se considera a retração que ocorre após a presa do betão (Santos, L.M.P.d.O., 2002, Santos, T.O., 2007).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.5)$$

Onde,

- ε_{cs} – Extensão total de retração;
- ε_{cd} – Extensão de retração por secagem;
- ε_{ca} – Extensão de retração autogénea.

Como já referido anteriormente, a retração é condicionada por fatores intrínsecos e extrínsecos. São exemplo de fatores intrínsecos as condições de fabrico, as propriedades dos constituintes e a composição do próprio betão. De facto, aumentar a quantidade de cimento implica um aumento da pasta de cimento presente no betão, o que leva a um aumento da retração. Por outro lado, um aumento da quantidade de agregados reduz significativamente o fenómeno da retração. Ilustra-se este fenómeno na Figura 3.1 onde se compara a retração de betões com diferentes percentagens de agregados na sua composição com a retração de uma pasta de cimento. Por exemplo, mantendo a mesma razão água/cimento, aumentar a percentagem de agregados de 71% para 74% resulta numa redução de 20% da retração (Nilson, A.H. [et al.], 2010).

No que diz respeito aos fatores extrínsecos, são exemplos as condições atmosféricas a que a peça de betão está sujeita, como a temperatura e a humidade relativa do ar. De facto, a retração é menor quanto maior for a humidade relativa do ar, embora a velocidade do processo seja independente da humidade relativa do ar. No que diz respeito à temperatura, quanto mais elevada mais rápido é o processo de retração, dado que o fenómeno de evaporação é acelerado. A própria geometria da peça influencia o fenómeno de retração do betão. Na verdade, quanto maior for a relação entre a superfície de exposição da peça de betão e o seu volume, mais facilitada é a evaporação (Santos, L.M.P.d.O., 2002, Santos, T.O., 2007). É de referir ainda que a retração é maior no período inicial de maturação, diminuindo ao longo do tempo. Pode-se afirmar que 15% a 30% da retração ocorre nas duas primeiras semanas, 40% a 80% no primeiro mês, e 70% a 85% no primeiro ano (HASSOUN e AL-MANASEER, 2008). Por fim, referir que a retração não é uniforme em toda a secção da peça, processando-se essencialmente da superfície para o interior da peça de betão, originando esforços na peça de betão. Acresce que surgem ainda esforços devido ao facto de as estruturas terem, na sua generalidade, impedimento à livre deformação. Então, os esforços de tração que surgem junto à superfície ultrapassam muitas vezes a

tensão de rotura à tração do betão, podendo-se afirmar que a retração é provavelmente a causa mais comum da fendilhação nas estruturas de betão armado (Gilbert, R.I., 1988).

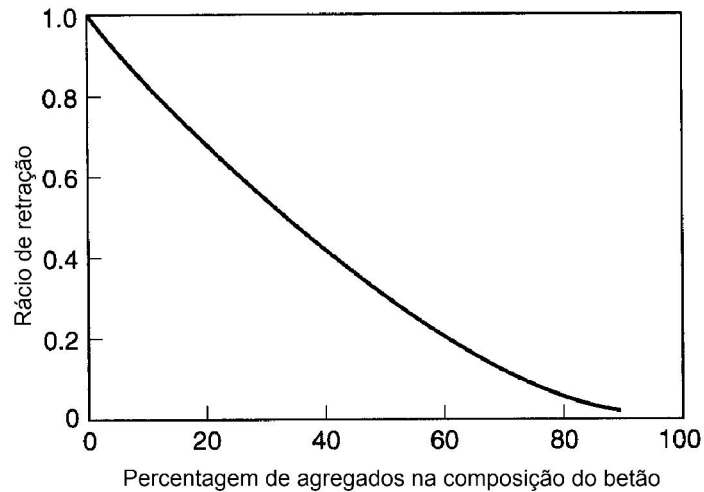


Figura 3.1 – Variação do rácio de retração entre a retração do betão e a retração de uma pasta de cimento em função da percentagem de agregados presente na constituição do betão. (Adaptado de Nilson, A.H. [et al.] (2010)).

No modelo de previsão da retração do EC2–1(CEN, 2010) o valor final da extensão da retração por secagem pode ser estimado de acordo com a seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.6)$$

Em que,

- $\varepsilon_{cd,\infty}$ – Extensão de retração por secagem a tempo infinito;
- k_h – Coeficiente dependente da espessura equivalente h_0 de acordo com o Quadro 3.3;
- $\varepsilon_{cd,0}$ – Extensão de retração por secagem de referência definida na expressão (3.8).

Quadro 3.3 – Coeficiente k_h em função da espessura equivalente h_0

h_0 (mm)	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

Com,

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (3.7)$$

Onde,

- h_0 – Espessura equivalente da peça em milímetros;
- A_c – Área da secção transversal do elemento em mm^2 ;
- u – Parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente em milímetros:

Em que $\varepsilon_{cd,0}$ é dado por:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (3.8)$$

Com,

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (3.9)$$

Onde:

- α_{ds1} e α_{ds2} – Coeficientes dependentes do tipo de cimento, de acordo com o Quadro 3.4;
- f_{cm} – Tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade em MPa;
- $f_{cm0} = 10$ MPa;
- RH – Humidade relativa ambiente em %;
- $RH_0 = 100\%$.

Quadro 3.4 – Coeficientes α_{ds1} e α_{ds2} .

Tipo de Cimento	α_{ds1}	α_{ds2}
CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R)	6	0.11
CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N)	4	0.12
CEM 32,5 N (Classe S)	3	0.13

A evolução da extensão devida à retração por secagem é estimada por:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.10)$$

Sendo

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (3.11)$$

Em que:

- k_h – Coeficiente dependente da espessura equivalente h_0 de acordo com o Quadro 3.3
- $\varepsilon_{ca,0}$ – Extensão de retração por secagem de referência definida na expressão (3.8);
- t – Idade do betão na data considerada em dias;
- t_s – Idade do betão em dias no início da retração por secagem (normalmente corresponde ao fim da cura);
- h_0 – Espessura equivalente da secção transversal em milímetros (expressão (3.7)).

Já a extensão de retenção devido à parcela de retração autogénea é dada por:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.12)$$

Em que:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (3.13)$$

E

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} \quad (3.14)$$

Onde:

- $\beta_{as}(t)$ – Desenvolvimento ao longo do tempo da retração autogénea;
- $\varepsilon_{ca}(\infty)$ – Extensão de retração autogénea a tempo infinito;
- f_{ck} – Tensão característica de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade em MPa;
- t – Idade do betão na data considerada em dias.

3.2.3. FLUÊNCIA

A fluência pode ser definida como a deformação que ocorre numa peça de betão ao longo do tempo sob tensão constante deduzindo as deformações devidas à retração. Assim, a extensão por fluência poderá ser determinada excluindo à deformação que um provete carregado tem ao longo do tempo a deformação elástica, determinada através da Lei de Hooke, e a deformação que ocorre num provete idêntico não carregado e sujeito às mesmas condições atmosféricas, durante o mesmo período de tempo (Santos, L.M.P.d.O., 2002, Santos, T.O., 2007).

A fluência pode-se dividir em três fases distintas: primária, secundária e terciária. Quando o nível de tensão é baixo, apenas ocorre fluência primária e secundária, sendo que é comum não fazer distinção entre as duas nessa situação (Figura 3.2 (b)). Enquanto a fluência primária se caracteriza por ter uma velocidade de deformação decrescente no tempo, a fluência secundária caracteriza-se por apresentar uma velocidade de deformação mínima e aproximadamente constante. Já a fluência terciária só ocorre

para níveis de tensões elevados e caracteriza-se por a velocidade de deformação ser crescente ao longo do tempo até que se atinge a rotura (Figura 3.2 (a)). Como os níveis de tensão nas estruturas de betão armado pré-esforçado correntes se situam normalmente até cerca de 40% da tensão característica de rotura do betão, não existe fluência terciária neste tipo de estruturas (Santos, L.M.P.d.O., 2002, Santos, T.O., 2007).

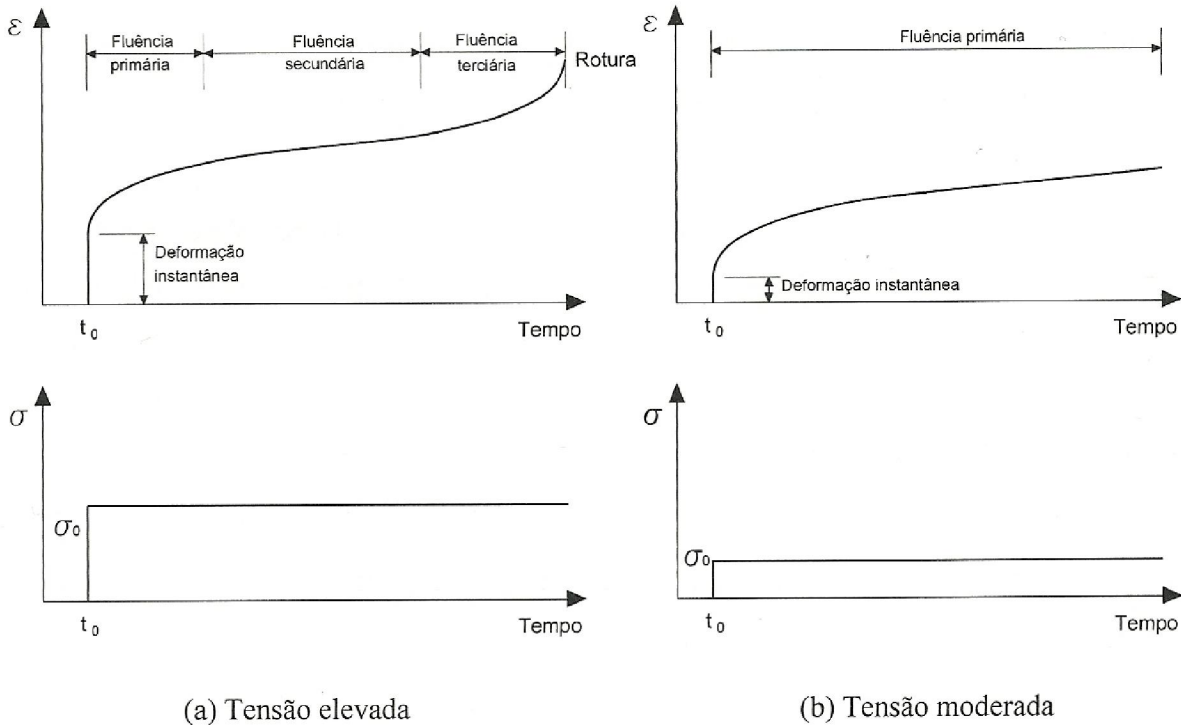


Figura 3.2 – Evolução ao longo do tempo da deformação do betão sujeito a uma tensão constante (Santos, L.M.P.d.O., 2002).

À semelhança da retração, a fluência é condicionada quer por fatores internos quer por fatores externos ao próprio material. As condicionantes intrínsecas ao material são as mesmas da retração: propriedades dos constituintes e da mistura e condições de fabrico. Relativamente às condicionantes extrínsecas ao material, além das mesmas que condicionam a retração, como a geometria da peça, temperatura e humidade relativa ambiente, fatores como o nível de tensão aplicado, a idade do betão quando é efetuado o carregamento e a duração deste são também condicionantes importantes no fenómeno da fluência do betão (Santos, L.M.P.d.O., 2002, Santos, T.O., 2007).

De facto, o principal fator interno da fluência do betão é o comportamento da pasta de cimento, sendo que esse efeito é dependente da constituição dos agregados. O aumento da dimensão dos agregados, a diminuição da razão água/cimento e um maior período de vibração do betão levam a uma diminuição do fenómeno da fluência. Por outro lado, quanto mais novo for o betão na idade do carregamento maior será a fluência, sendo que o nível de tensão aplicada condiciona também este fenómeno. Quanto à influência da humidade relativa ambiente, a fluência será menor quanto maior for o valor da humidade relativa. Já a nível térmico, quanto maior for a temperatura antes do carregamento menor será a fluência, uma vez que o processo de hidratação do cimento é acelerado, por outro lado, um aumento de temperatura após o carregamento conduz a um aumento da fluência. No entanto, no caso

das obras de arte, o efeito da temperatura na fluência do betão é considerado, em geral, pouco importante, dada a gama de temperaturas a que estas estruturas se encontram sujeitas (Santos, L.M.P.d.O., 2002, Santos, T.O., 2007).

O EC2-1(CEN, 2010) prevê que sob tensão constante, aplicada à idade t_0 , a deformação do betão por fluência a tempo infinito pode ser estimada por:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.15)$$

Em que:

- $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ – Extensão do betão por fluência a tempo infinito;
- $\varphi(\infty, t_0)$ – Coeficiente de fluência do betão a tempo infinito;
- σ_c – Tensão aplicada;
- E_c – Módulo de elasticidade tangente na origem, que pode ser considerado igual a $1,05E_{cm}$.

Desde que não seja necessária uma grande precisão e que o betão não se encontre submetido a tensões compressão superiores a $0,45f_{ck}(t_0)$ (fluência não linear) à data do primeiro carregamento, a cláusula 2 do artigo 3.1.4 do EC2-1(CEN, 2010) prevê que o valor do coeficiente de fluência possa ser obtido através da Figura 3.1 da norma referida. No entanto, para um cálculo mais rigoroso a mesma norma prevê no seu Anexo B que o coeficiente de fluência linear (tensão igual ou inferior a $0,45f_{ck}(t_0)$) possa ser estimado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.16)$$

Com,

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3.17)$$

Que é influenciado pela humidade relativa do ar expresso pelo fator φ_{RH} :

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1\sqrt[3]{h_0}}, \quad f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (3.18)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2, \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (3.19)$$

Em que,

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (3.20)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (3.21)$$

Sendo:

- $\varphi(t, t_0)$ – Coeficiente de fluência em função da idade t ;
- φ_0 – Coeficiente nominal de fluência;
- $\beta_c(t, t_0)$ – Coeficiente que traduz a evolução da fluência;
- RH – Humidade relativa do meio ambiente em %
- h_0 – Espessura equivalente da peça em milímetros (expressão (3.7))
- A_c – Área da secção transversal do elemento em mm^2 ;
- u – Parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente em milímetros
- f_{cm} – Tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade em MPa;
- α_1 e α_2 – Coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão.

Dependendo ainda da resistência do betão à compressão aos 28 dias através do parâmetro $\beta(f_{cm})$:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.22)$$

e da idade do betão na data de carregamento, considerada através do parâmetro $\beta(t_0)$:

$$\beta(t_0) = \left(\frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \right)^{0,3} \quad (3.23)$$

A evolução da fluência o tempo, após o carregamento, referido na expressão (3.16), pode ser estimado por:

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} \quad (3.24)$$

Com

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500, \quad f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (3.25)$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3, \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (3.26)$$

Em que:

- $\beta_c(t, t_0)$ – Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento
- t – Idade do betão, em dias, na data considerada;
- t_0 – Idade do betão, em dias, à data do carregamento;
- $t - t_0$ – Duração não corrigida do carregamento, em dias;
- β_H – Coeficiente que tem em conta a influência da humidade relativa do ar e da espessura equivalente da peça.
- α_3 – coeficiente que tem em conta a influência da resistência do betão, sendo definido por:

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,3} \quad (3.27)$$

A influência do tipo de cimento no coeficiente de fluência poderá ser considerada corrigindo-se na expressão (3.23) a idade à data do carregamento t_0 de acordo com:

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (3.28)$$

Onde:

- $t_{0,T}$ – Idade do betão à data do carregamento, em dias, corrigida em função da temperatura;
- α – Expoente função do tipo de cimento utilizado no betão de acordo com o Quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Coeficiente α

Tipo de Cimento	α
CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R)	1
CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N)	0
CEM 32,5 N (Classe S)	-1

A influência de temperaturas elevadas ou baixas, no intervalo 0°C a 80°C, na maturidade do betão poderá ainda ter tida em consideração através da correção da idade do betão de acordo com:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)}-13,64\right)} \cdot \Delta t_i \quad (3.29)$$

Onde:

- t_T – Idade do betão, em dias, corrigida em função da temperatura, que substitui t nas expressões correspondentes;
- $T(\Delta t_i)$ – Temperatura em °C durante o intervalo de tempo Δt_i ;
- Δt_i – Número de dias em que se mantém a temperatura T .

Nos casos em que a tensão de compressão do betão na idade t_0 excede o valor de $0,45f_{ck}(t_0)$, deverá ser considerada a não linearidade da fluência através de:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot e^{1,5(k_\sigma-0,45)} \quad (3.30)$$

4

MODELAÇÃO DO SUB-VIADUTO CENTRAL DO VIADUTO DO CORGO

4.1. INTRODUÇÃO

Uma vez que são de difícil estabelecimento *a priori* certas variáveis relativas ao comportamento estrutural, em fase de projeto os modelos são normalmente constituídos pelos valores presentes nos regulamentos e bibliografia. No entanto, após o início da construção da obra de arte é aconselhável que os modelos numéricos sejam calibrados de acordo com ensaios a materiais efetuados e com resultados provenientes da monitorização estrutural. Esse é um processo moroso, complexo e evolutivo ao longo da construção da obra que se pretende simular.

Dada a importância da consideração no projeto de obras de arte do faseamento construtivo, esta implica uma contínua atualização dos modelos ao longo do processo construtivo do historial de carga e evolução da geometria do próprio sistema ao longo do tempo. Também, a consideração dos fenómenos diferidos do betão ou da relaxação dos tirantes e cabos de pré-esforço tem uma grande relevância no desempenho e durabilidade das obras de arte pelo que a modelação sincronizada das diferentes fases do processo construtivo e das leis de comportamento do material, é vital de forma a avaliar de um modo correto as tensões, deformações e deslocamentos da estrutura quer em fase de construção, importante por exemplo no auxílio ao controlo de geometria, quer em fase de serviço, importante para estabelecer níveis de alerta a incorporar nos sistemas de gestão das obras de arte. Todos estes aspetos só podem ser corretamente estimados na presença de modelos numéricos que incluam uma análise incremental no domínio do tempo.

Assim, a modelação numérica foi realizada com o *software Evolution* (Ferraz, M.Â.C., 2010) que permite a modelação da evolução do sistema estrutural, bem como a consideração dos fenómenos diferidos e não lineares do comportamento dos materiais ao longo do tempo. Permite então a obtenção de várias grandezas relevantes, como o estado de tensão e deslocamentos, dos vários elementos estruturais, quer durante a construção quer durante a fase de exploração.

Nesse enquadramento, neste capítulo apresenta-se numa primeira fase a obra de arte em estudo assim como o modelo desenvolvido, dando a conhecer algumas das considerações tomadas, nomeadamente ao nível de ligações entre os diferentes elementos estruturais, as operações do faseamento construtivo consideradas, e também a modelação do comportamento dos materiais.

4.2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

O Viaduto do Corgo é uma obra de arte que se insere na Autoestrada Transmontana com 2796 metros de extensão e que tem como principal objetivo o atravessamento do vale do Rio Corgo, junto à cidade de Vila Real, e está à data da elaboração desta dissertação em construção, sendo a sua data de conclusão prevista para o início de 2013. Na Figura 4.1 apresenta-se uma perspetiva geral do Viaduto do Corgo em maio de 2012.



Figura 4.1 – Perspetiva geral do Viaduto do Corgo em maio de 2012 (Fotografia gentilmente cedida pelo CAETXXI).

A obra de arte em questão encontra-se dividida em três sub-viadutos: o Poente, o Central e o Nascente respetivamente com 855 metros, 768 metros e 1167 metros de extensão entre eixos de apoios extremos. Essa partição do Viaduto do Corgo resulta da necessidade de acautelar os efeitos das variações de temperatura e os efeitos diferidos. Os sub-viadutos laterais (estruturas com funcionamento estrutural em pórtico) são executados por viga de lançamento superior (sub-viaduto Poente) e por viga de lançamento inferior com sistema de pré-esforço orgânico (sub-viaduto Nascente) com vãos maioritariamente de 60 metros (AutoestradasXXI [et al.], 2010c).

Já o sub-viaduto Central (que se situa entre os pilares P15 e P22) é uma estrutura atirantada com suspensão central do tabuleiro com tirantes afastados de 6 metros. Pode-se observar na Figura 4.2 que o vão central tem um desenvolvimento de 300 metros, os vãos laterais de 126 metros, e ainda dois vãos de aproximação em cada lado poente e nascente com 48 e 60 metros de vão, que à semelhança dos sub-viadutos laterais que fazem fronteira com estes, são executados com recurso a vigas de lançamento. O atirantamento é constituído por um conjunto de 4 painéis de 22 tirantes em semi-leque simétricos em relação aos mastros, unidos a estes através de células de desvio. Os tirantes são constituídos por cordões de pré-esforço de 15.7 milímetros, variando o número de cordões entre as 39 e as 79 unidades. Os seus comprimentos variam entre os 38 e 159 metros, sendo que nos tirantes com comprimento superior a 80 metros foram colocados amortecedores.

Os pilares têm uma secção oca em forma octogonal adelgada no sentido transversal constante em altura, à exceção dos pilares P18 e P19 (correspondentes aos mastros) que são de secção variável. Os pilares P18 e P19 têm aproximadamente 130 metros de altura até ao eixo do tabuleiro, sendo que os restantes têm alturas que variam entre os 58 e 92 metros. Os mastros, com 63 metros de altura acima do tabuleiro, têm secção maciça, sendo bifurcados longitudinalmente na ligação monolítica ao tabuleiro. Tanto os pilares como os mastros são executados em betão armado betonado *in situ*.

CORTE LONGITUDINAL

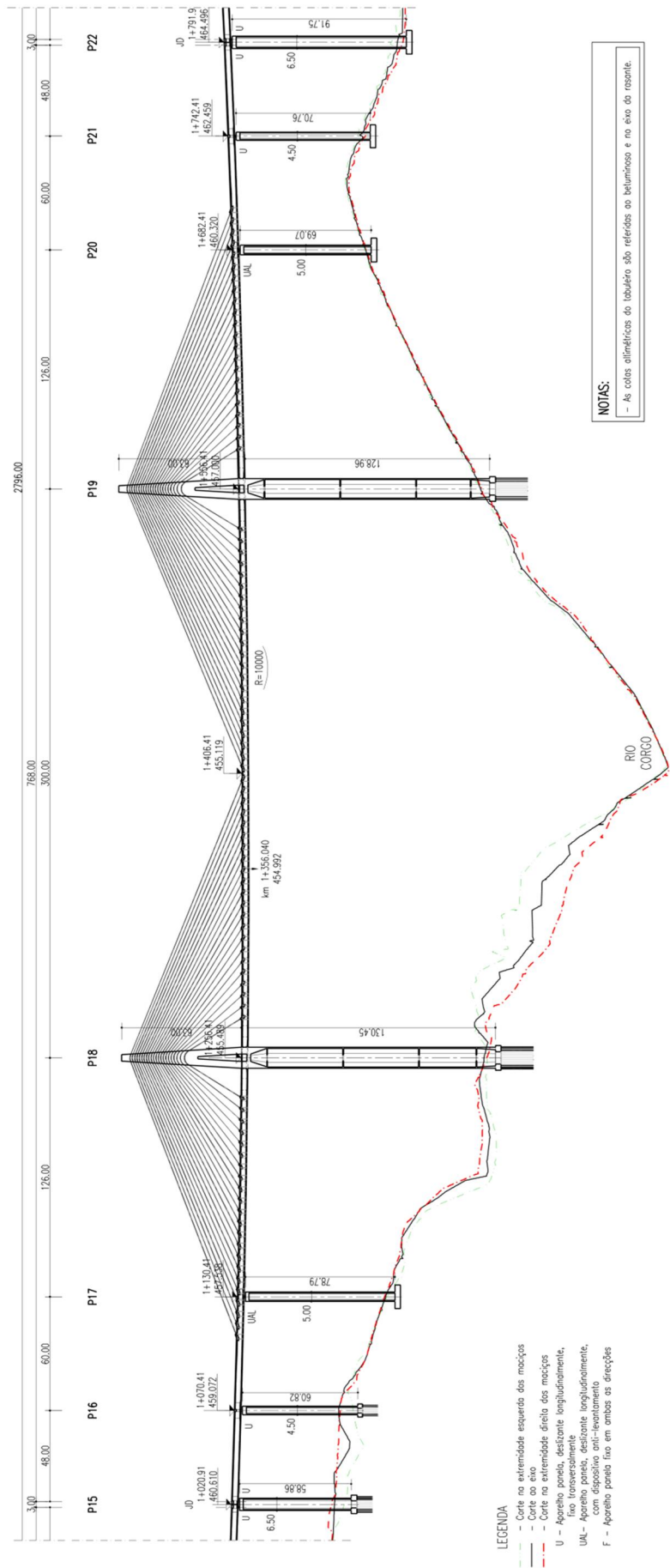


Figura 4.2 – Sub-Viaduto Central do Viaduto do Corgo – Corte longitudinal pelo eixo da obra (AutoestradasXXI [et al.], 2010d)

A ligação do tabuleiro aos pilares é efetuada por aparelhos do tipo panela, e a ligação entre os mastros e respetivos pilares e tabuleiro é monolítica. Os aparelhos de apoio tipo panela são deslizantes longitudinalmente e com travamento transversal, sendo que a libertação desses aparelhos de apoio no sentido longitudinal dá-se apenas depois de executados os fechos laterais. Devido a condicionantes geotécnicas, as fundações dos pilares P17, P20, P21 e P22 são do tipo diretas sobre sapatas de betão armado, enquanto que as dos pilares P15, P16, P18 e P19 adotaram-se fundações mistas com micro-estacas.

O tabuleiro em betão armado pré-esforçado e com uma largura de 28 metros, tem duas vias com sete metros cada separadas por dois meios *New-Jersey* com 0.5 metros afastados de 2.5 metros. Tem ainda dois passeios laterais, bermas interiores e exteriores que totalizam uma largura de 10.5 metros. Apresenta-se na Figura 4.3 e na Figura 4.4 a secção transversal do tabuleiro na zona não atirantada e na zona atirantada, respetivamente. A secção transversal é um caixão unicelular com consolas laterais constante ao longo de todo o tabuleiro, à exceção das variações nas zonas junto aos pilares e na laje superior devido à ancoragem nos tirantes. A laje superior é pré-esforçada transversalmente e as consolas com 9 metros de vão são apoiadas em escoras pré-fabricadas de betão armado com um espaçamento de 3 metros.

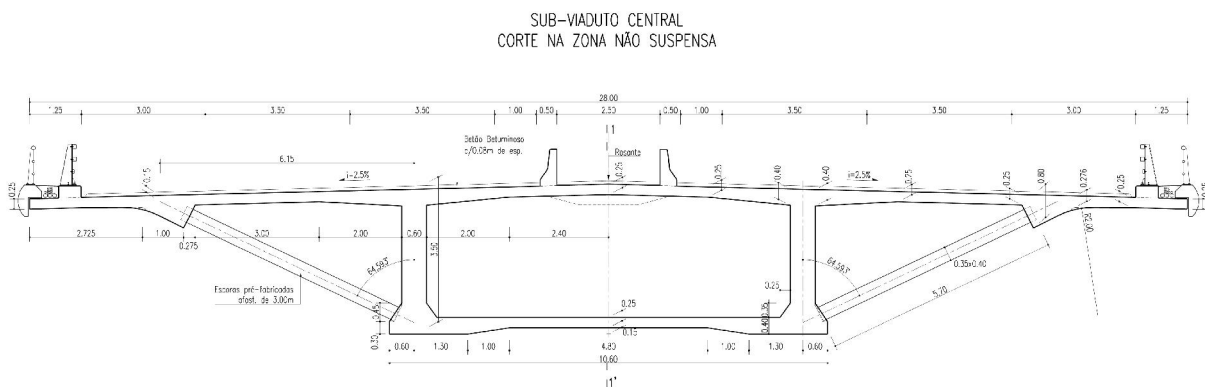


Figura 4.3 – Corte transversal numa zona não suspensa (AutoestradasXXI [et al.], 2010d).

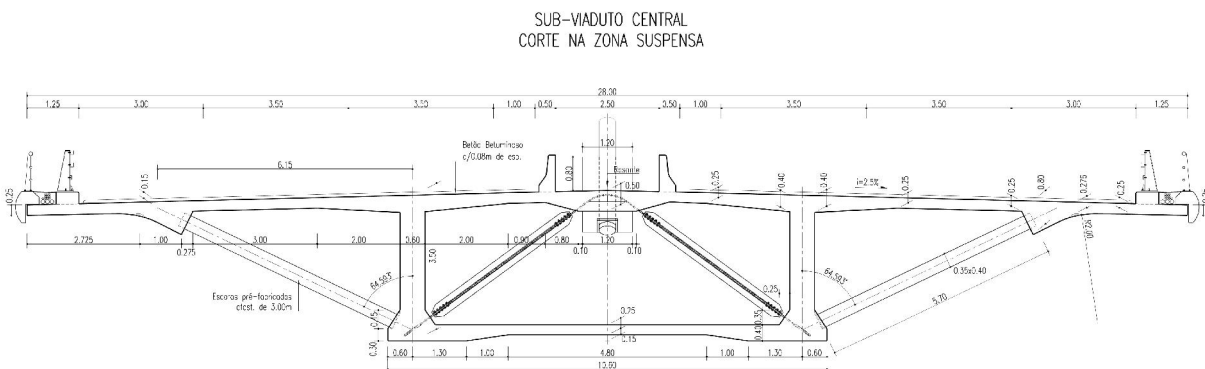


Figura 4.4 – Corte transversal numa secção de ancoragem dos tirantes (AutoestradasXXI [et al.], 2010d).

É de referir ainda que o sub-viaduto central do Viaduto do Corgo desenvolve-se segundo uma diretriz reta e uma concordância côncava parabólica com um raio de 10000 metros. No vão central de 300 metros existem 24 aduelas desde os mastros até à aduela de fecho central, enquanto nos vãos laterais

de 126 metros existem 18 aduelas mais uma de fecho, sendo que o fecho lateral é efetuado a 11 metros dos eixos dos pilares P17 e P20. Todas as aduelas apresentam um comprimento de 6 metros, à exceção das aduelas 0 e 1 que têm um desenvolvimento respetivamente de 12 e 5 metros e as aduelas de fecho que têm um comprimento de 2 metros. Na zona de ancoragem dos tirantes, existem ainda quatro diagonais metálicas por ancoragem de forma a transmitirem a componente vertical das forças de fixação às almas, sendo a ligação entre essas diagonais ao betão efetuada por intermédio de chapas dentadas, como descrito na Figura 2.14 (a). Finalmente, é de referir que o atirantamento do tabuleiro é iniciado na terceira aduela.

4.3. PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo adotado é semelhante ao descrito na Figura 2.18 em que as aduelas são executadas desde os mastros até às extremidades. Assim, a execução do tabuleiro junto dos mastros compreende genericamente as seguintes fases (AutoestradasXXI [et al.], 2010b):

- Cimbra instalado na aduela i-1, para betonagem da aduela i;
- Tensionamento do tirante da aduela i-1;
- Betonagem da aduela i;
- Aplicação do pré-esforço da fase de construção da aduela i (barras de pré-esforço), normalmente com 1 ou 2 dias de idade.

Os quatro vãos extremos são executados com recurso às vigas de lançamento dos sub-viadutos laterais, sendo que se betona aproximadamente até um quinto do vão seguinte. As vigas de lançamento apenas executam o caixão unicelular, sendo que as consolas e colocação das escoras pré-fabricadas de betão são executadas em segunda fase utilizando um carro de abas. Os pilares P18 e P19 são executados com recurso a cofragens auto-trepantes, em trechos de 5 metros, enquanto os restantes são executados com recurso a cofragens deslizantes (AutoestradasXXI [et al.], 2010c). Todos os elementos estruturais são betonados *in situ*, à exceção das escoras pré-fabricadas do tabuleiro.

Assim, o processo construtivo do Viaduto do Corgo pode ser sintetizado em quatro fases (ver anexo A):

- Execução de fundações e pilares e montagem das vigas de lançamento;
- Execução dos tabuleiros nascente e poente por viga de lançamento, dos mastros e do tabuleiro central por aduelas;
- Execução dos fechos laterais do sub-viaduto Central;
- Execução do fecho central, reajustamento do esforço instalado nos tirantes 20, 21 e 22, bem como execução do pavimento, do separador central e demais acabamentos.

4.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA

Na modulação numérica procurou-se reproduzir com o máximo rigor não só todos os elementos estruturais do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo, mas também todo o faseamento construtivo da obra e historial de carregamento, bem como o comportamento dos materiais. Como a obra em causa se encontra à data da elaboração desta dissertação em construção, apenas até o dia 25 de abril de 2012 o modelo se encontra com as datas reais do faseamento construtivo, fornecidas pelo empreiteiro responsável pela obra sendo que a partir dessa data foram feitas estimativas com base nos rendimentos de obra. O *software* utilizado foi o *Evolution* (Ferraz, M.Â.C., 2010), desenvolvido no âmbito de uma Tese de Doutoramento na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, e permite efetuar uma

análise incremental passo a passo, importante na aferição dos efeitos reológicos do betão no comportamento da estrutura durante a sua construção e vida útil.

4.4.1. PLATAFORMA *EVOLUTION*

O programa *Evolution* (Ferraz, M.Â.C., 2010) é um *software* académico de análise estrutural vocacionado para a análise do comportamento de obras de arte, tanto na fase construtiva como após a entrada em serviço e possui as seguintes funcionalidades (Ferraz, M.Â.C., 2010):

- Consideração das componentes instantânea e diferida do comportamento dos materiais;
- Consideração dos efeitos das deformações impostas induzidas pelas variações de temperatura e da retração do betão;
- Análise não-linear geométrica associada a elementos esbeltos, nomeadamente nos tirantes de retenção e pilares esbeltos;
- Diferentes tipos de ligações ao exterior e entre elementos;
- Simulação de intervenções de reforço e/ou de reabilitação;
- Determinação das frequências próprias e modos de vibração em qualquer fase da vida da obra.

O *software* apresenta ainda algumas funcionalidades úteis à análise e ao desenvolvimento do modelo em estudo que, baseadas na estimativa de tensões e deformações, possibilitam o controlo da geometria, a avaliação da segurança da estrutura, e a verificação da funcionalidade e monitorização da estrutura na fase de construção e exploração (Ferraz, M.Â.C., 2010).

O recurso ao Método dos Elementos Finitos (MEF) permite a resolução de vários problemas complexos, entre os quais a análise estrutural. O programa utilizado, baseado no MEF e recorrendo à teoria dos grandes deslocamentos, utiliza uma formulação tridimensional baseada em elementos finitos de viga, que se apoia na formulação de Timoshenko com análise não-linear geométrica e na discretização das secções transversais por fibras para modelação das peças lineares. Já a modelação dos tirantes de retenção, ao contrário do método mais usual baseado num módulo de elasticidade equivalente, é realizada através de elementos que consideram na sua formulação a não-linearidade geométrica associada a esses elementos estruturais. Existem ainda formulações específicas para a modelação de armaduras passivas e cabos de pré-esforço embebidos, havendo duas formulações distintas para cabos de pré-esforço pré-tensionados e pós-tensionados (Ferraz, M.Â.C., 2010, Marques, J.P.L.A., 2011).

Na verdade, por várias razões poder-se-á estar perante um problema múltiplo de não-linearidades, podendo-se agrupar esses problemas em três categorias (Ferraz, M.Â.C., 2010):

- Alteração do esquema estrutural (como por exemplo adição ou subtração de elementos ou apoios no faseamento construtivo), por evolução do carregamento (como por exemplo a adição, subtração ou aplicação gradual de cargas) ou por não-linearidade de contato (como por exemplo apoios unidireccionais);
- Não-linearidade geométrica, característica de elementos esbeltos como os tirantes ou cabos de pré-esforço externos;
- Não-linearidade material considerada em modelos constitutivos, como por exemplo modelos elasto-plásticos.

Uma capacidade essencial na modelação de processos construtivos é a capacidade de “ligar” e “desligar” componentes do problema. Na verdade, não é possível uma análise realista e rigorosa do processo construtivo de uma obra de arte sem que haja a capacidade de remover ou adicionar componentes de forma a modelar corretamente a alteração do sistema estrutural aquando da adição ou

remoção de um elemento ou apoio. Esta capacidade é conferida pela utilização do processo incremental que permite adicionar uma componente no incremento i , e remove-la no incremento $i+n$. Por exemplo, aquando da operação da substituição de um tirante, permite desligar o tirante anteriormente instalado e ligar depois um novo tirante quando a operação for finalizada (Ferraz, M.Â.C., 2010).

O programa utilizado permite ainda, graças à implementação do processo incremental, a introdução da variável tempo na análise do problema, dado que a cada incremento de análise se pode associar uma variável que define o instante em que esse incremento se realiza. De facto, a introdução da variável cronológica é fundamental na simulação dos efeitos diferidos uma vez que não é possível modelar corretamente fenómenos como a retração, a fluência e a maturação do betão, sem a existência de um historial preciso ao longo do tempo de todas as componentes envolvidas. Por fim, na Figura 4.5 encontra-se uma vista geral do programa de cálculo *Evolution* (Ferraz, M.Â.C., 2010).

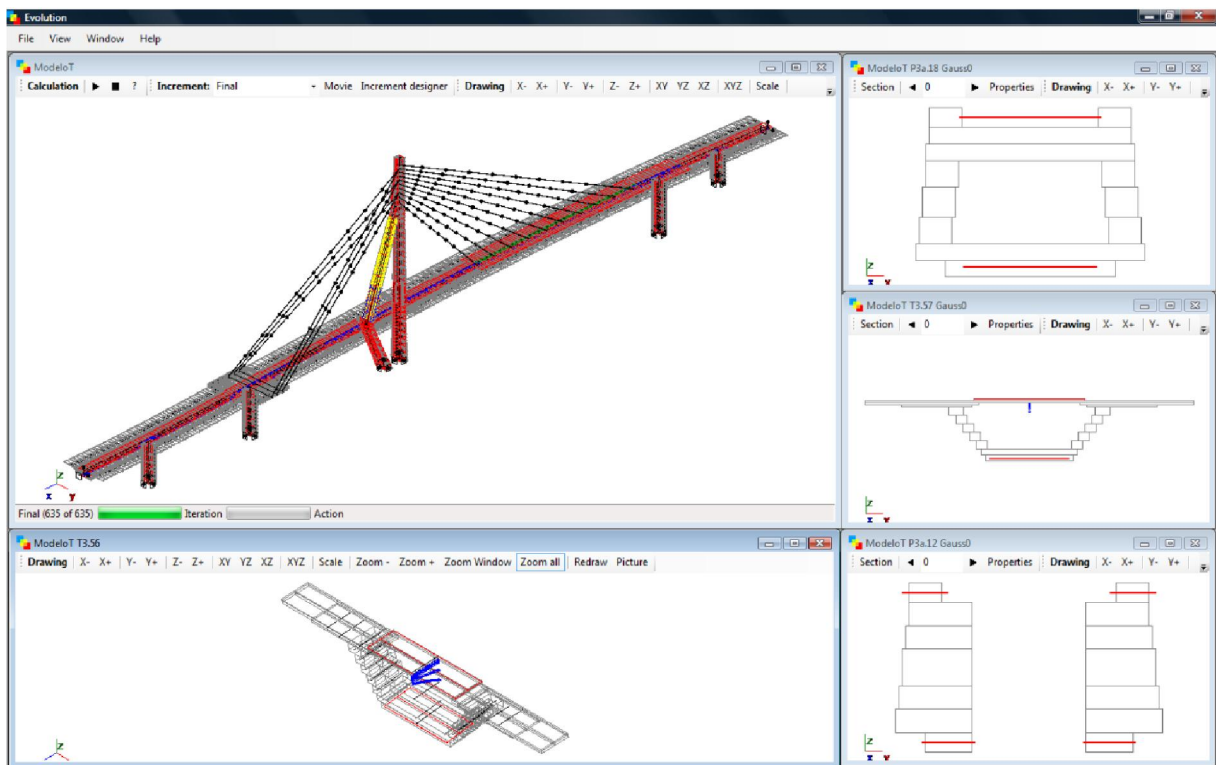


Figura 4.5 – Vista geral do programa de cálculo Evolution (Ferraz, M.Â.C., 2010).

4.4.2. MODELO

Como foi já referido anteriormente, na modelação numérica do faseamento construtivo do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo procurou-se reproduzir com o máximo rigor não só a geometria da obra de arte em análise, mas também os materiais utilizados, o faseamento construtivo e o historial de carregamento. A modulação da estrutura foi efetuada no referencial XYZ, sendo a direção X coincidente com o eixo longitudinal do viaduto, a direção Y transversal ao tabuleiro e a direção Z o eixo vertical. Para uma maior facilidade de cruzamento com o modelo elaborado com outros modelos numéricos que possam vir futuramente a ser elaborados dos sub-viadutos laterais, utilizou-se para os valores das abcissas X de todos os elementos modelados os mesmos da quilometragem do projeto da

obra de arte. Na modelação numérica efetuada, foram então utilizados 2250 nós, 1064 elementos de viga de 3 nós de inércia variável com dois pontos de Gauss cada, de forma a que a integração seja exata, e 560 elementos de tirante. Na Figura 4.6 é apresentada uma representação do modelo numérico desenvolvido.

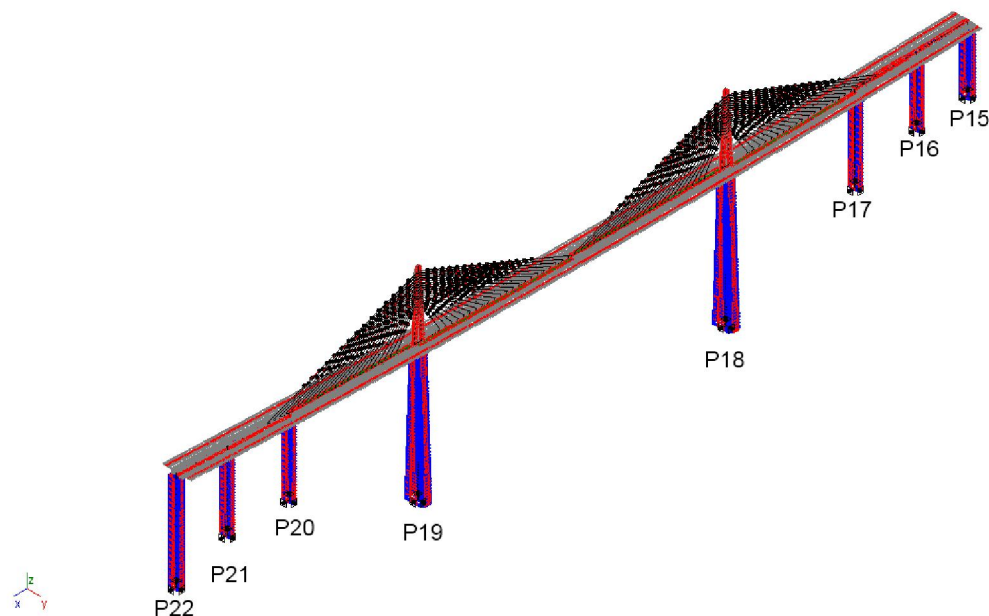


Figura 4.6 – Modelo numérico do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo (conteúdos de ecrã *Evolution*).

4.4.2.1. Ligações

Na modelação efetuada foram utilizados três tipos de ligações do leque disponível na plataforma utilizada. Assim, foram utilizadas 48 ligações *IMPOSEDDOF*, 76 ligações *SAMEDOF* e 670 ligações *MASTERDOF*. A ligação tipo *IMPOSEDDOF* impõe que o deslocamento ou rotação no grau de liberdade definido é nulo. Assim, o encastramento de um nó é realizado com seis ligações *IMPOSEDDOF*, uma em cada grau de liberdade. Essas ligações foram utilizadas nas ligações dos pilares ao exterior, tendo-se considerado por simplificação o arranque dos pilares a meia altura das respetivas sapatas. Referir ainda que os diafragmas dos pilares P18 e P19 e os capitéis dos pilares não foram modelados por terem uma influência muito vã na análise efetuada, no entanto não se deixou de considerar o peso próprio dos mesmos, quer como peso próprio, quer como massa na análise modal. Da mesma forma, os maciços de ancoragem dos tirantes no tabuleiro foram apenas considerados no peso próprio e massa da estrutura.

Já as ligações do tipo *SAMEDOF* permitem definir que dois nós tenham o mesmo deslocamento ou rotação segundo um determinado grau de liberdade, servido por exemplo, para simular ligações monolíticas ou deslizantes. Assim, este tipo de ligação foi utilizado entre os topos dos pilares P16, P17, P20 e P21 nas direções segundo Y, Z e rotações segundo X (Figura 4.7). Até à execução dos fechos laterais, o travamento longitudinal do tabuleiro nesses apoios foi feito também com recurso a ligações *SAMEDOF*, que então foram desligadas após a execução dos fechos laterais. Mais ainda, como às barras e nós de cada tramo foram atribuídas nomenclaturas diferentes e não ordenadas entre tramos, para se ligar os nós extremos dos tramos de tabuleiro foram utilizadas seis ligações *SAMEDOF* entre cada par de nós (uma por cada grau de liberdade).

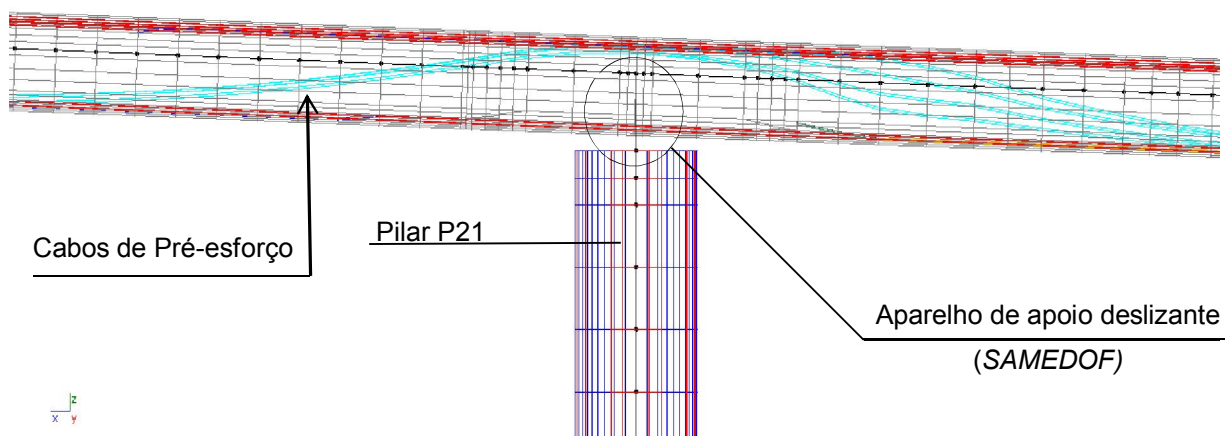


Figura 4.7 – Alçado de pormenor das ligações entre o topo dos pilares P16/P21 e o tabuleiro.

No que se refere às ligações do tipo *MASTERDOF*, estas permitem que o deslocamento e/ou rotação segundo um dado grau de liberdade de um nó (*slave*) seja condicionado pelo deslocamento e/ou rotação de um outro nó (*master*). Assim, como o início do tabuleiro nos pilares P15 e P22 se encontra excêntrico relativamente ao eixo do pilar, foram aí usadas ligações do tipo *MASTERDOF* na direção Z entre o nó do topo do eixo do pilar (*master*) e o primeiro nó do tabuleiro (*slave*) (Figura 4.8). Nas restantes direções, as ligações entre pilares e tabuleiro foram idênticas ao referido anteriormente para os pilares P16, P17, P20 e P21.

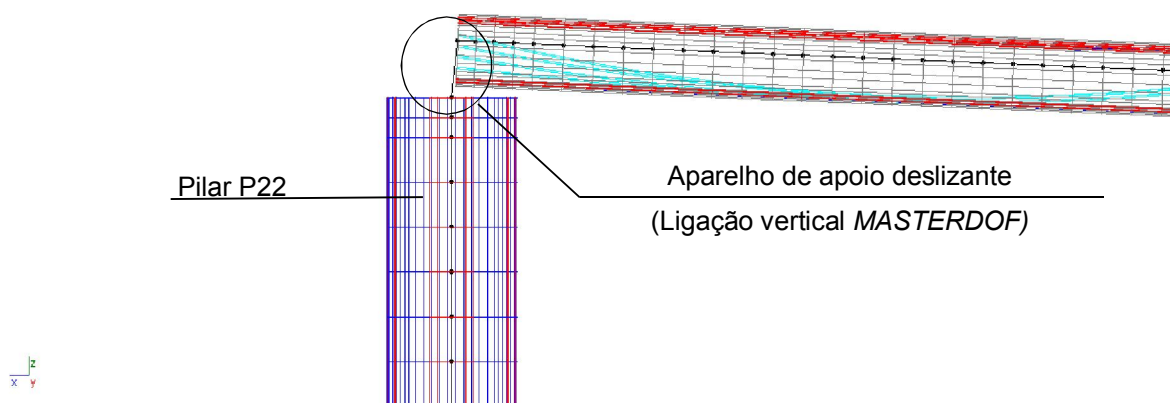


Figura 4.8 – Alçado de pormenor da ligação entre os pilares P15/P22 e o tabuleiro (conteúdos de ecrã *Evolution*).

Já a ligação entre os pilares P18 e P19¹ com o tabuleiro foi feita com ligações *SAMEDOF* nos seis

¹ Na verdade, por convenção, o elemento estrutural mastro não se inicia apenas ao nível do tabuleiro, mas sim desde a fundação. Para uma maior simplicidade e clarividência na transmissão de ideias, optou-se neste caso por denominar a parte do mastro que vai desde a fundação até ao nível do tabuleiro por pilar, sendo que sempre que se usa a nomenclatura mastro neste capítulo e seguintes refere-se à parte superior do mastro desde o nível do tabuleiro.

graus de liberdade, dado que essa ligação é monolítica. No entanto, dada a grande largura da secção dos pilares, houve necessidade de fazer 10 ligações *MASTERDOF* entre o nó do topo do pilar e o nó do tabuleiro sobre o bordo do pilar, deixando apenas livre o grau de liberdade segundo o eixo longitudinal da obra de arte de forma a que no modelo numérico não se surjam tensões excessivas e irrealistas nessas zonas quando a estrutura é sujeita a ações térmicas. Se não se tivesse em atenção a consideração dessas ligações, levaria à presença consolas com mais 5,5 metros de comprimento (metade da largura longitudinal do pilar), o que implicaria deformadas e deslocamentos excessivos não realistas uma vez que o pilar tem uma secção quase maciça nessa zona. Naturalmente que isso condiciona a obtenção de tensões e extensões na zona do tabuleiro sobre o mastro, no entanto para uma modelação mais real e precisa tal deveria ser efetuado com outro tipo de elementos finitos, como por exemplo elementos finitos de casca ou elementos finitos sólidos, que não se encontram disponíveis no *software* utilizado. Já a ligação entre as “pernas” dos mastros e o pilar foi feita com recurso a 12 ligações *MASTERDOF* por mastro (Figura 4.9). Também as ligações entre as “pernas” e topo dos mastros foram efetuados por 12 ligações *MASTERDOF* por mastro, uma vez que foram modeladas com elementos de barra independentes (Figura 4.10).

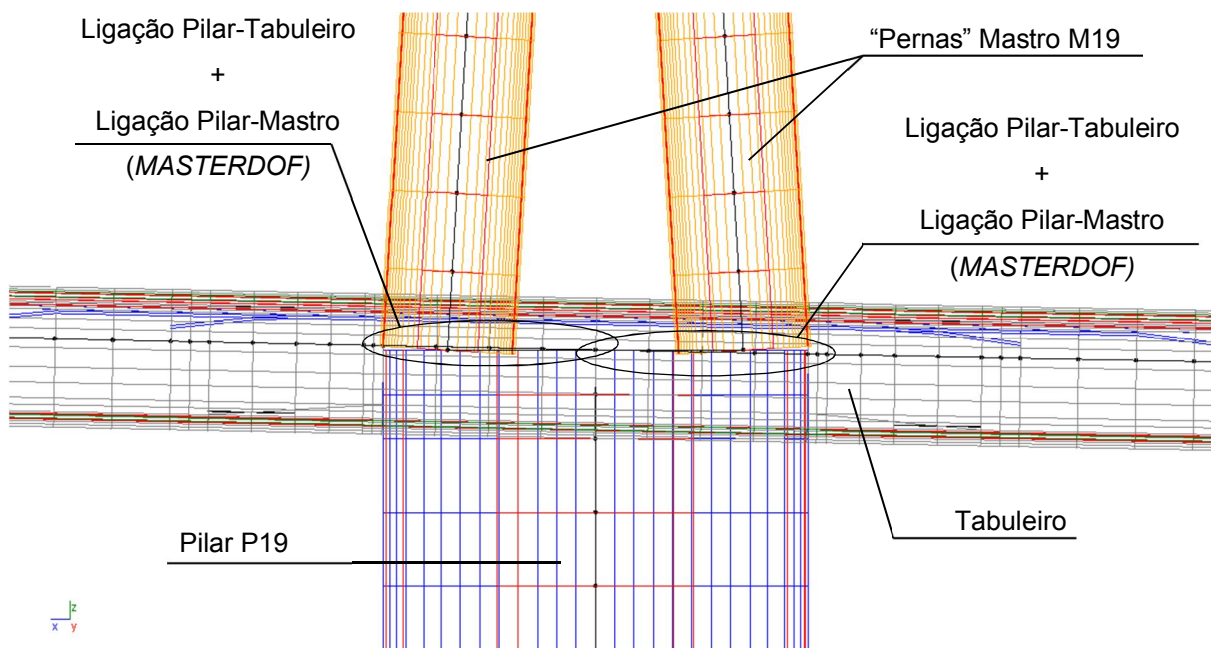


Figura 4.9 – Alçado de pormenor da ligação dos mastros ao tabuleiro (conteúdos de ecrã *Evolution*).

No que diz respeito às ligações entre os tirantes e os elementos de betão, é frequente prolongar o cabo até ao eixo geométrico do tabuleiro e dos mastros. No entanto, esse prolongamento implicaria mais nós e mais elementos de barra, o que multiplicado pelo número de fibras de cada secção tornaria um modelo numérico ainda mais “pesado”. Além do mais, tal consideração será talvez menos correta, uma vez que o tirante é ancorado ao nível da laje superior do tabuleiro, e neste o esforço do tirante é transmitido à secção através de diagonais metálicas interiores ao caixão, que são normais à laje superior do caixão. Assim, a ligação entre os tirantes e tabuleiro foi feita com três ligações *MASTERDOF*, uma em cada grau de liberdade de translação, entre o último nó do tirante junto à superfície do tabuleiro e o nó imediatamente mais próximo (preferencialmente na vertical), tendo como nó *master* o nó do tabuleiro (Figura 4.11). Da mesma forma, as ligações entre os tirantes e os

mastros foram efetuadas com três ligações *MASTERDOF* segundo os três graus de liberdade de translação entre o nó do tirante junto à superfície do mastro (slave) e o nó horizontalmente mais próximo (*master*) (Figura 4.12). Dado que se está a modelar selas de desvio sem deslizamento, esta será também a forma mais correta de modelação destas ligações em detrimento de executar a ligação na projeção do tirante até ao eixo do mastro.

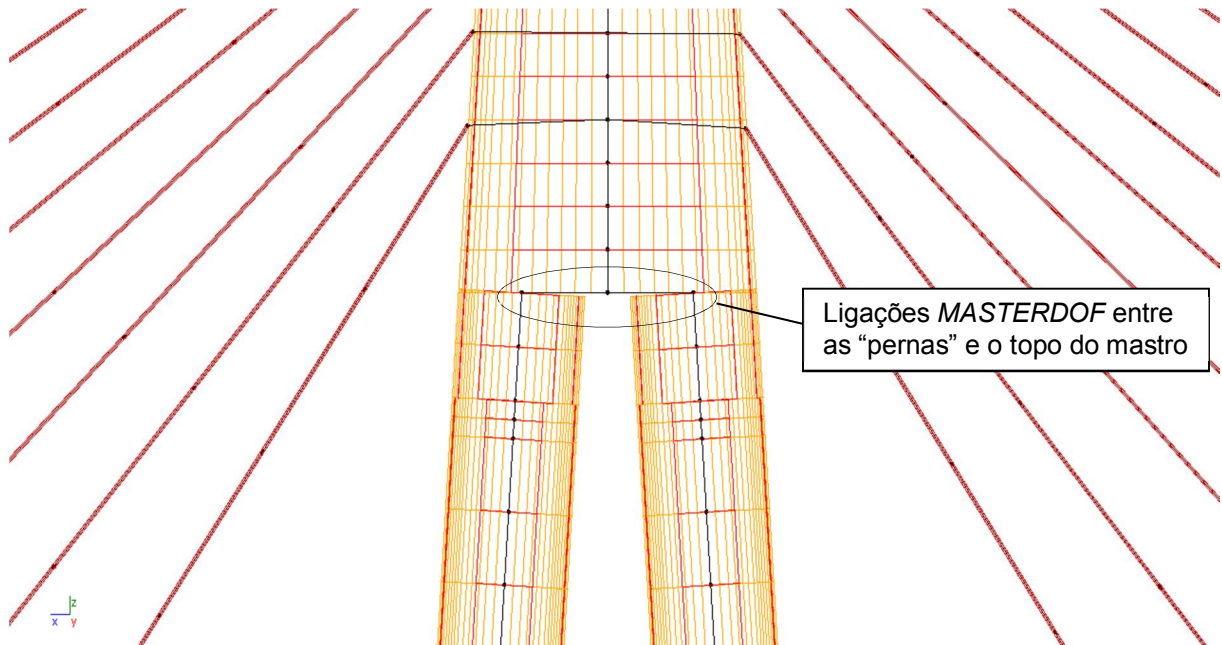


Figura 4.10 – Alçado de pormenor da ligação entre as “pernas” e o topo dos mastros (conteúdos de ecrã *Evolution*).

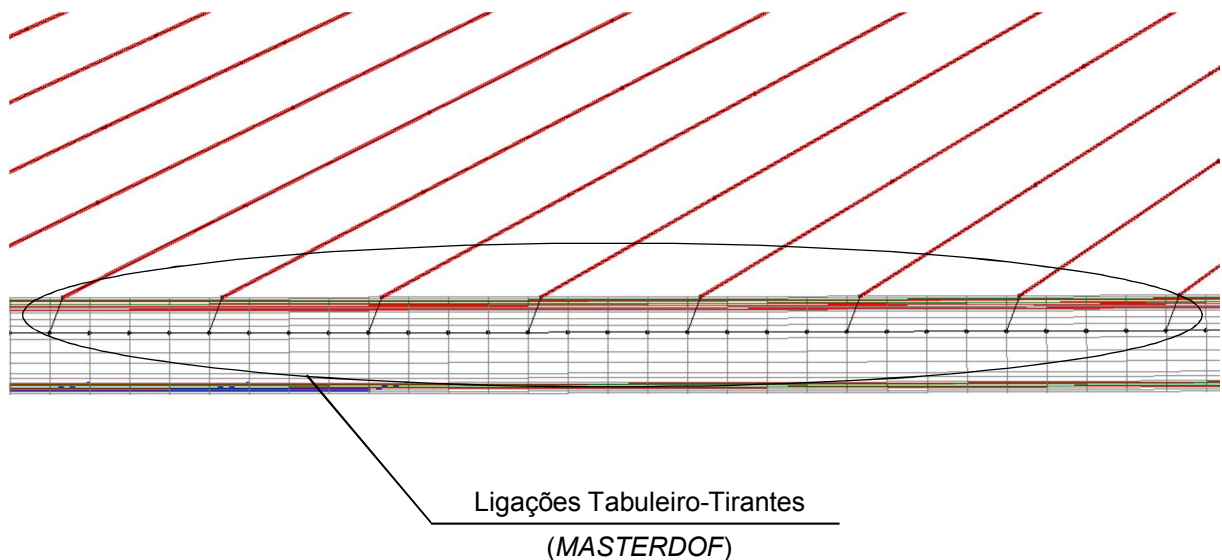


Figura 4.11 – Alçado de pormenor das ligações dos tirantes ao tabuleiro (conteúdos de ecrã *Evolution*).

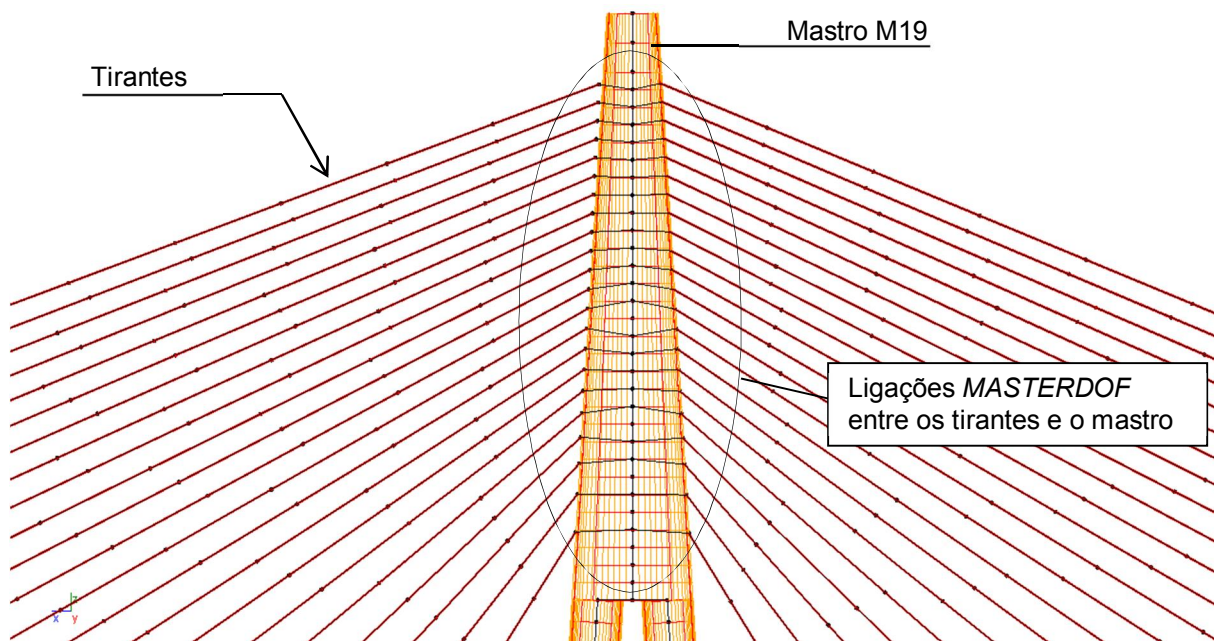


Figura 4.12 – Alçado de pormenor das ligações entre os mastros e os tirantes (conteúdos de ecrã *Evolution*).

No entanto, para aferir as diferenças entre o prolongamento do tirante até ao eixo da secção ou executar essa ligação através de uma ligação do tipo *MASTERDOF* entre o nó imediatamente abaixo ou o nó anterior, aferiu-se as diferenças ao nível de tensões e deslocamentos usando as três alternativas numa viga de 6 metros de desenvolvimento longitudinal encastrada numa extremidade e com um tirante inclinado a 45° noutra. A consola, de secção retangular de 40 cm de base e 60 cm de altura, encontra-se sujeita ao seu peso próprio e a uma carga uniformemente distribuída de 15 kN/m. O tirante encontra-se com um esforço axial de 100 kN. O modelo M1 contempla então a projeção da trajetória do cabo até ao eixo da consola, enquanto o modelo M2 a ligação entre a consola e o tirante foi feita através de uma ligação *MASTERDOF* entre o nó do tirante à superfície da consola e o nó da consola imediatamente abaixo, e o modelo M3 é semelhante ao M2 com a variação de ser ligado ao último nó do elemento de barra imediatamente anterior ao elemento onde o tirante une com a viga (ver Figura 4.13).

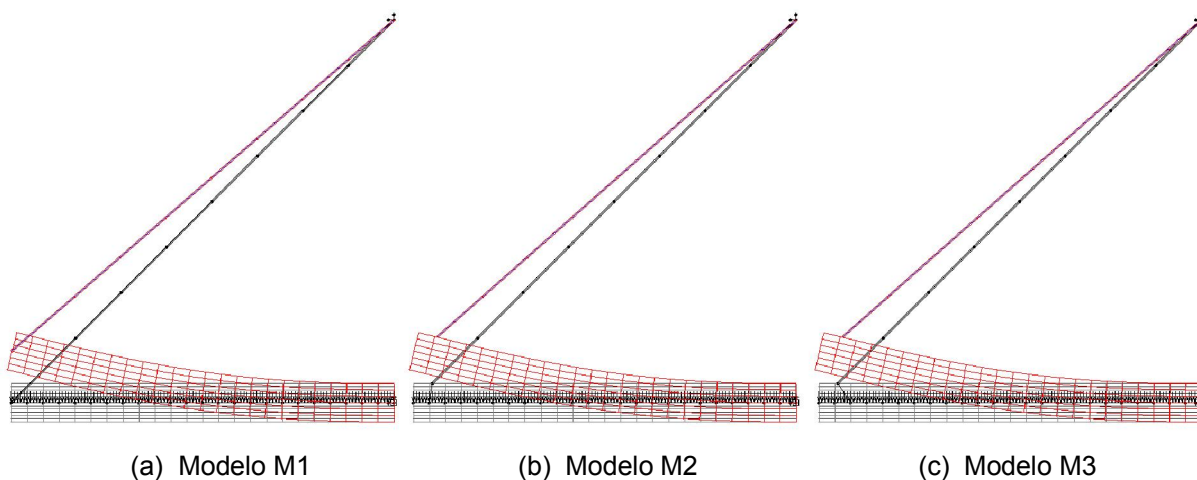


Figura 4.13 – Representação gráfica dos três modelos considerados e respetiva deformada, ampliada a 100 vezes (conteúdo de ecrã *Evolution*).

Uma análise comparativa entre os valores obtidos para as reações no apoio da viga, para os deslocamentos e rotações na extremidade e a meio vão, e a análise das tensões obtidas nas fibras inferior e superior nos diferentes modelos considerados, permite tirar algumas conclusões interessantes. Analisando então os valores obtidos para as reações de apoio da viga, presentes no Quadro 4.1, constata-se que não existem diferenças significativas entre os três modelos considerados, embora os modelos M1 e M2 se aproximem melhor.

Quadro 4.1 – Reações de apoio nos três modelos considerados e diferenças relativas a M1.

Reações	M1		M2		M3	
	Valor	Valor	Diferença	Valor	Diferença	
N_x [kN]	70.758	70.751	0.01%	70.751	0.01%	
V_z [kN]	55.337	55.330	0.01%	55.330	0.01%	
M_y [kN.m]	46.552	46.544	0.02%	46.521	0.07%	

Já no que diz respeito aos deslocamentos e rotações nas secções a meio vão e de extremidade da consola (Quadro 4.2), constata-se que o modelo M3 afasta-se um pouco dos outros dois, principalmente no que diz respeito à secção da extremidade da viga, o que seria de esperar uma vez que o último elemento da viga no modelo M3 encontra-se totalmente em consola. As diferenças são maiores na secção de extremidade da viga, principalmente no que diz respeito às rotações. No entanto, as diferenças encontradas no âmbito da Engenharia Civil não são significativas, podendo-se considerar que qualquer uma das formas de modelar descreve eficazmente a situação real.

Quadro 4.2 – Deslocamentos e rotações a meio vão e na extremidade da viga e diferenças relativas a M1.

		M1		M2		M3	
		Valor	Valor	Diferença	Valor	Diferença	
Deslocamento Vertical (m)	Meio vão	0.0018	0.0018	0.02%	0.0018	0.04%	
	Extremidade	0.0081	0.0081	0.14%	0.0081	0.41%	
Rotações segundo Y (°)	Meio vão	-0.0014	-0.0014	0.02%	-0.0014	0.04%	
	Extremidade	-0.0025	-0.0025	0.46%	-0.0024	1.76%	

Relativamente às tensões verificadas ao longo da viga algo muito semelhante se pode observar sendo que, como seria de esperar, as tensões medidas no último elemento da viga diferem consideravelmente entre os modelos M2 e M3 e o modelo M1. No entanto as diferenças verificadas rondam aproximadamente os 0,12% no último ponto de Gauss do penúltimo elemento, sendo que nos restantes elementos se verificam diferenças de aproximadamente 0,03%. Naturalmente, que estas diferenças não serão significativas na análise de estruturas de engenharia civil. Assim, pode-se concluir que a opção tomada na modelação das ligações dos tirantes do sub-viaduto Central do Viaduto do Corgo não sai prejudicada relativamente à opção pelo prolongamento do elemento de tirante até ao eixo do tabuleiro, com o acréscimo de se ter um modelo menos “pesado” computacionalmente. Por outro lado, embora as tensões na extremidade da consola assumam diferenças elevadas entre os modelos M1 e os modelos M2 e M3, muito provavelmente a adoção de uma solução semelhante à do modelo M2 é mais condizente com a realidade uma vez que os tirantes não são ancorados no eixo da secção do tabuleiro,

mas sim na laje superior deste, havendo depois distribuição das forças através dos tirantes metálicos inclinados interiores ao caixão.

4.4.2.2. Secções transversais

Na modelação da estrutura foram utilizadas 19212 fibras do tipo *TIMOSHENKO* (utilizado na modelação das fibras de betão), 3792 fibras do tipo *REINFORCEMENT* (utilizado na modelação das armaduras ordinárias) e 1784 fibras do tipo *EMBEDDED CABLE* (utilizadas na modelação dos cabos de pré-esforço). Uma vez que o presente trabalho tem como principal objetivo a análise do comportamento sob ações verticais e a obra de arte tem um desenvolvimento em planta retilíneo, na discretização das secções transversais do tabuleiro, pilares e mastros efetuada privilegiou-se a divisão das secção em fibras na direção vertical. Na modelação das armaduras ordinárias seguiu-se um critério análogo, tendo-se agrupado os varões por camadas, assim como os cabos e barras de pré-esforço, como se pode constatar nas Figuras 4.8 e 4.14. Na Figura 4.15 apresenta-se uma secção dos pilares P15 e P22 a título exemplificativo. Em todas as secções, procurou-se que as fibras mais distantes do eixo baricêntrico da secção tivessem uma espessura menor, uma vez que é nessas fibras que as tensões serão maiores.

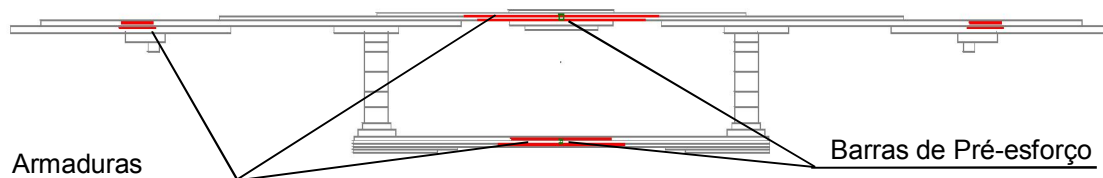


Figura 4.14 – Secção tipo do tabuleiro.

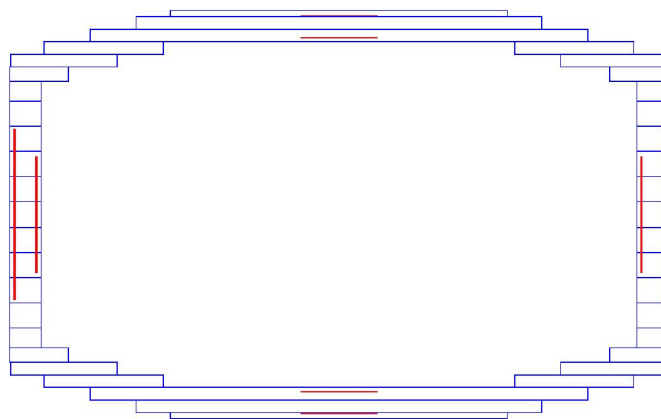


Figura 4.15 – Secção transversal do pilar P15/P22.

4.4.2.3. Operações consideradas

No total foram modeladas 412 operações, desde a execução da primeira sapata de um pilar, até 50 anos após a conclusão da estrutura para avaliação dos efeitos diferidos no comportamento estrutural. Modelaram-se todas as fases previstas como o faseamento construtivo dos pilares, do tabuleiro, aplicação de pré-esforço, tensionamento e retensionamento de tirantes, aplicação de restantes cargas permanentes e ainda incrementos para aferir os efeitos das variações de temperatura. No Quadro 4.3 apresentam-se de uma forma genérica os incrementos modelados. Além destes 412 incrementos, foram ainda considerados incrementos intermédios com o objetivo de possibilitar a distinção entre a componente instantânea e diferida causada por uma dada solicitação, perfazendo um total de 1499 incrementos. No entanto, por razões de incapacidade computacional, dado que o modelo ocupa aproximadamente 30GB de memória *RAM*, nos resultados obtidos não foram considerados os incrementos dos pilares, à exceção dos pilares/mastros 18 e 19, nem da execução das abas laterais nos vãos extremos, o que permitiu uma redução para 1166 incrementos sendo que essa redução não tem influência nos resultados globais obtidos.

4.4.2.4. Ações

Relativamente às ações consideradas no modelo numérico realizado, consideram-se todas as ações devidas ao peso próprio de materiais estruturais e não estruturais previstos em projeto. Apesar de não terem sido modeladas as armaduras transversais e as escoras externas, foram consideradas no peso próprio da secção. Dada a grande densidade de armaduras e à existência de pré-esforço transversal, pela recolha de informação junto do projetista da obra de arte, o betão armado no vão central de 300 metros tem um peso próprio de 27.35 kN/m^3 , sendo que os restantes vãos têm um peso próprio de 27 kN/m^3 . Nos restantes elementos estruturais, como pilares e mastros, foi considerado o peso próprio previsto nos regulamentos de betão armado: 25 kN/m^3 . Considerou-se um peso próprio para os tirantes de 85 kN/m^3 de forma a incluir o peso próprio das bainhas. Foram ainda considerados os pesos próprios dos maciços de ancoragem dos tirantes e das diagonais metálicas interiores através de cargas pontuais. Relativamente à simulação do processo construtivo, foram consideradas forças concentradas na extremidade da consola para simular os esforços introduzidos na estrutura pelo betão antes de ganhar resistência, sendo que essas forças são desligadas assim que se ligam os elementos correspondentes à aduela betonada e aplica o pré-esforço, uma vez que associou-se peso próprio aos elementos de barra.

Acrescentar ainda que embora relativamente à sobrecarga de estaleiro estivesse previsto um valor de 14 kN/m , nas várias visitas efetuadas à obra foi possível verificar que esse é um valor exagerado, tendo sido considerado no presente modelo uma sobrecarga de estaleiro de 5 kN/m . No que diz respeito aos tirantes, foram consideradas as tensões previstas em projeto e nas barras e cabos de pré-esforço, foi considerado um pré-esforço de 70% e 80%, respetivamente, da carga última de rotura.

Quadro 4.3 – Operações modeladas.

Fase	Descrição	Fase	Descrição
P15-n	Execução do pilar P15 - fase n de 13	P18DTn	Destensionamento do tirante n de 3 afeto ao pilar P18
P16-n	Execução do pilar P16 - fase n de 12	P18RTn	Retensionamento do tirante n de 3 afeto ao pilar P18
P17-n	Execução do pilar P17 - fase n de 15	P19DTn	Destensionamento do tirante n de 3 afeto ao pilar P19
P18-n	Execução do pilar P18 - fase n de 8	P19RTn	Retensionamento do tirante n de 3 afeto ao pilar P19
P19-n	Execução do pilar P19 - fase n de 9	RET_CAB-n	Retensionamento dos tirantes 20, 21 e 22 em n de 3
P20-n	Execução do pilar P20 - fase n de 17	RAP-n	Aplicação das restantes cargas permanentes - fase n de 3
P21-n	Execução do pilar P21 - fase n de 17	2014	1 ano após conclusão
P22-n	Execução do pilar P22 - fase n de 22	Temperature_Upfinal	Aumento da temperatura em 15°C no final do processo construtivo
D19-n	Execução do septo n de 4 no pilar P18	Temperature_Downfinal	Diminuição da temperatura em 15°C no final do processo construtivo
D18-n	Execução do septo n de 4 no pilar P19	Temperature_Offfinal	Desligar variação de temperatura no final do processo construtivo
M18-n	Execução do mastro 18 - fase n de 17	2015	2 anos após conclusão
M19-n	Execução do mastro 19 - fase n de 17	2016	3 anos após conclusão
P18BET-n	Betonagem aduelas do P18 - fase n de 26	2017	4 anos após conclusão
P18TAB-n	Ligação das barras correspondentes às aduelas betonadas e aplicação de pré-esforço - fase n de 26	2018	5 anos após conclusão
P18CAB-n	Tensionamento do tirante n de 22	2019	6 anos após conclusão
P19BET-n	Betonagem aduelas do P19 - fase n de 25	2020	7 anos após conclusão
P19TAB-n	Ligação das barras correspondentes às aduelas betonadas e aplicação de pré-esforço - fase n de 25	2021	8 anos após conclusão
P19EQP-n	Tensionamento do tirante n de 22	2022	9 anos após conclusão
T15TAB	Execução dos vão entre os pilares P15 e P16 por viga de lançamento	2023	10 anos após conclusão
T16TAB	Execução dos vão entre os pilares P16 e P17 por viga de lançamento	2033	20 anos após conclusão
AbaP-n	Execução das abas do lado poente - fase n de 8	2043	30 anos após conclusão
T21TAB	Execução dos vão entre os pilares P21 e P22 por viga de lançamento	2053	40 anos após conclusão
T20TAB	Execução dos vão entre os pilares P20 e P21 por viga de lançamento	2063	50 anos após conclusão
AbaN-n	Execução das abas do lado nascente - fase n de 6		

4.4.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Como foi referido no capítulo 3, é de importância vital a consideração do comportamento material nos modelos numéricos. Assim, nesta subsecção apresentam-se as leis de maturação, retração e fluência do betão utilizadas no modelo numérico, assim como os procedimentos utilizados para a obtenção das mesmas. Idealmente, as leis de maturação, retração e fluência deverão ser ajustadas com base em prismas colocados em obra. No entanto, dada a inexistência desses dados na data de redação desta dissertação, ajustou-se as leis de reologia do betão aos ensaios laboratoriais disponíveis à data. O betão utilizado para os pilares é o C40/50 e o betão do tabuleiro e mastros é o C50/60, ambos de endurecimento rápido.

4.4.3.1. Ajuste da lei de maturação do betão

Foi facultado o acesso a dois ensaios laboratoriais, dos quais um corresponde ao estudo de fluência de um betão C50/60 a aplicar no Viaduto do Corgo (LNEC, 2011), e outro que corresponde à determinação do módulo de elasticidade em compressão e da resistência à compressão de um betão C50/60 aplicado no tabuleiro da mesma obra de arte (LNEC, 2012). Assim, no Quadro 4.4 e Quadro 4.5 apresentam-se respetivamente os resultados obtidos para o primeiro ensaio, LNEC (2011), e para o segundo ensaio, LNEC (2012).

Quadro 4.4 – Resultados do ensaio LNEC (2011) para um betão C50/60.

t (Dias)	Provetes carregados		Provetes não carregados		f _c (MPa)
	Tensão aplicada (MPa)	EC (GPa)	Tensão aplicada (MPa)	EC (GPa)	
2	13.1	24.8	13.1	25.2	52.9
7	16.4	28.6	16.4	28.8	65.1
28	18.3	30.4	18.3	30.8	72.4

Quadro 4.5 – Resultados do ensaio LNEC (2012) para um betão do tabuleiro (C50/60).

t (dias)	Tensão aplicada (Mpa)	E _c (GPa)	f _c (MPa)
3	16.6	28.5	53
3	16.6	28.5	53.8
7	19.1	30.5	62.8
7	19.1	30.8	62.8
28	21.0	31.9	73.5
28	21.0	31.9	72.2
91	23.7	34.0	80.0
91	23.7	34.8	81.8

Foram então determinadas as leis de maturação segundo a norma europeia EC2-1 (CEN, 2010), como apresentado no capítulo 3 da presente dissertação. Assim, para a definição da lei de maturação do betão do ensaio de 2011 utilizou-se um $E_{cm} = 30.6 \text{ GPa}$ e $f_{cm} = 72.4 \text{ MPa}$, sendo que para a determinação da lei de maturação do ensaio de 2012 utilizou-se um $E_{cm} = 31.9 \text{ GPa}$ e $f_{cm} = 72.85 \text{ MPa}$. No Gráfico 4.1 encontram-se representadas as leis de maturação obtidas, bem como os resultados dos diferentes ensaios.

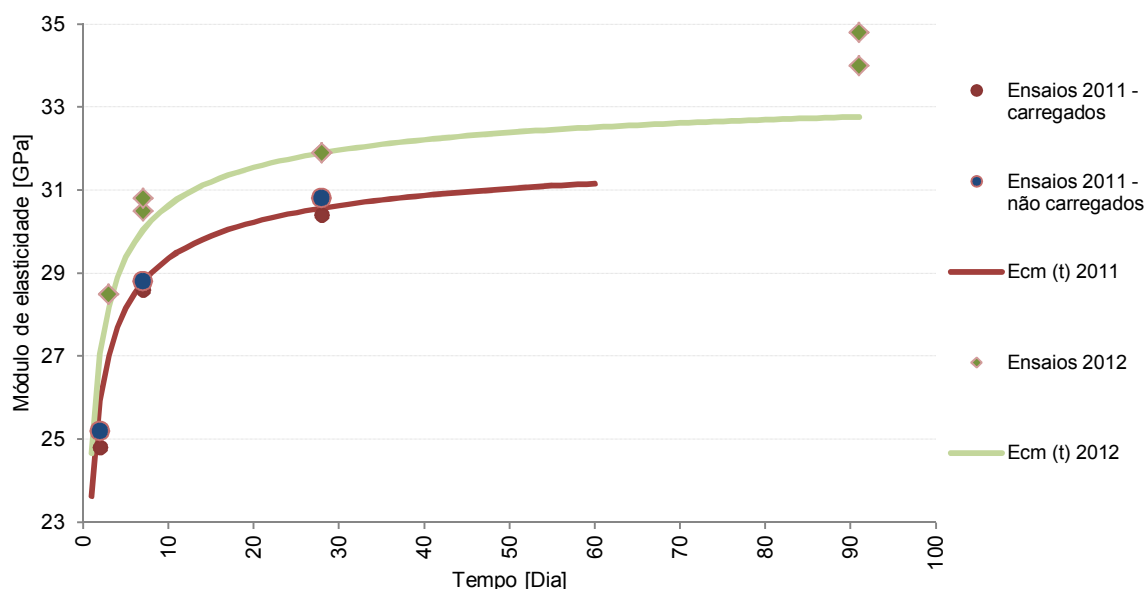


Gráfico 4.1 – Maturação do Betão do tabuleiro para os dois ensaios.

Constata-se então que os betões apresentam um comportamento bastante distinto, podendo essa diferença ser devida a múltiplas variáveis como condições de fabrico, condições ambientais, etc. Assim, optou-se pela utilização no modelo numérico elaborado da curva de maturação correspondente ao ensaio de 2012 (LNEC, 2012), uma vez que o betão utilizado neste ensaio se trata de um betão aplicado em obra, ao contrário do que acontece com o betão do ensaio de 2011 (LNEC, 2011).

No entanto, dada a diferença entre a lei de maturação estimada através do EC2-1 (CEN, 2010) e os resultados medidos em laboratório, o *software* utilizado permite o ajuste da lei da maturação da norma referida através da utilização de três coeficientes de ajuste. Assim, na expressão (3.2) utilizam-se os coeficientes C_s e $C_{\beta_{cc}}$, resultando:

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot C_s} \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{2C_{\beta_{cc}}} \right] \quad (4.1)$$

Na expressão (3.4) utiliza-se o coeficiente $C_{\beta_{E_{cm}}}$:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3C_{\beta_{E_{cm}}}} \cdot E_{cm} \quad (4.2)$$

Os coeficientes C_s , $C_{\beta_{cc}}$ e $C_{\beta_{E_{cm}}}$ são obtidos por ajuste das equações (4.1) e (4.2) aos resultados experimentais através do método dos mínimos quadrados. Os coeficientes utilizados foram então $C_s = 2$, $C_{\beta_{cc}} = 0.341$ e $C_{\beta_{E_{cm}}} = 2$, sendo que estes parâmetros foram restringidos na sua variação de

forma a não desvirtuar a lei de maturação do betão definida pelo EC2. No Gráfico 4.2 encontra-se representada a curva ajustada, $E_{cm}(t)$ 2012*, a cor azul.

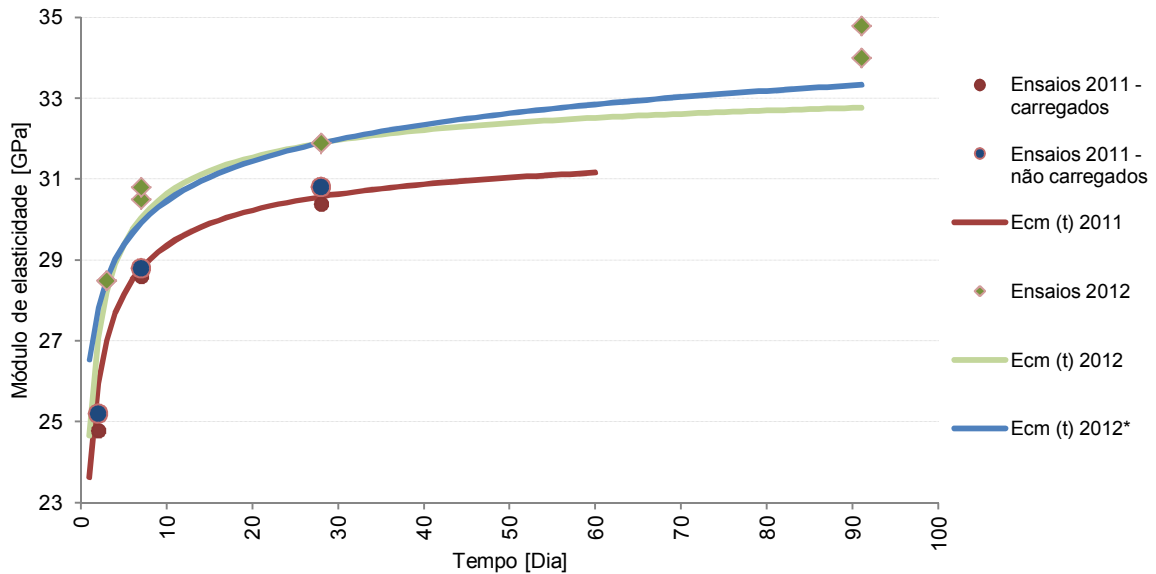


Gráfico 4.2 – Maturação do Betão do tabuleiro para os dois ensaios com ajuste da lei de maturação para o ensaio de 2012 ($E_{cm}(t)$ 2012*).

4.4.3.2. Ajuste da lei de retração do betão

Com recurso aos dados do ensaio laboratorial realizado pelo LNEC (2011), determinou-se então a lei de retração de acordo com o EC2-1 (CEN, 2010). Obteve-se então a lei de retração EC2, representada no Gráfico 4.3, com $f_{cm} = 72.4 MPa$ e considerando novamente o cimento de endurecimento rápido, tal como consta no relatório do LNEC (2011). Novamente, constata-se que existem diferenças significativas entre os valores medidos e a lei definida pelo EC2-1 (CEN, 2010). Assim, procedeu-se ao ajuste dessa mesma lei através da introdução de quatro coeficientes de ajuste. O programa utilizado prevê o ajuste da retração por secagem através da introdução dos coeficientes $C_{\epsilon_{cd,0}}$ e $C_{\beta_{ds}}$ nas equações (3.8) e (3.11), respetivamente:

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \cdot C_{\epsilon_{cd,0}} \quad (4.3)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_o^3}} \right]^{C_{\beta_{ds}}} \quad (4.4)$$

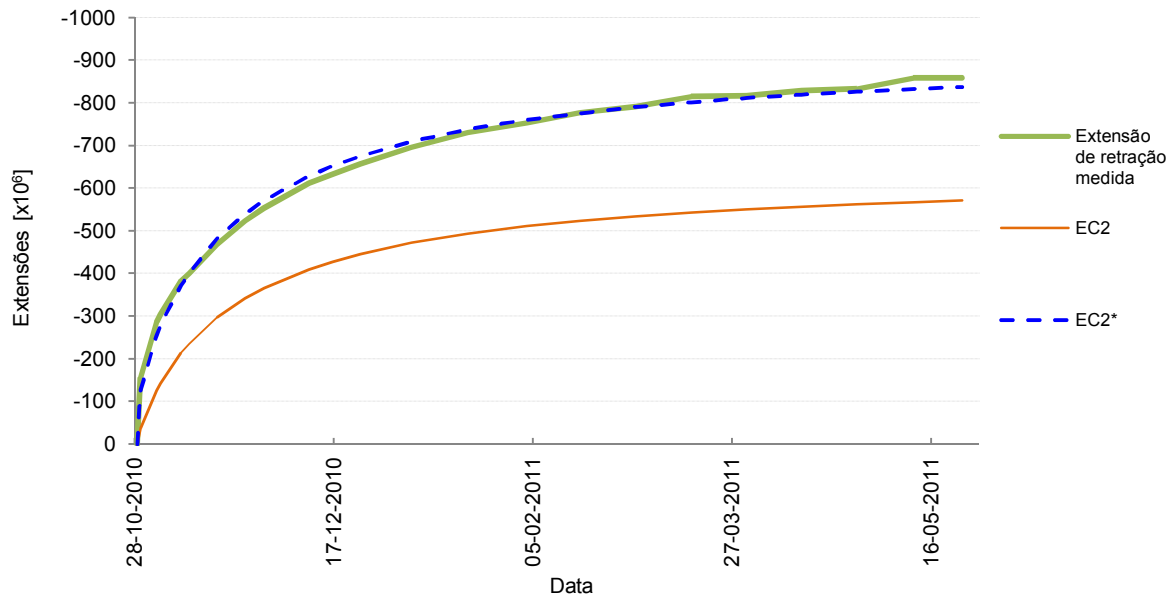


Gráfico 4.3 – Leis de retração do EC2 sem e com ajuste (EC2 e EC2*, respetivamente), e extensões de retração medidas.

A retração autógena pode ser ajustada através dos coeficientes $C_{\varepsilon_{ca},\infty}$ e $C_{\beta_{as}}$ nas equações (3.13) e (3.14), respetivamente:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = [2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}] \cdot C_{\varepsilon_{ca},\infty} \quad (4.5)$$

$$\beta_{as}(t) = [1 - e^{-0,2t^{0,5}}]^{C_{\beta_{as}}} \quad (4.6)$$

Tal como acontece nos coeficientes de ajuste da lei da maturação do betão, aqui também os coeficientes $C_{\varepsilon_{cd},0}$, $C_{\beta_{ds}}$, $C_{\varepsilon_{ca},\infty}$ e $C_{\beta_{as}}$ são obtidos pelo método dos mínimos quadrados. Usaram-se então os seguintes valores: $C_{\varepsilon_{cd},0} = 1,30$, $C_{\beta_{ds}} = 1,04$, $C_{\varepsilon_{ca},\infty} = 2,00$ e $C_{\beta_{as}} = 0,5$. No Gráfico 4.3 representa-se a lei de retração ajustada, EC2*. Embora seja difícil dar um significado físico a estes valores, porque se trata de um ajuste matemático, pode-se afirmar que ter um valor para o parâmetro $C_{\varepsilon_{cd},0}$ de 1,30 significa, de uma forma simplificada, que se considera 130% do valor de retração de secagem prevista pelo EC2-1 (CEN, 2010) dado que o coeficiente $C_{\varepsilon_{cd},0}$ afeta o valor da extensão de retração de secagem a tempo infinito. Da mesma forma, ter um valor de 2,00 para o parâmetro $C_{\varepsilon_{ca},\infty}$ corresponde a considerar que a retração autógena a tempo infinito é 200% do valor estimado pelo EC2-1 (CEN, 2010).

4.4.3.3. Ajuste da lei de fluência do betão

Para o ajuste da lei de fluência do betão do tabuleiro foram consideradas as extensões de Fluência obtidas pelo LNEC (2011) e admitindo valores de $E_{cm} = 30.6GPa$ e $f_{cm} = 72.4MPa$ e um cimento de endurecimento rápido, obtiveram-se as leis de fluências do EC2-1 (CEN, 2010) para os 2, 7 e 28 dias de carregamento. Também na fluência houve necessidade de recorrer a um ajuste da lei de fluência do EC2-1 (CEN, 2010) para que dessa forma a lei de fluência a utilizar se aproxime mais do medido em laboratório. Dessa forma, o ajuste da lei de fluência previsto no programa de cálculo utilizado prevê a utilização de dois coeficientes, C_{φ_0} e C_{β_c} , a introduzir nas expressões (3.17) e (3.24), respetivamente, tomando então o seguinte aspeto:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot C_{\varphi_0} \quad (4.7)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3C_{\beta_c}} \quad (4.8)$$

A obtenção destes coeficientes é efetuada por minimização do erro entre as leis adotadas e os valores medidos experimentalmente, através da utilização do método dos mínimos quadrados, de resto, à semelhança do que foi feito para o ajuste das leis de maturação e retração do betão. Apresentam-se então no Quadro 4.6 os coeficientes C_{φ_0} e C_{β_c} obtidos para as idades de carregamento 2, 7 e 28 dias.

Quadro 4.6 – Coeficientes C_{φ_0} e C_{β_c} para carregamentos aos 2, 7 e 28 dias.

t (dias)	2	7	28
C_{φ_0}	1.759	1.710	1.788
C_{β_c}	0.857	1.205	1.658

Embora seja difícil obter um significado físico destes coeficientes, de uma forma simplificada, poder-se-á afirmar que o C_{β_c} está relacionado com o tipo evolução das extensões por fluência, isto é, um valor baixo para este parâmetro leva a que a grande maioria das deformações por fluência ocorrem nos primeiros dias após o carregamento, sendo que nos restantes a evolução das extensões e do coeficiente de fluência se dá de uma forma menos acelerada e quase constante. Já o parâmetro C_{φ_0} está relacionado com o valor final que o coeficiente de fluência toma, sendo que quanto maior este valor, maior o valor final do coeficiente de fluência e das extensões por fluência.

Dado que o pré-esforço é aplicado durante o processo construtivo normalmente aos 2 dias de idade ou até mesmo 1 dia de idade, optou-se por introduzir no modelo apenas a lei referente aos 2 dias. Assim, apresentam-se no Gráfico 4.4 a das extensões por fluência ao longo do tempo para um carregamento aos 2 dias de idade, respetivamente, para o modelo do EC2-1 (CEN, 2010) e as respetivas leis ajustadas da forma referida anteriormente. Para o carregamento aos 7 e 28 dias de idade, são apresentados no anexo B a representação gráfica das leis de fluência determinadas.

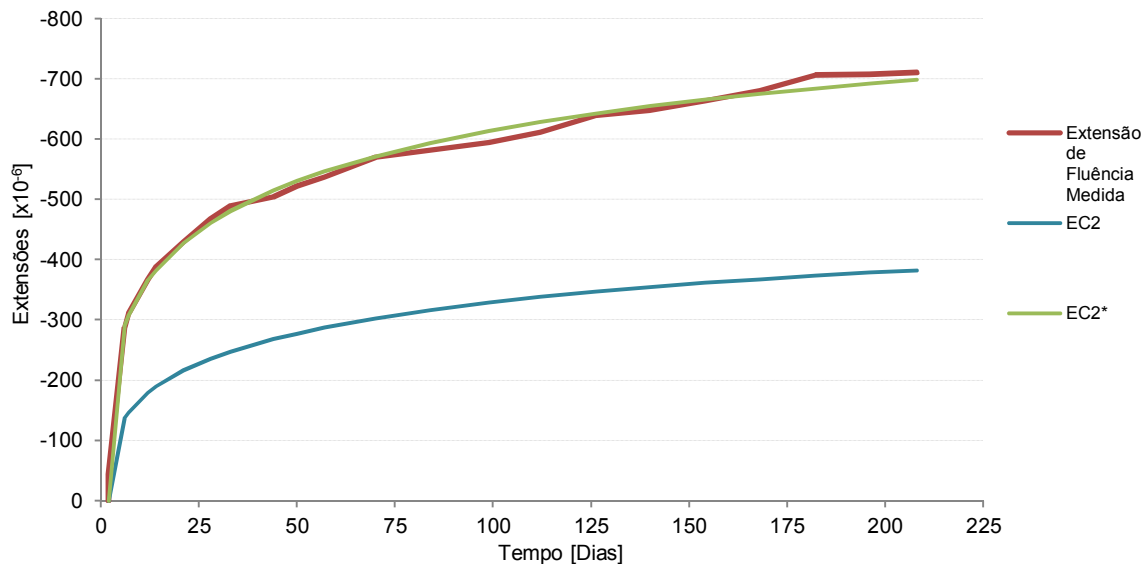


Gráfico 4.4 – Extensões por fluência medidas, estimadas pela lei de fluência do EC2 e ajustada (EC2*) para carregamento aos 2 dias.

De notar ainda que as leis de comportamento do material aqui obtidas poderão estar ainda assim longe do registado em obra, desde logo porque é impossível reproduzir em laboratório as condições do local onde se insere a obra de arte, como é exemplo a temperatura e a humidade relativa. Além do mais, em secções em caixão quase que se pode afirmar que se encontram submetidas a dois ambientes distintos em simultâneo: um com uma temperatura e humidade relativa quase constante e com pequenas variações ao longo do tempo, no interior do caixão, e outro ambiente na envolvente à estrutura, sujeito a variações de temperatura ao longo do dia devido, por exemplo, à incidência de luz solar, além que apresenta consideráveis variações de humidade relativa ao longo do tempo. Por outro lado, as secções da obra de arte apresentam uma secção transversal e um perímetro de exposição bastante distinto dos provetes utilizados nos ensaios mencionados, fatores que levam a espessuras equivalentes distintas, sendo esse também um parâmetro importante na aferição das leis de comportamento do betão. Todos estes fatores, como foi visto no capítulo 3 da presente dissertação, influenciam de forma considerável o comportamento do material. No entanto, mesmo no conhecimento de todas estas restrições, considera-se que é mais adequada a utilização dos valores obtidos por ensaios laboratoriais do que a adoção dos valores característicos para alguns parâmetros definidos na norma europeia.

Por fim, é de referir que relativamente ao betão dos mastros, na falta de informação e como este se trata também de um betão C50/60 utilizaram-se as mesmas leis de maturação, retração e fluência do betão do tabuleiro. Já para o betão dos pilares, na falta de resultados de ensaios, como se trata de um betão C40/50 utilizaram-se as leis características definidas do EC2-1 (CEN, 2010), isto é, utilizaram-se os valores característicos de comportamento do betão definidos nessa norma.

4.4.4. MONITORIZAÇÃO PERMANENTE

Na presente subsecção apresenta-se a localização dos extensómetros do sistema de monitorização desenvolvido pela NewMENSUS e LABEST (AutoestradasXXI [et al.], 2010a) para o acompanhamento do faseamento construtivo e da fase de exploração do Viaduto do Corgo, com particular foco nos extensómetros cujos resultados foram utilizados nesta dissertação.

Assim, foram utilizados no âmbito desta dissertação os resultados de 16 extensómetros instalados junto aos mastros, existindo quatro em cada um dos lados dos mastros, dos quais dois se encontram junto da laje inferior do caixão (extensómetros inferiores) e outros dois junto da laje superior do caixão (extensómetros superiores). Os extensómetros T-P18a e T-P18b encontram-se então a 13 metros do eixo do pilar P18, sendo que os extensómetros T-P18a encontram-se do lado poente do viaduto e os extensómetros T-P18b do lado do vão central de 300 metros (ver Figura 4.16) (AutoestradasXXI [et al.], 2011a, AutoestradasXXI [et al.], 2011b). Já os extensómetros T-P19b e T-P19c, encontram-se a 8,40 metros do eixo do pilar P19, sendo que os extensómetros T-P19b se encontram do lado do vão central, enquanto os extensómetros T-P19c se encontram do lado nascente do viaduto (ver Figura 4.17) (AutoestradasXXI [et al.], 2011c, AutoestradasXXI [et al.], 2011d). Utilizaram-se ainda os resultados de uma célula de carga instalada no tirante T18L06 (ver Figura 4.16).

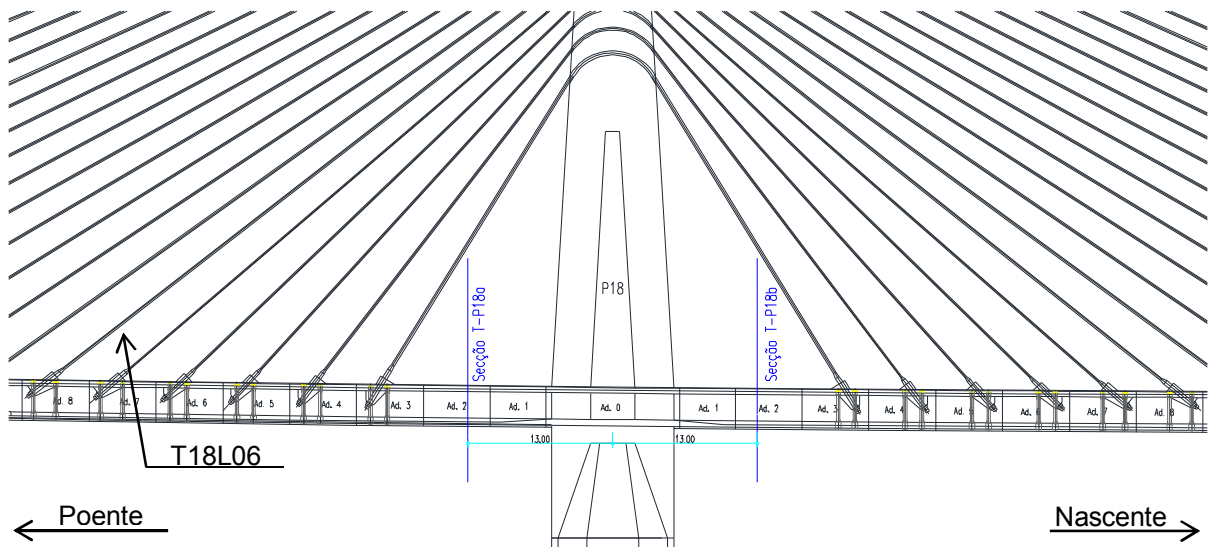


Figura 4.16 – Localização dos das secções instrumentadas junto do mastro 18.

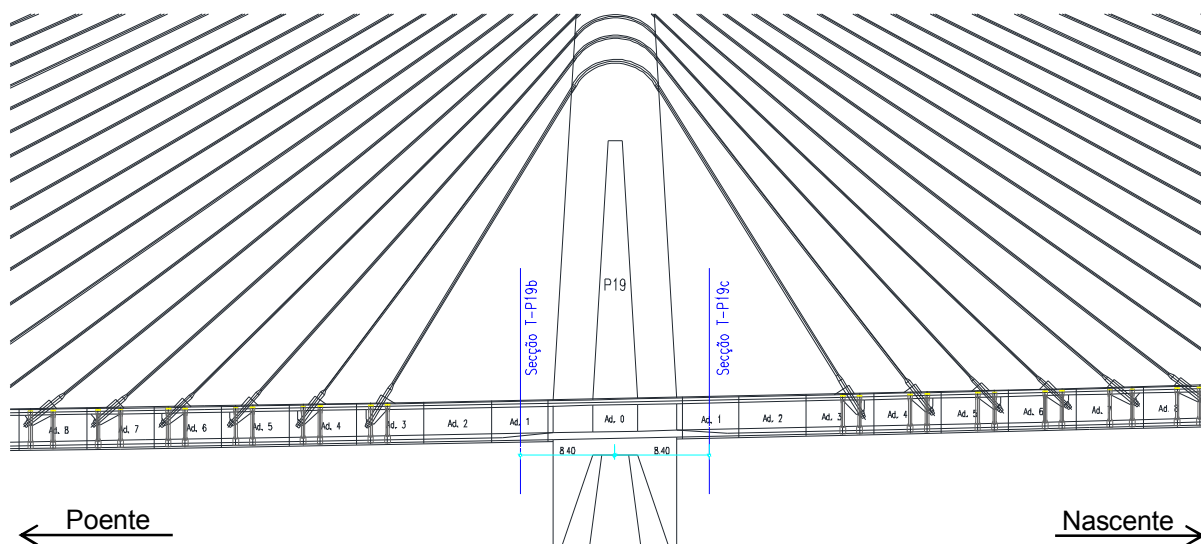


Figura 4.17 – Localização das das secções instrumentadas junto do mastro 19.

Por fim, é de referir que os extensómetros foram simulados no modelo numérico elaborado colocando nas posições onde estes foram instalados fibras com uma secção transversal quadrada de 1cm^2 . Como o modelo elaborado apenas permite a análise para as cargas verticais longitudinais, tratando-se por isso de um modelo plano, introduziu-se apenas uma fibra por cada par de extensómetros na direção transversal.

5

RESULTADOS

5.1. INTRODUÇÃO

Como já foi referido anteriormente, a aferição dos modelos numéricos com dados da monitorização estrutural e de ensaios de materiais é um assunto de elevada relevância e atualidade. Assim, neste capítulo pretende-se numa primeira fase, e utilizando o modelo descrito e discutido no Capítulo 4, apresentar alguns dos resultados obtidos através do mesmo. Comparando os resultados do modelo numérico com os resultados da monitorização estrutural obtidos em obra pretende-se aferir e avaliar a fiabilidade do modelo numérico, e consequentemente a viabilidade da utilização do mesmo na simulação do comportamento futuro da estrutura. Naturalmente que essas previsões estarão sempre condicionadas pelas estimativas efetuadas para a execução das diferentes fases da obra, uma vez que à data da elaboração deste trabalho a estrutura se encontra ainda em construção.

Desta forma apresentam-se algumas grandezas estimadas numericamente, como tensões, deslocamentos em alguns dos elementos estruturais da obra de arte em análise, assim como resultados devido a variações de temperatura na estrutura e modos e frequências de vibração da mesma. Estas grandezas são apresentadas na fase de construção e na fase de exploração da obra de arte até 50 anos após a conclusão.

Assim, na secção 5.3 são apresentadas as estimativas numéricas relativamente à fase de construção, mais concretamente, são apresentadas as estimativas das tensões instaladas nos tirantes e tabuleiro, bem como os deslocamentos verticais previstos no tabuleiro e os deslocamentos horizontais no topo dos mastros e nas zonas das juntas de dilatação. Apresentam-se ainda as reações de apoio na base dos pilares/mastros P18 e P19, bem como as reações dos aparelhos de apoio dos pilares P17 e P20, uma vez que nestes pilares foram instalados aparelhos de apoio com dispositivo anti-levantamento. São ainda apresentados os modos e frequências de vibração estimados para a metade nascente do viaduto antes da execução do fecho lateral.

Por fim, na secção 5.4 apresentam-se algumas estimativas numéricas relativamente à fase de exploração do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo, nomeadamente a evolução das tensões e deformações do tabuleiro devido aos efeitos diferidos e também devido a uma variação de temperatura uniforme positiva e negativa de 15°C em toda a estrutura.

5.2. AFERIÇÃO DO MODELO COM RESULTADOS DA MONITORIZAÇÃO ESTRUTURAL

Nesta secção apresentam-se as estimativas obtidas com o modelo numérico efetuado e compara-se os mesmos com os obtidos através da monitorização estrutural. À data da elaboração deste trabalho apenas estão disponíveis medidas das extensões das secções junto aos mastros e da célula de carga do tirante T18L06, isto é, o tirante número 6 do mastro 18 do lado oposto ao vão central, na parte poente da obra de arte (ver Figura 4.16). Apresenta-se então numa primeira fase o resultado obtido para o tirante referido, procedendo-se depois a uma análise comparativa dos resultados dos extensómetros. De forma a distinguir do que é obtido numericamente do que é obtido experimentalmente, a série de valores estimados será designada pelo nome do extensómetro ou tirante seguido de “*”. É de referir ainda, que foram utilizados os dados da monitorização estrutural disponíveis até ao dia 29 de maio de 2012 e uma vez que a aquisição de dados nos extensómetros só foi iniciada quando o betão das diferentes secções já tinha alguma idade, houve necessidade de fazer uma translação dos valores medidos em relação a um ponto de referência, para fazer coincidir as extensões medidas com as correspondentes séries previstas numericamente. Mais ainda, uma vez que as variações térmicas diárias não foram modeladas e de forma a filtrar a informação, os resultados dos extensómetros apresentam apenas uma medida por dia correspondente aos valores medidos às 6h00m, consideradas representativas do comportamento da estrutura e isentas dos efeitos provocados pelas variações de temperatura diárias.

Passando à análise dos resultados obtidos, no Gráfico 5.1 representam-se os valores medidos com a célula de carga até ao dia 29 de maio de 2012 e a correspondente estimativa obtida com o modelo numérico. De facto, verifica-se uma diferença considerável entre as duas séries de valores, podendo ser várias as justificações: a célula de carga encontrar-se mal calibrada, dado que bastam pequenas imperfeições na sua instalação para que os resultados passem a não ser corretos, ou o pré-esforço efetivamente aplicado no tirante T18L06 ser inferior ao previsto em projeto. Note-se que uma redução de 13% da tensão aplicada nos tirantes do mastro 18 relativamente ao previsto em projeto, leva a que a força obtida pelo modelo numérico coincida com os valores da célula de carga, como se constata pela análise do Gráfico 5.2.

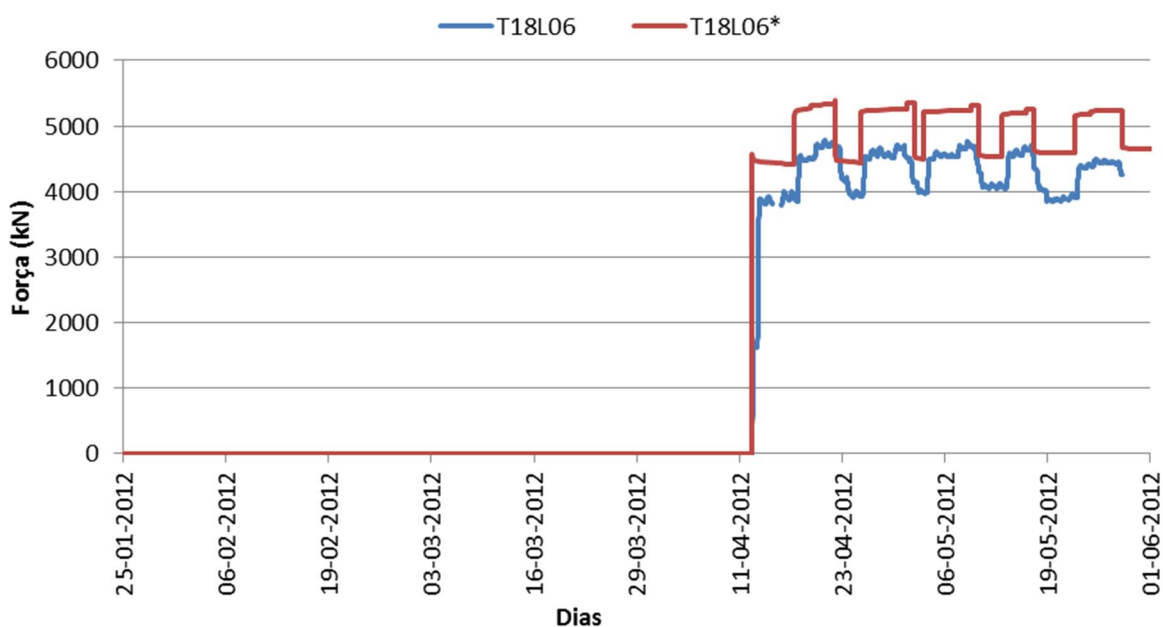


Gráfico 5.1 – Tensão ao longo do tempo no tirante T18L06 medido *versus* estimado numericamente, com uma tensão aplicada correspondente ao definido em projeto.

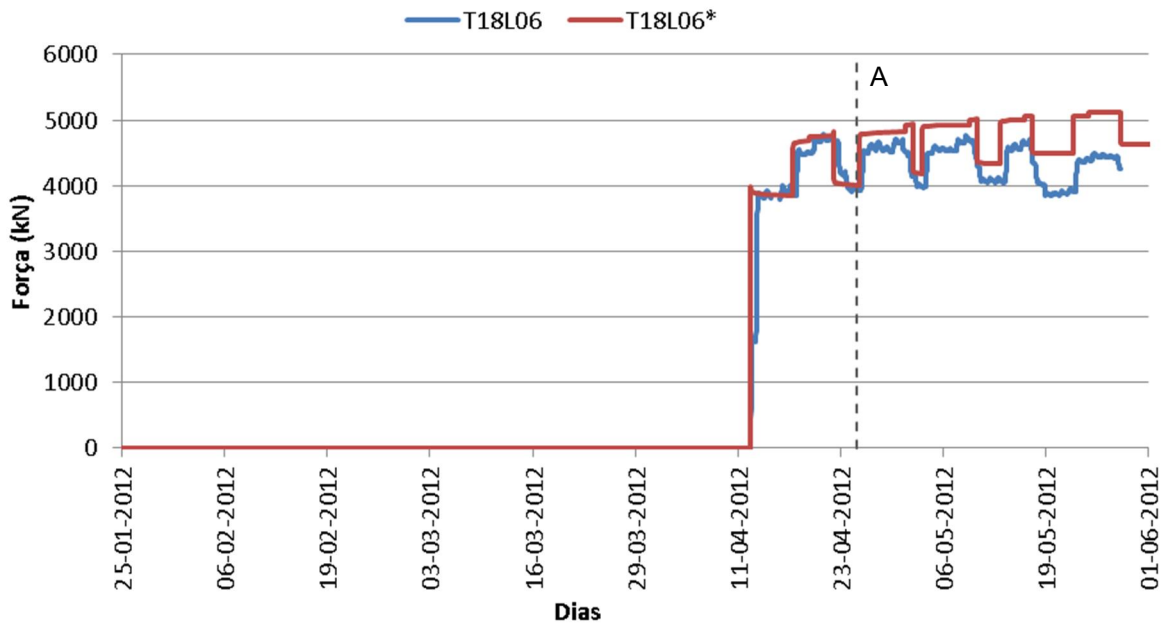


Gráfico 5.2 – Tensão ao longo do tempo no tirante T18L06 medido *versus* estimado numericamente com menos 13% de força nos tirantes relativamente ao definido em projeto.

Constata-se então que reduzindo em 13% o pré-esforço aplicado aos tirantes do mastro 18 os resultados numéricos se aproximam satisfatoriamente do medido na célula de carga numa fase inicial. No entanto, a partir do instante A enquanto os resultados medidos têm uma tendência a estabilizar ou até mesmo a reduzir a força instalada no tirante à medida que se vai construindo a obra de arte, a série de valores obtida pelo modelo numérico têm tendência a crescer a partir desse instante, mesmo que lentamente.

Analisando agora as extensões obtidas nas secções instrumentadas, verifica-se que para as secções T-P18a e T-P18b, Gráficos 5.3 a 5.6, os valores das extensões estimadas tendem a afastar-se um pouco das extensões medidas ao longo do tempo. Tais diferenças poderão ter várias razões, das quais se destacam: as leis de comportamento do material adotadas não serem perfeitamente caracterizadoras do betão utilizado, o pré-esforço instalado nos tirantes ser menor do que o previsto em projeto ou ainda o pré-esforço aplicado em obra nos cabos e barras de pré-esforço ser diferente do previsto em projeto. Poderá obviamente ainda ser uma combinação dos três fatores referidos. No entanto considera-se que existe uma razoável aproximação dos resultados numéricos aos valores medidos em obra.

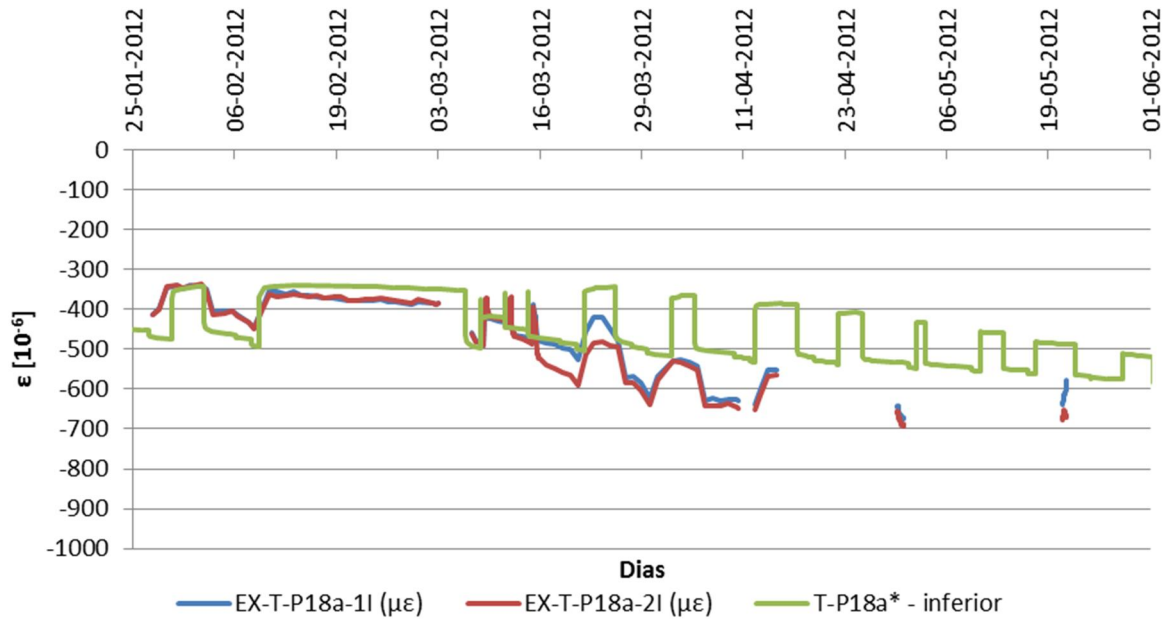


Gráfico 5.3 – Extensões totais medidas e estimadas numericamente nos extensómetros inferiores da secção T-P18a com o esforço dos tirantes igual ao previsto em projeto.

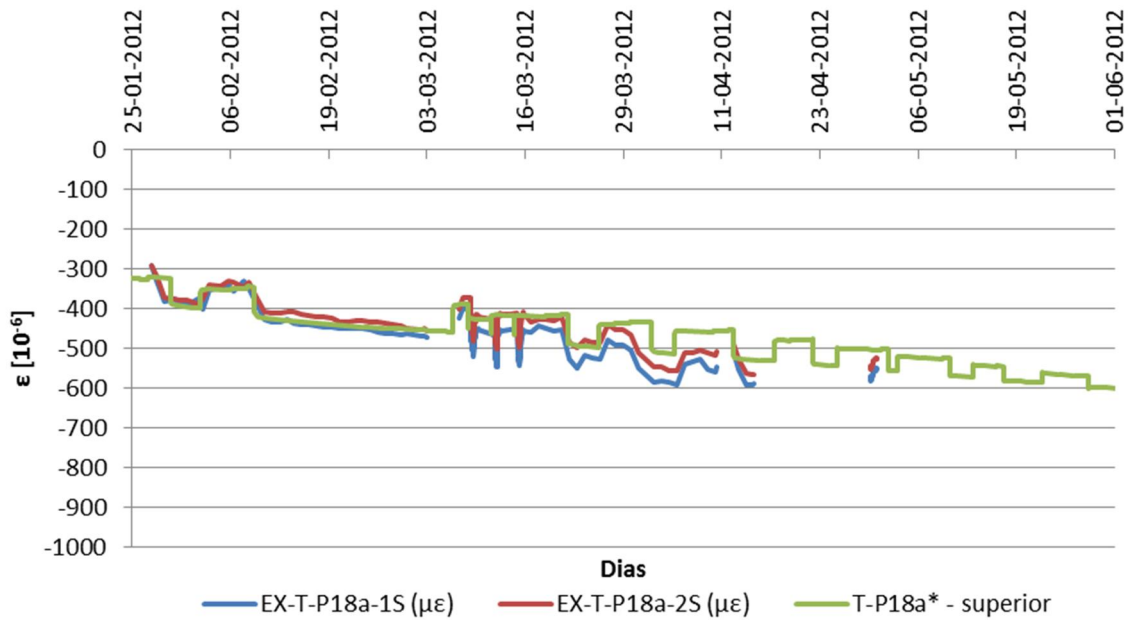


Gráfico 5.4 – Extensões totais medidas e estimadas numericamente nos extensómetros superiores da secção T-P18a com o esforço dos tirantes igual ao previsto em projeto.

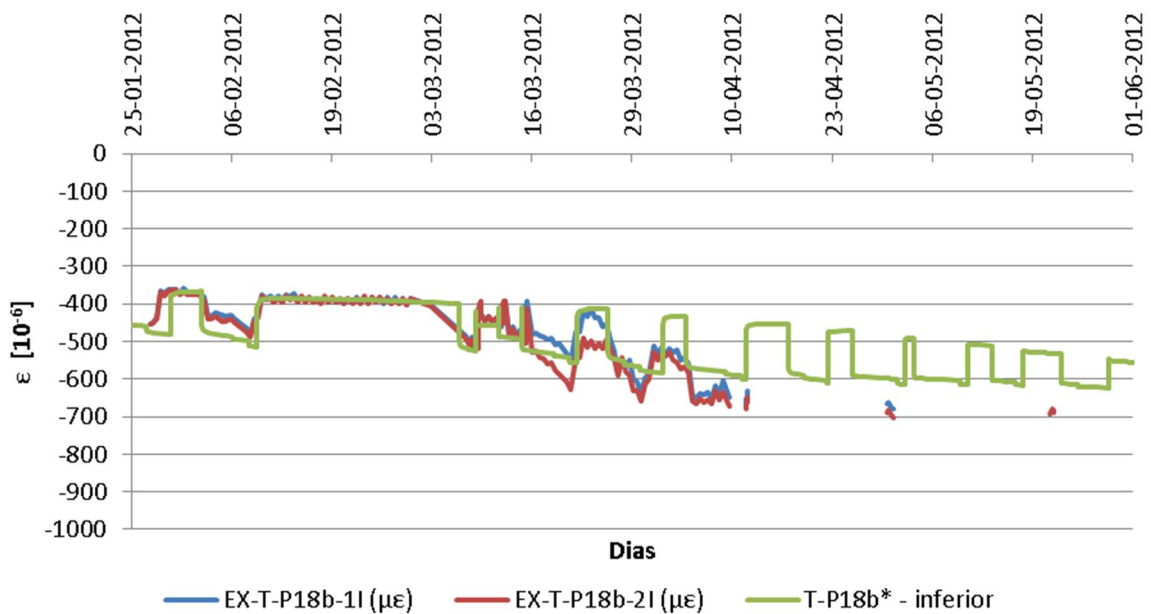


Gráfico 5.5 – Extensões totais medidas e estimadas numericamente nos extensómetros inferiores da secção T-P18b com o esforço dos tirantes igual ao previsto em projeto.

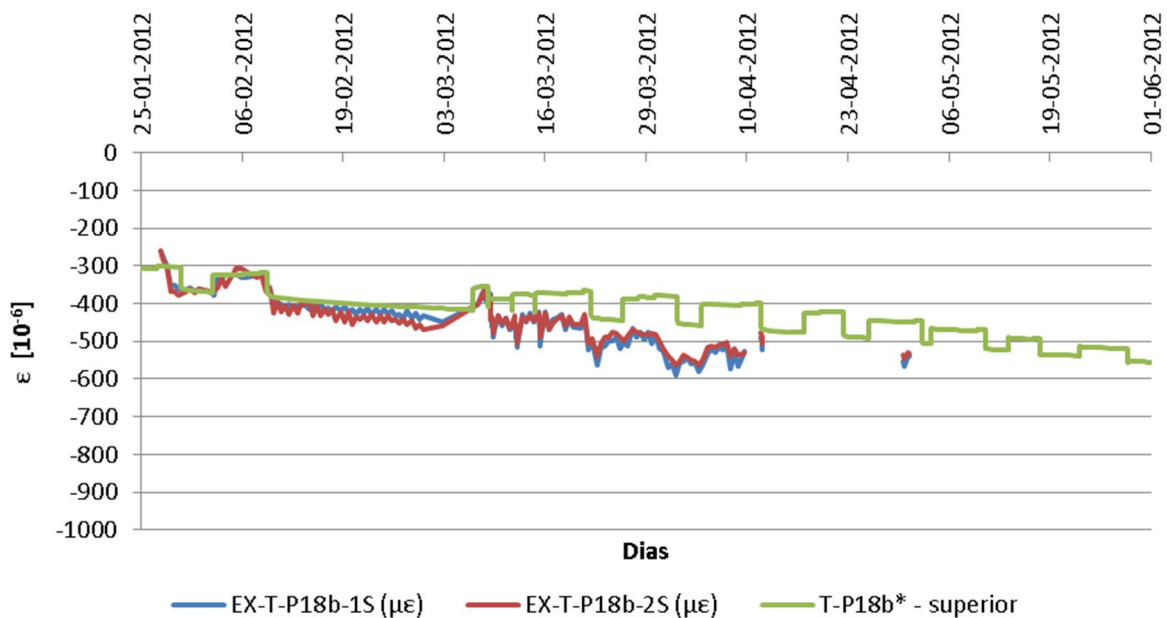


Gráfico 5.6 – Extensões totais medidas e estimadas numericamente nos extensómetros superiores da secção T-P18b com o esforço dos tirantes igual ao previsto em projeto.

Considerando agora as extensões para um esforço axial nos tirantes reduzido de 13% relativamente ao previsto em projeto, Gráficos 5.7 a 5.10, constata-se que para os extensómetros inferiores os resultados do modelo numérico aproximam-se mais satisfatoriamente dos resultados pela monitorização estrutural (Gráficos 5.7 e 5.9). No entanto, para os extensómetros superiores (Gráficos 5.8 e 5.10) pode-se afirmar que existem ainda algumas diferenças entre os resultados obtidos pelo modelo

numérico e as medidas efetuadas. Assim, não é conclusivo se tais diferenças se devem ao esforço instalado nos tirantes, podendo essas variações dever-se, por exemplo, à existência de ações sobre a estrutura não previstas em projeto e portanto não modeladas, ou mesmo às leis de comportamento do betão não se encontrarem devidamente ajustadas para estas secções.

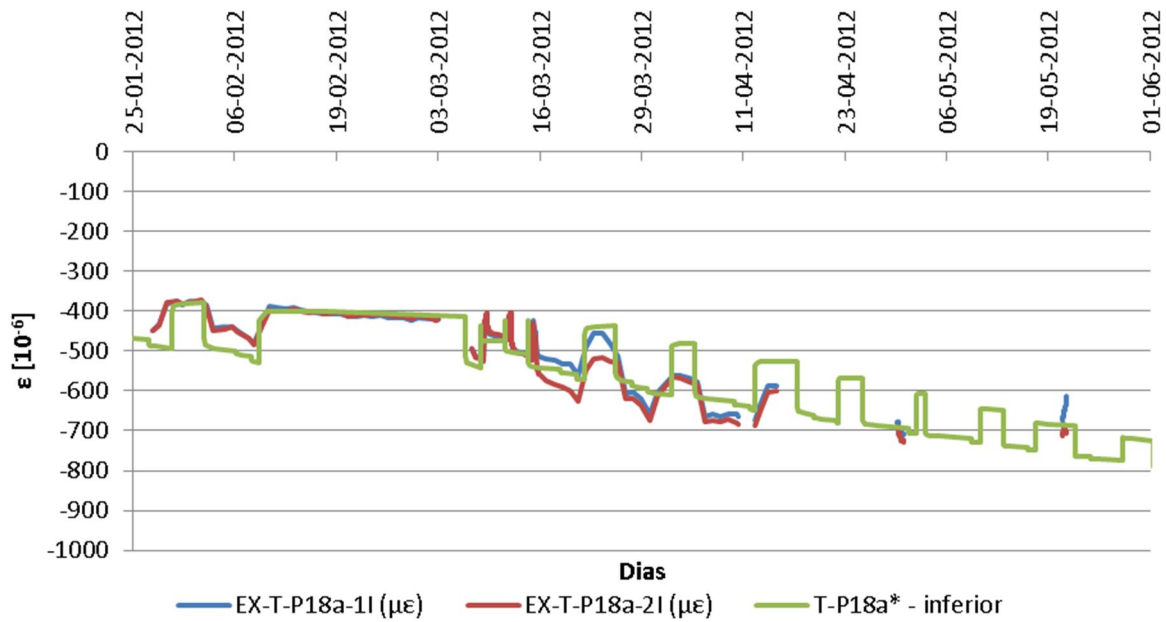


Gráfico 5.7 – Extensões totais medidas e estimadas numericamente nos extensómetros inferiores da secção T-P18a com o esforço dos tirantes menor em 13% ao previsto em projeto.

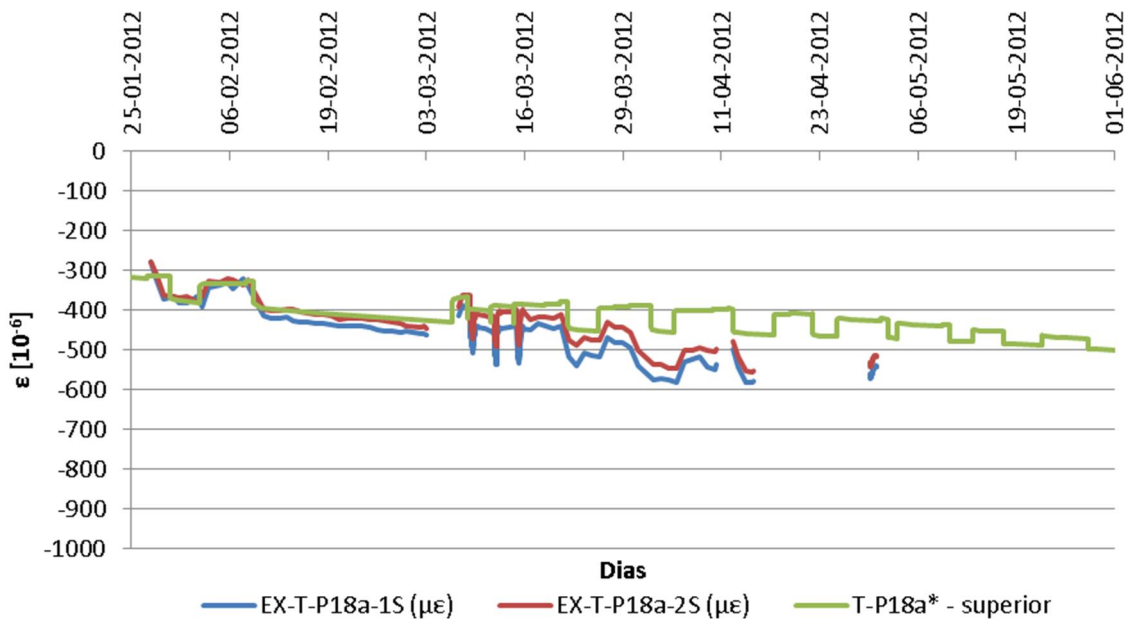


Gráfico 5.8 – Extensões totais medidas e estimadas numericamente nos extensómetros superiores da secção T-P18a com o esforço dos tirantes menor em 13% ao previsto em projeto.

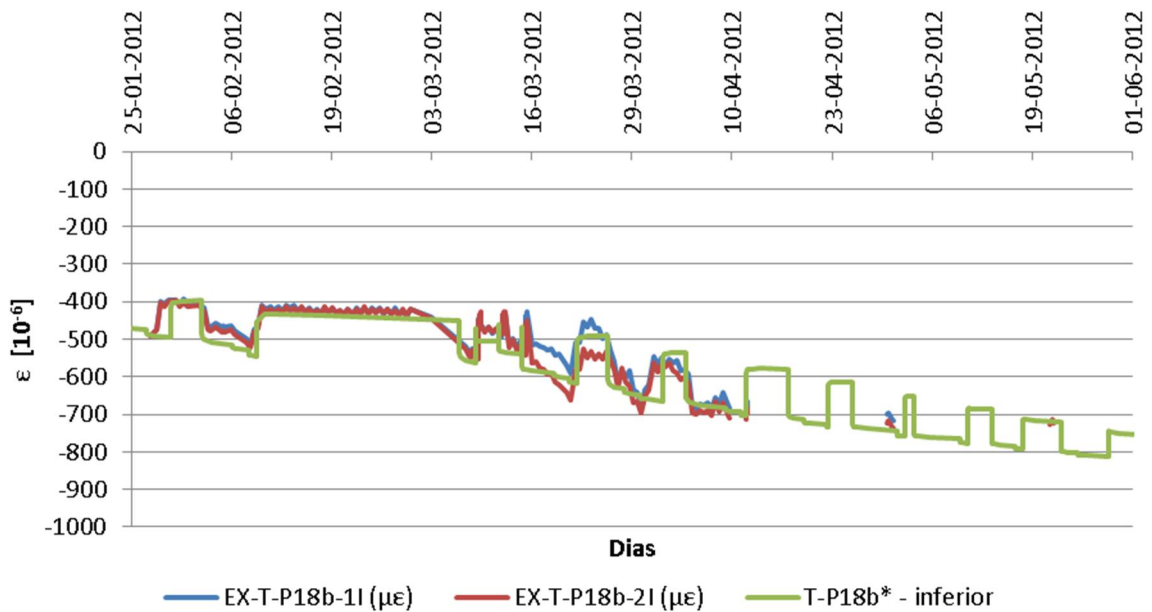


Gráfico 5.9 – Extensões totais medidas e estimadas numericamente nos extensómetros inferiores da secção T-P18b com o esforço dos tirantes menor em 13% ao previsto em projeto.

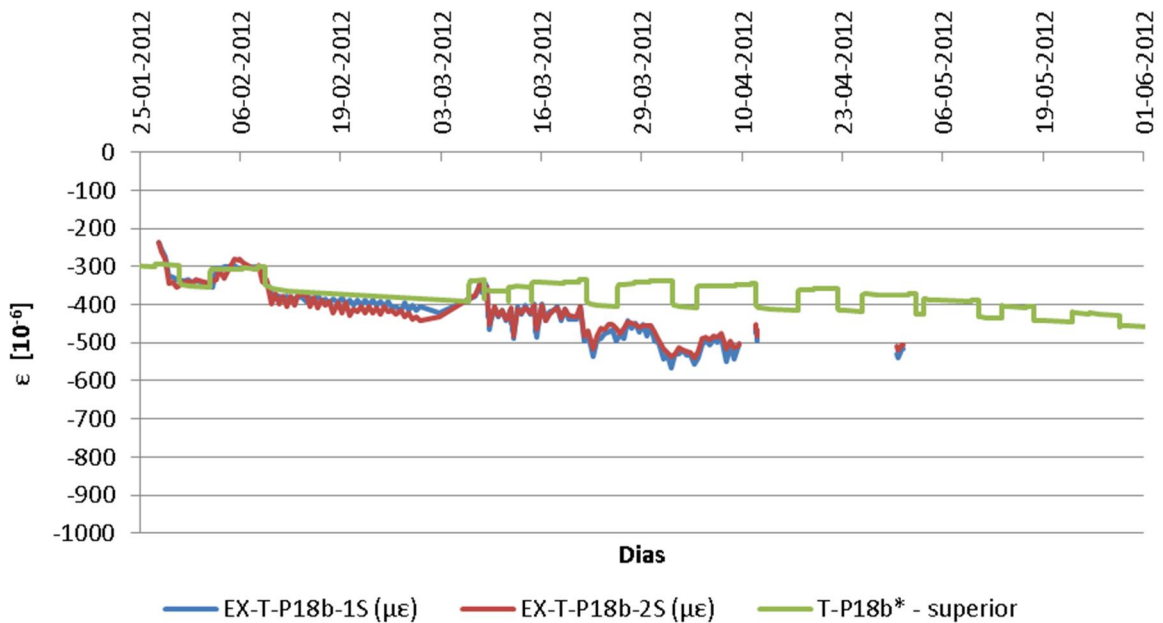


Gráfico 5.10 – Extensões totais medidas e estimadas numericamente nos extensómetros superiores da secção T-P18b com o esforço dos tirantes menor em 13% ao previsto em projeto.

Por outro lado, analisando agora os resultados numéricos das extensões junto do pilar P19, Gráficos 5.11 a 5.14, verifica-se que estes acompanham de uma forma bastante satisfatória os valores medidos em obra, quer nos extensómetros inferiores quer nos extensómetros superiores. Estes resultados demonstram que as leis de comportamento do betão adotadas se ajustam muito satisfatoriamente à realidade vivenciada pela obra nesta zona da obra de arte, além de que a construção, assim como

forças aplicadas nos tirantes ou mesmo nos cabos e barras de pré-esforço, se assemelham do previsto no projeto. Naturalmente que existem algumas diferenças entre o medido e o estimado, mas para além de não serem diferenças significativas, tais diferenças poderão ser devidas, por exemplo, a sobrecargas de estaleiro pontuais não previstas, ou a variações devidas às condições ambientais, não consideradas no modelo numérico realizado. Estes resultados vêm então validar não só o que está feito em obra mas também as previsões obtidas com o modelo numérico elaborado no âmbito desta dissertação.

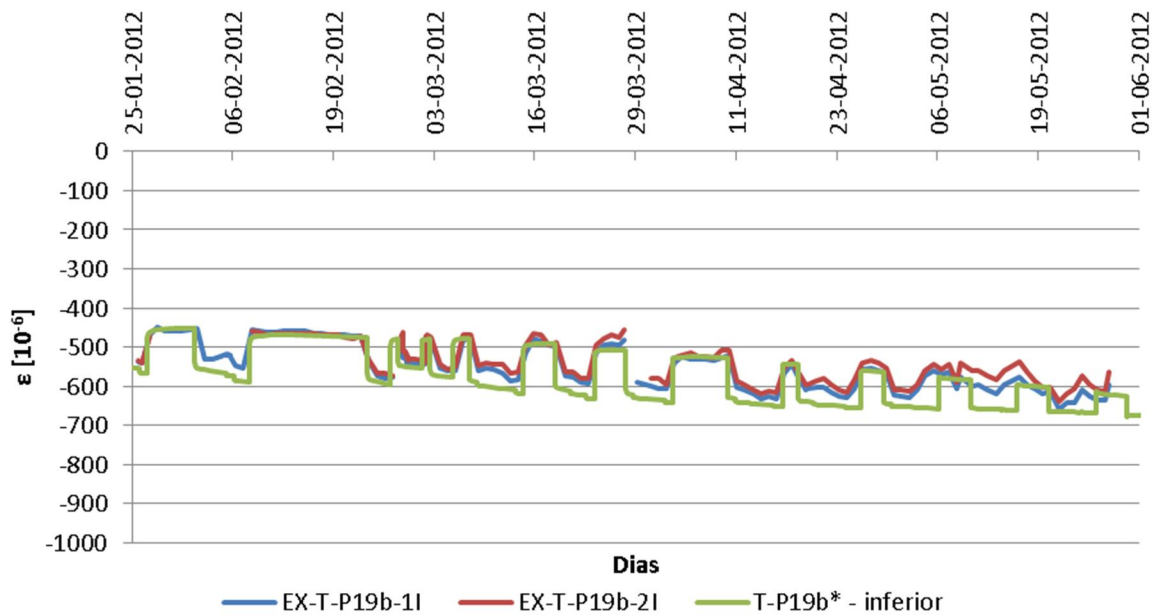


Gráfico 5.11 – Extensões totais medidas e estimadas numericamente nos extensómetros inferiores da secção T-P19b.

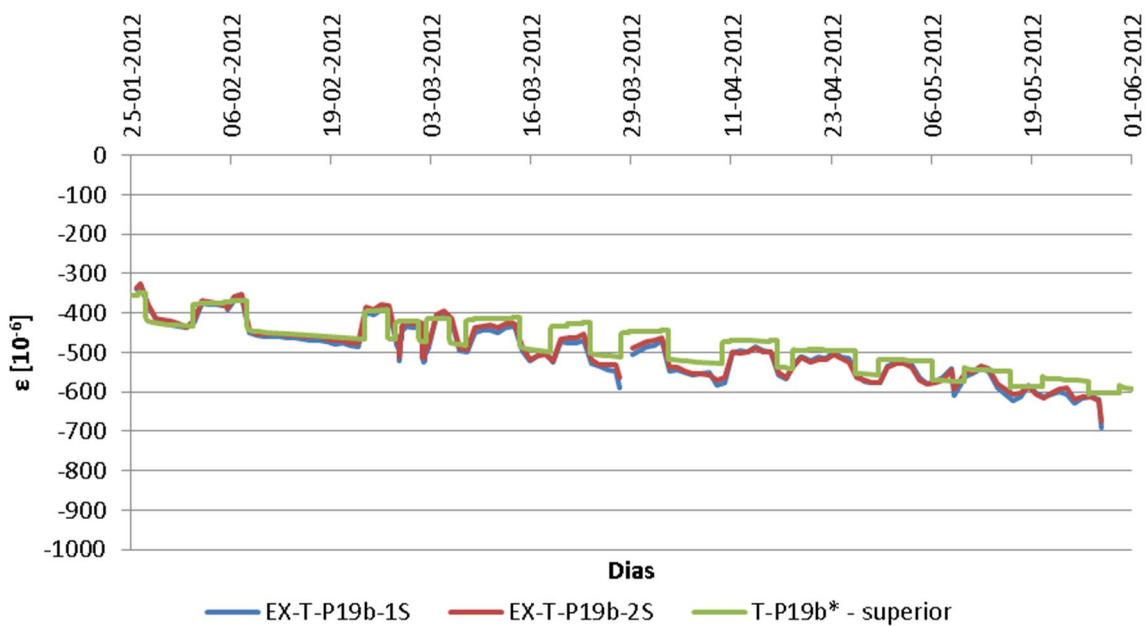


Gráfico 5.12 – Extensões totais medidas e estimadas numericamente nos extensómetros superiores da secção T-P19b.

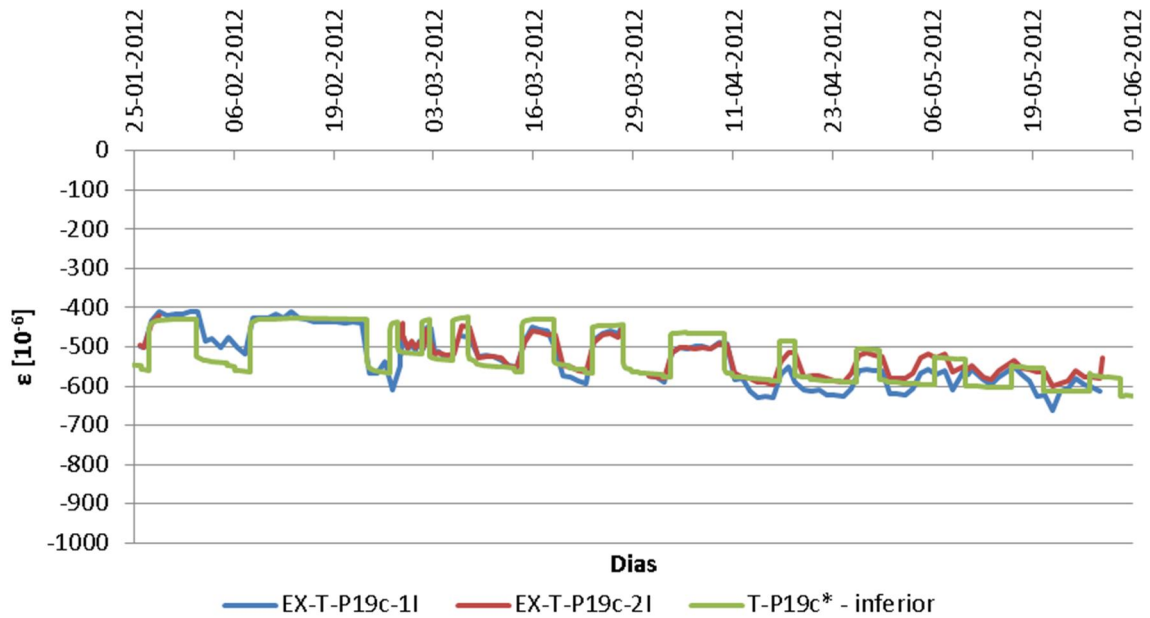


Gráfico 5.13 – Extensões totais medidas e estimadas numericamente nos extensómetros inferiores da secção T-P19c.

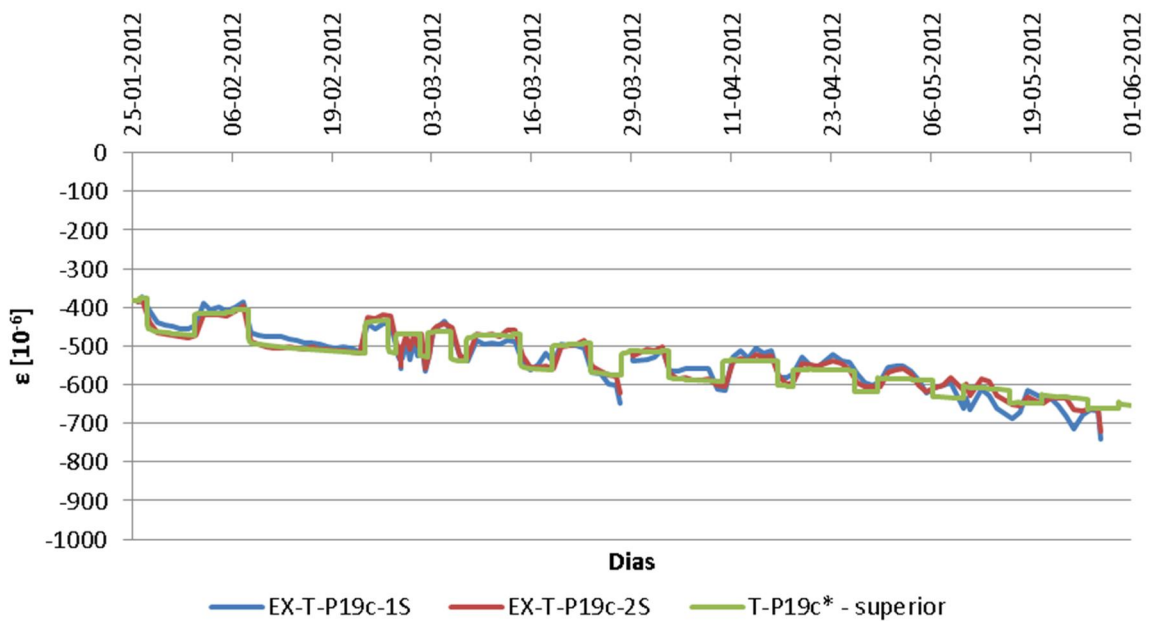


Gráfico 5.14 – Extensões totais medidas e estimadas numericamente nos extensómetros superiores da secção T-P19c.

Por outro lado, o facto de as previsões numéricas para as extensões junto do mastro 19 se ajustarem satisfatoriamente ao medido em obra e o mesmo não acontecer para as secções junto do mastro 18, poder-se-á dever ao facto de se tratarem de diferentes frentes de obra, com estaleiros, centrais de betonagem e equipas distintas. É de salientar ainda que as assimetrias de tensões verificadas entre as

secções T-P18a e T-P18b e entre as secções T-P19b e T-P19c se devem ao facto de as tensões aplicadas nos tirantes dos vãos laterais serem superiores às aplicadas nos tirantes do vão central.

Por fim, é de referir que apesar de com a redução das tensões aplicadas nos tirantes do mastro 18 os resultados numéricos se aproximarem mais do medido ao nível de extensões na zona inferior das secções e da força no tirante T18L06, para as previsões efetuadas nos subcapítulos seguintes foram consideradas as tensões definidas no projeto, essencialmente por duas razões: primeiro, porque não é nesta altura correto afirmar que as tensões aplicadas são inferiores, uma vez que ainda ocorrem averiguações nesse sentido, e nem os resultados obtidos no âmbito desta dissertação, como foi visto, são conclusivos e perentórios nesse sentido. Segundo, porque caso se venha a comprovar as diferenças de tensões instaladas em relação às previstas é natural que venham a ser corrigidas essas tensões nos tirantes. Naturalmente, que tudo isso, a confirmar-se, altera o comportamento da estrutura no futuro, em particular durante o processo construtivo, mas seria difícil prever nesta altura as datas e valores desses retensionamentos.

5.3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Pretende-se nesta secção apresentar alguns resultados de comportamento da estrutura ao longo do processo construtivo previstos numericamente. Estimativas de grandezas como tensões em secções chave, assim como as reações nos aparelhos de apoio e deslocamentos dos mais diversos elementos estruturais, durante a construção da obra de arte são de grande relevo e importância. Não sendo objetivo avaliar exaustivamente todas as grandezas que são possíveis obter do modelo numérico efetuado, apresentam-se e avaliam-se nesta secção algumas dessas grandezas consideradas mais interessantes e relevantes.

5.3.1. TENSÕES NOS TIRANTES

As tensões instaladas nos tirantes ao longo do processo construtivo sofrem muitas variações, principalmente se se tratar de uma ponte atirantada construída por avanços sucessivos, como é o caso do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo. Por razões de limite de fadiga, em condições de serviço a tensão máxima verificada nos tirantes não deverá ultrapassar aproximadamente 50% da tensão última de resistência do material, como foi referido no Capítulo 2 relativo ao Estado da Arte. No caso do Viaduto do Corgo, está previsto em projeto que a máxima tensão instalada nos tirantes durante o faseamento construtivo não deverá ultrapassar 55% da tensão de rotura dos tirantes, o que corresponde a um valor de 1023 MPa. Constata-se então que essa tensão não é ultrapassada ao longo do processo construtivo, como se representa no Gráfico 5.15.

Apresentam-se ainda a evolução das tensões nos tirantes T18L06, T18C09, T19C13 e T19L20 respetivamente nos Gráficos 5.16 a 5.19, representando-se a evolução das tensões nos tirantes caso fosse aplicado um pré-esforço aos tirantes do mastro 18 de menos 13%. Verifica-se que os tirantes apresentam comportamentos distintos ao longo do processo construtivo, constatando-se que o esforço instalado no tirante T18L06 durante o processo construtivo tem tendência a evoluir para um valor médio dos valores que toma numa fase inicial da construção, sendo que nas fases finais do processo construtivo, com a aplicação da restante carga permanente, há um acréscimo da tensão presente no tirante. É de destacar que a tensão instalada neste tirante no final do processo construtivo praticamente não é afetada pelo retensionamento final que é feito nos tirantes 20, 21 e 22. Relativamente à tensão instalada no tirante caso se aplicasse um pré-esforço menor em 13% do que o definido em projeto, constata-se uma tendência crescente da tensão no tirante ao longo do processo construtivo, sendo que o esforço no final da construção é semelhante ao estimado caso não fosse introduzida essa redução.

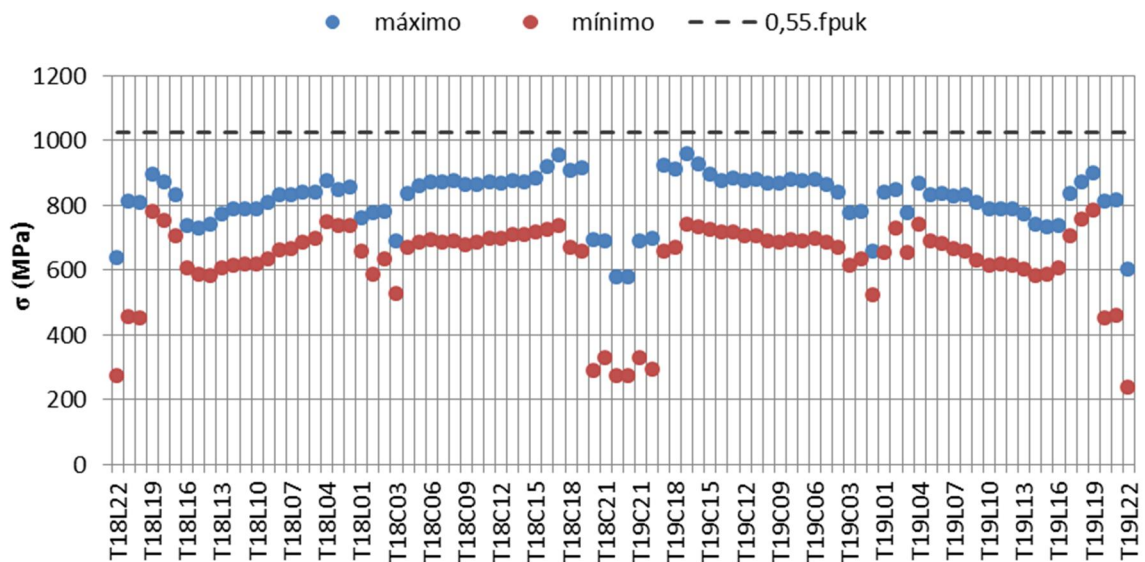


Gráfico 5.15 – Tensões máximas e mínimas instaladas nos tirantes ao longo do processo construtivo.

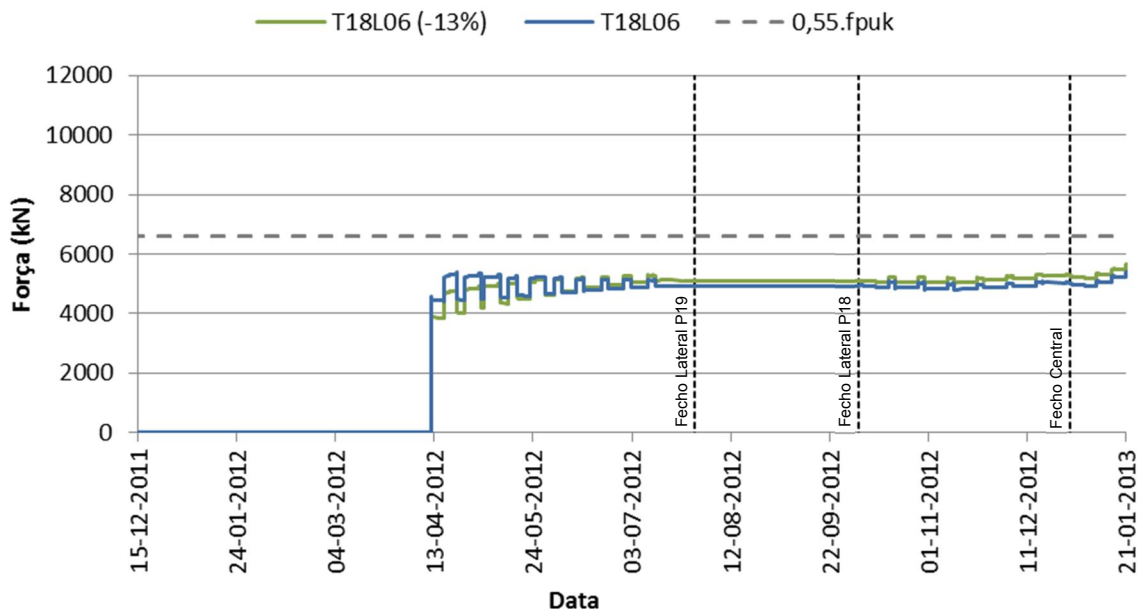


Gráfico 5.16 – Evolução da tensão instalada ao longo do processo construtivo no tirante T18L06.

Já o tirante T18C09 (Gráfico 5.17), que corresponde ao tirante 9 do mastro 18 do vão central, apresenta o maior esforço depois da primeira betonagem após o seu tensionamento, apresentando uma tendência decrescente de esforço axial instalado ao longo das sucessivas betonagens e tensionamento de outros tirantes. Verifica-se também, que neste tirante o retensionamento efetuado aos tirantes 20, 21 e 22 tem uma influência reduzida no esforço axial instalado no final da construção. Já no caso de um tensionamento inferior em 13%, o tirante apresentaria, à semelhança do tirante T18L06, uma tendência crescente ao longo do processo construtivo, sendo que nesse cenário a tensão máxima aplicada no tirante não se daria pouco tempo após o seu tensionamento, mas sim no final da construção.

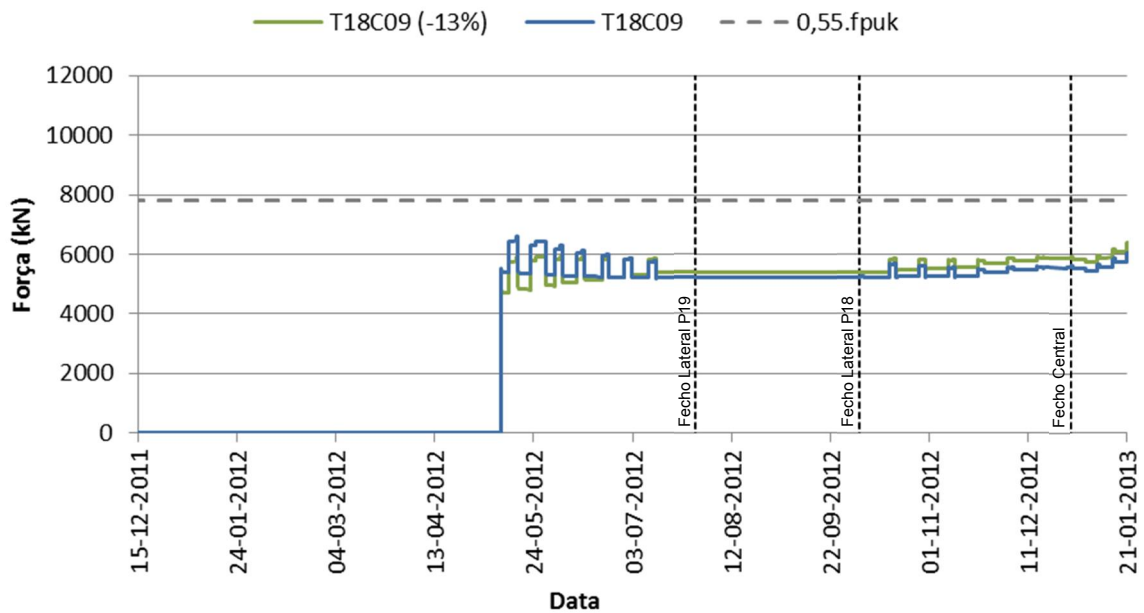


Gráfico 5.17 – Evolução da tensão instalada ao longo do processo construtivo no tirante T18C09.

Relativamente ao tirante T19C13, verifica-se que inicialmente apresenta uma tendência decrescente da tensão aplicada, ocorrendo sensivelmente a meio do processo construtivo um aumento do esforço instalado e verifica-se ainda que a tensão máxima instalada no tirante ao longo do processo construtivo se dá no final do mesmo. Relativamente ao comportamento deste tirante no caso de aplicação de menos 13% do pré-esforço previsto nos tirantes do mastro P18, que esse cenário tem uma influência insignificante ou mesmo nula no comportamento do tirante T19C13.

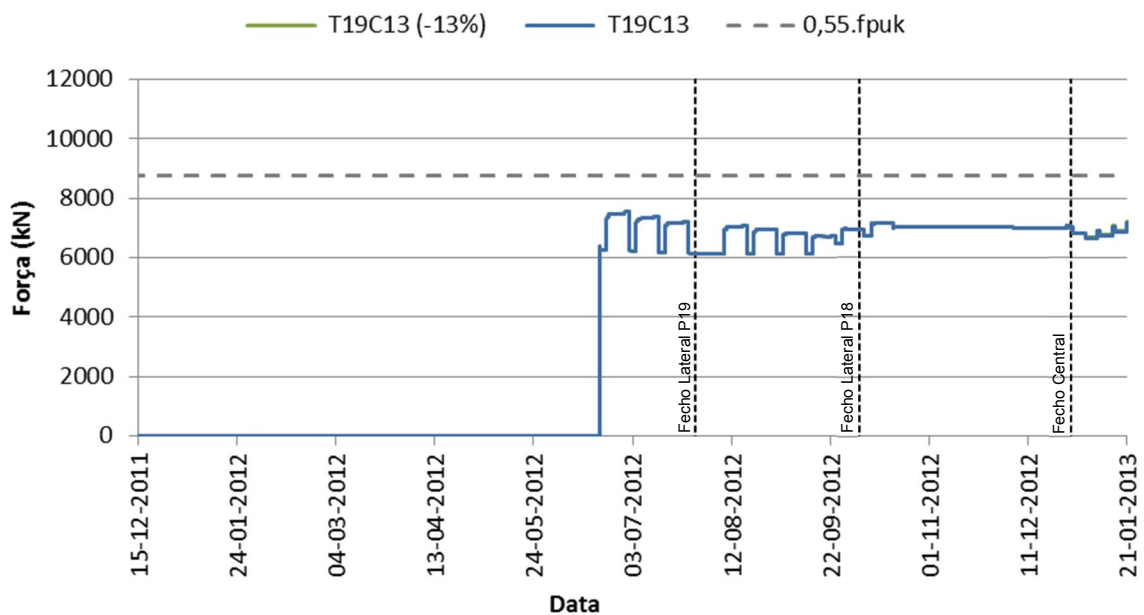


Gráfico 5.18 – Evolução da tensão instalada ao longo do processo construtivo no tirante T19C13.

No que diz respeito ao tirante T19L20, ver Gráfico 5.19, verifica-se também que no cenário de menor pré-esforço aplicado nos tirantes do mastro 18, e como seria de esperar, não se faz sentir a influência dessa alteração no comportamento deste tirante. Este tirante, sendo um dos que é retensionado, apresenta maior sensibilidade ao retensionamento dos tirantes vizinhos, como seria aliás de esperar. Verifica-se então, que o momento em que se encontra instalada uma maior tensão neste tirante é no final da construção da obra. Por fim, é de salientar que todos os tirantes, tal como já tinha sido visto no início desta subsecção, se encontram longe do limite de $0,55 f_{puk}$.

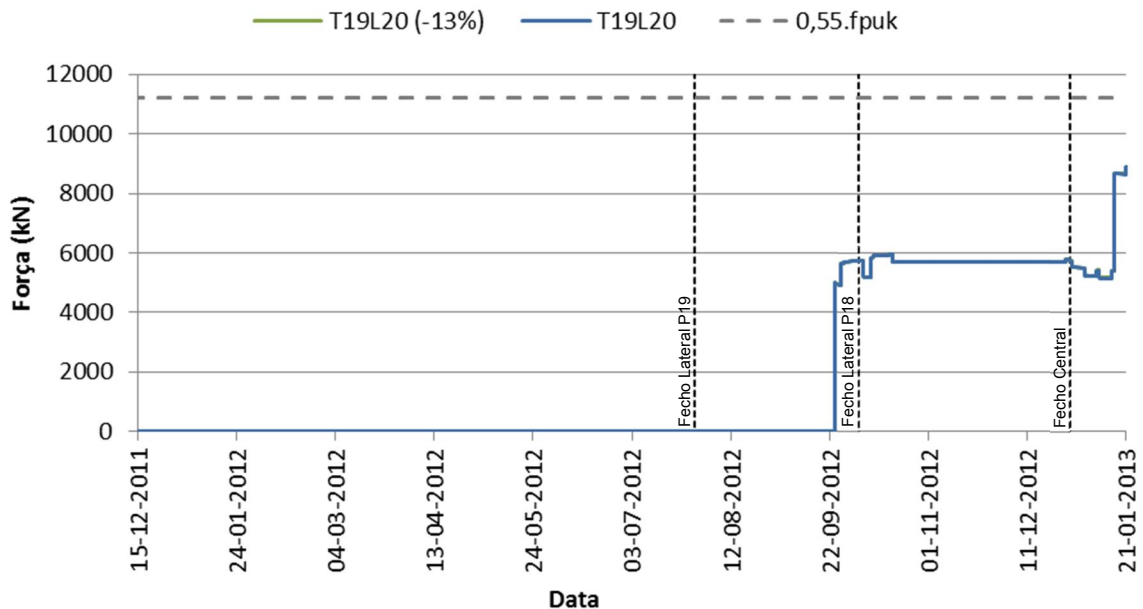


Gráfico 5.19 – Evolução da tensão instalada ao longo do processo construtivo no tirante T19L20.

5.3.2. TENSÕES NO TABULEIRO AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO

A análise das tensões nos elementos estruturais de betão, durante o processo construtivo, é de elevada importância de modo a averiguar se o elemento estrutural se encontra a funcionar de acordo com o previsto, e dessa forma avaliar se em alguma secção dos elementos estruturais são ou não atingidos os limites de rotura. Faz-se então nesta subsecção a análise das tensões instaladas nas fibras extremas tabuleiro ao longo do faseamento construtivo da obra.

Representam-se nos Gráficos 5.20 e 5.21 as tensões máximas e mínimas verificadas, respetivamente, nas fibras superiores e inferiores nas secções do tabuleiro ao longo do processo construtivo, onde se pode constatar que em nenhuma das secções se prevê então que seja ultrapassado o limite de resistência à tração do betão. É de salientar que as tensões entre as faces dos pilares P18 e P19 não poderão ser consideradas como corretas, dadas as simplificações de modelação efetuadas e referidas no capítulo 4. No Gráfico 5.22 representam-se as tensões nas fibras inferiores e superiores das secções do tabuleiro no final do processo construtivo onde se pode observar que para a maioria das secções do tabuleiro, as tensões máximas não se dão depois da estrutura concluída, mas sim durante a construção do mesmo. É ainda possível constatar o que foi relatado no Capítulo 2 desta dissertação no que diz respeito às tensões instaladas ao longo do tabuleiro de uma obra de arte atirantada: maiores tensões de compressão à medida que se aproxima mais dos mastros. No entanto, a meio do vão central essa

tendência não se verifica devido à existência de cabos de pré-esforço de continuidade que provocam um aumento da tensão de compressão, impedindo dessa forma que surjam tensões de tração na aduela de fecho.

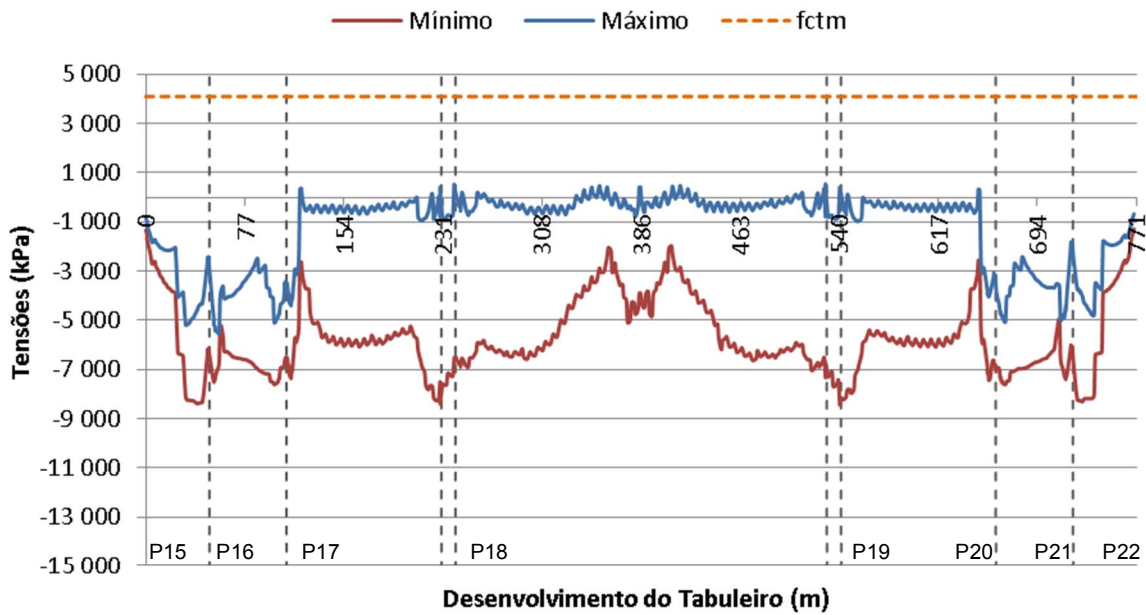


Gráfico 5.20 – Tensões máximas e mínimas verificadas nas fibras superiores do tabuleiro ao longo do processo construtivo.

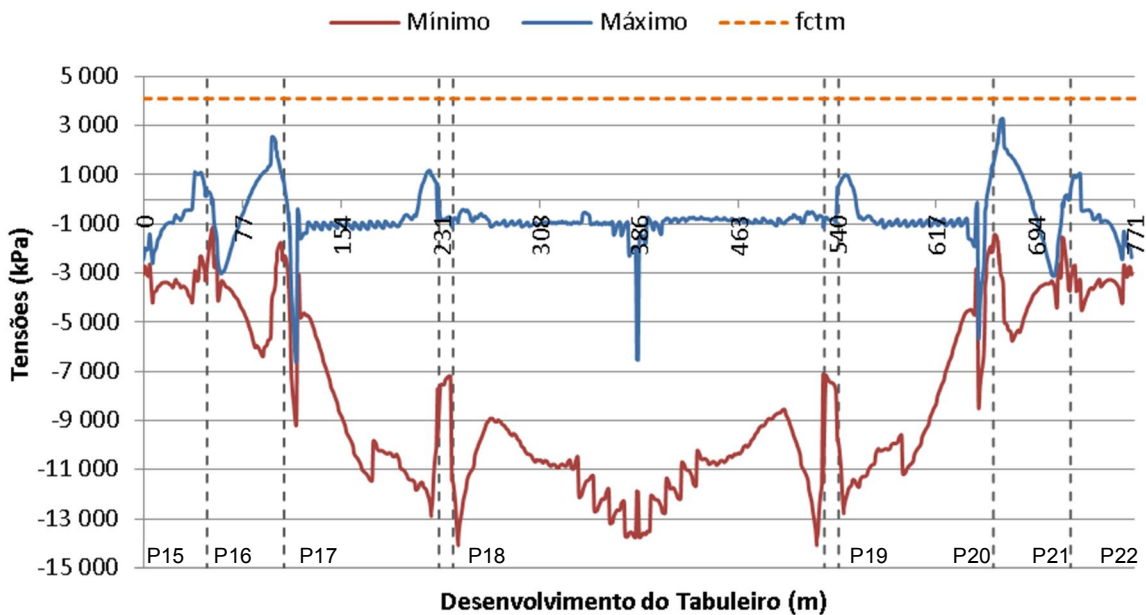


Gráfico 5.21 – Tensões máximas e mínimas verificadas nas fibras inferiores do tabuleiro ao longo do processo construtivo.

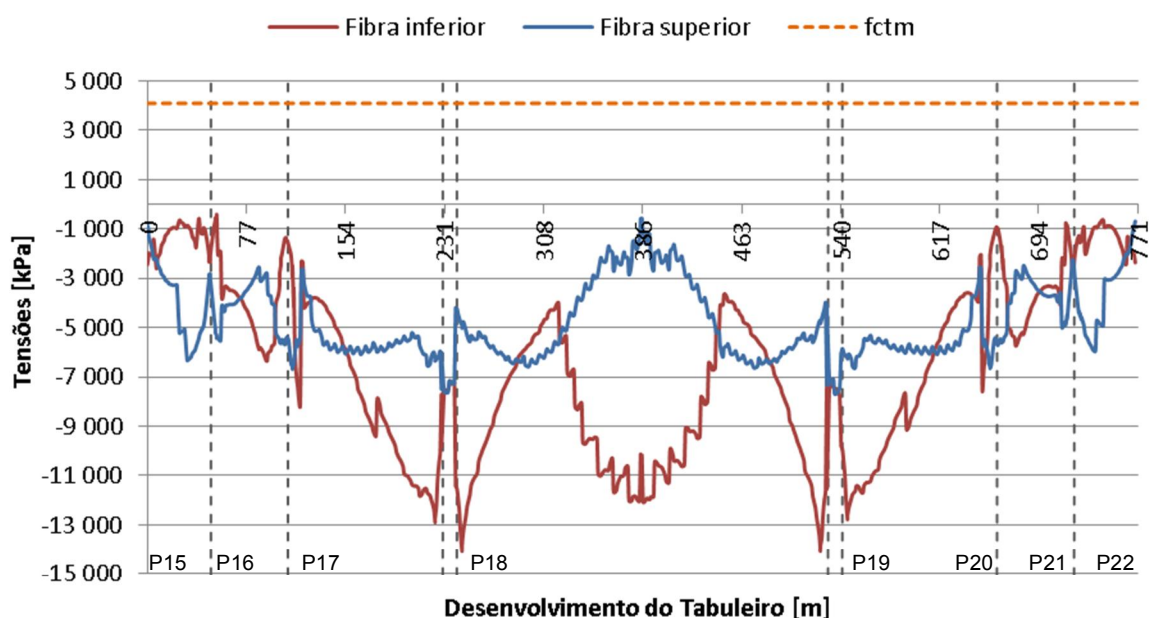


Gráfico 5.22 – Tensões nas fibras inferiores e superiores no final do processo construtivo.

5.3.3. DESLOCAMENTOS

A análise da forma como a estrutura se deforma é de elevada importância, uma vez que excessivos deslocamentos podem limitar a funcionalidade da estrutura em fase de serviço. O controlo de deformações é muito importante essencialmente em obras de arte ferroviárias, pelo que pequenos deslocamentos podem impor de imediato velocidades de circulação menores. No entanto, apesar de característica mais adaptativa do tráfego rodoviário, deformações excessivas são desaconselháveis não apenas por uma questão de conforto e estética, mas também por uma questão de desempenho estrutural. Assim, apresentam-se nesta subsecção os deslocamentos verticais estimados numericamente ao longo do tabuleiro, bem como os deslocamentos horizontais nos aparelhos de apoio extremos do tabuleiro e no topo dos mastros.

5.3.3.1. Deslocamentos verticais do tabuleiro

Representa-se nos Gráficos 5.23 e 5.24 os deslocamentos verticais nas secções distanciadas 77 metros do eixo dos pilares P18 e P19. Comparando o comportamento das secções entre os mastros, verifica-se numa fase inicial, até à execução do fecho lateral na metade nascente (correspondente ao mastro 19), que as secções apresentam comportamentos semelhantes ao nível de deslocamentos. As diferenças entre os deslocamentos verticais registados entre as secções do vão lateral e do vão central justificam-se pelo facto de não serem exatamente simétricas em relação ao eixo do pilar devido à curvatura vertical do traçado da via, mas essencialmente devido ao facto de nos tirantes dos vãos laterais ser aplicado um esforço axial maior do que nos tirantes correspondentes ao vão central e de o peso próprio do tabuleiro no vão central ser maior do que nos vãos laterais devido à maior densidade de armadura. Constata-se então que a partir da execução do fecho lateral na parte nascente o comportamento é semelhante, no entanto com grandezas diferentes para os deslocamentos no final do processo construtivo essencialmente no que diz respeito às secções do vão central. Tais diferenças devem-se em grande parte ao facto de que quando a consola do mastro 19 pára até ao fecho central ser

executado, esta é maior do que quando a consola do mastro 18 pára até a execução do fecho lateral, uma vez que como se constata, os deslocamentos devidos a esses efeitos nas secções junto do mastro 19 são mais elevados do que os verificados junto do mastro 18.

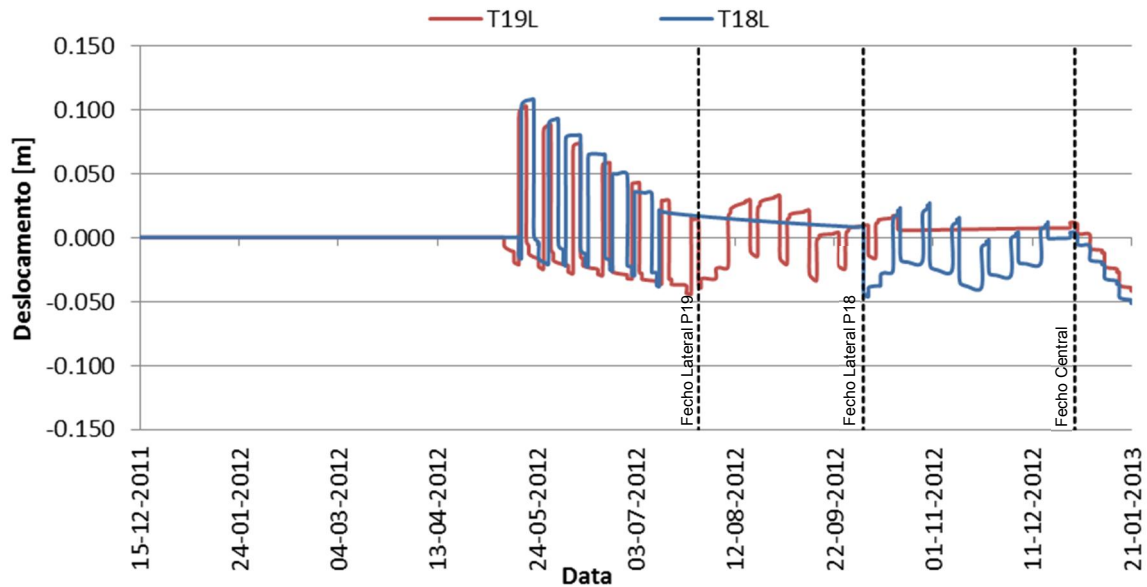


Gráfico 5.23 - Evolução dos deslocamentos verticais nas secções a 77 metros do eixo dos pilares P18 e P19 nos vãos laterais.

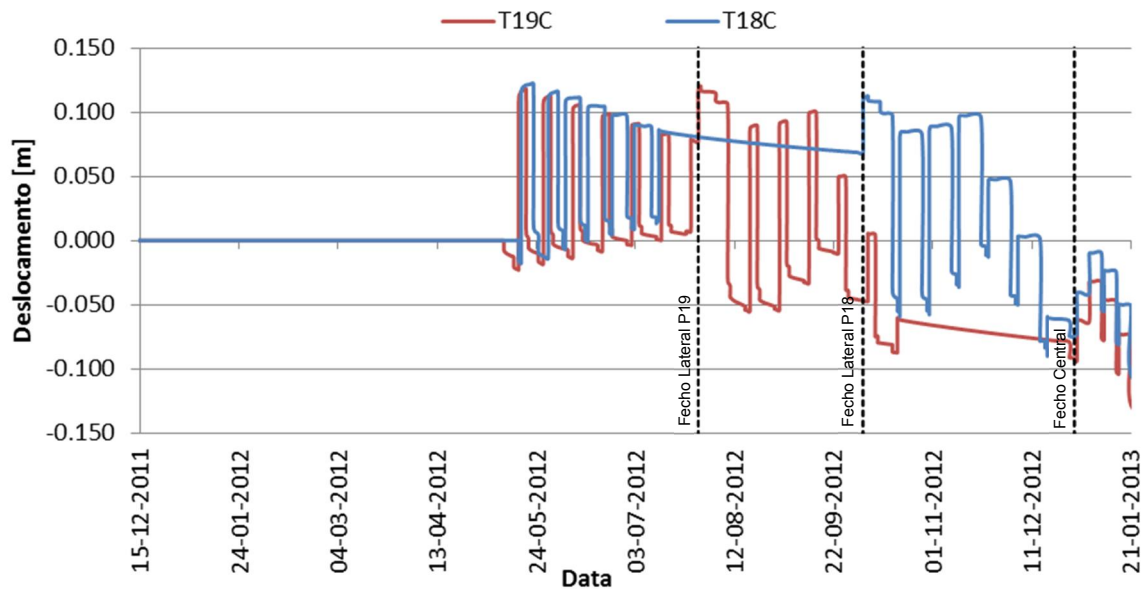


Gráfico 5.24 – Evolução dos deslocamentos verticais nas secções a 77 metros do eixo dos pilares P18 e P19 no vão central.

5.3.3.2. Deslocamentos nos aparelhos de apoio dos pilares extremos (P15 e P22)

A determinação dos deslocamentos horizontais junto de zonas onde se situam juntas de dilatação é de elevada importância de forma a dimensionar referidas juntas. De facto, uma junta de dilatação bem dimensionada pode fazer a diferença entre uma estrutura com uma boa durabilidade e poucas intervenções de reabilitação ao longo da sua vida e uma estrutura com mau comportamento estrutural, com frequentes operações de reabilitação e excesso de fendilhação.

No Gráfico 5.25 representam-se os deslocamentos verificados nas juntas de dilatação, localizadas sobre os pilares P15 e P22, ao longo do processo construtivo. É de referir, que na modelação efetuada se considerou que há libertação no sentido longitudinal do viaduto apenas após a execução dos fechos laterais. Verifica-se que há uma tendência de deslocamento para o interior do sub-viaduto central em ambas as juntas dilatação, prevendo-se numericamente que o deslocamento na junta sobre o pilar P15 deverá atingir os 13.3 centímetros, e que na junta sobre o pilar P22 o deslocamento seja de aproximadamente 17.4 centímetros. Tais diferenças, podem ser justificadas devido ao facto de os fechos laterais, e conseqüente libertação dos aparelhos de apoio, serem executados com alguma distância temporal, tendo como consequência que na junta de dilatação nascente se observem maiores deslocamentos devido aos fenómenos reológicos do betão. Refira-se ainda, que um ano após a conclusão da obra se estima um deslocamento longitudinal nas juntas de dilatação da ordem dos +/-5.9 centímetros devido a uma variação uniforme de temperatura de +/-15°C em toda a estrutura. Já para 50 anos após a conclusão, preveem-se deslocamentos de 25.4cm e 29.2cm nas juntas de dilatação dos pilares P15 e P22, respetivamente.

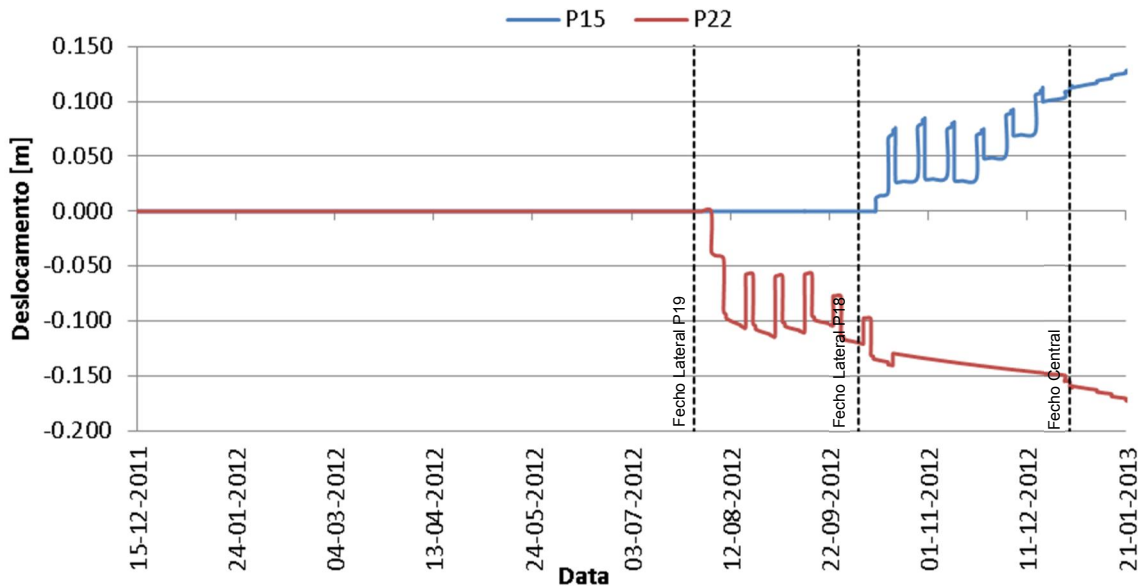


Gráfico 5.25 – Deslocamentos longitudinais nas juntas de dilatação da obra de arte durante o processo construtivo.

5.3.3.3. Deslocamentos horizontais no topo dos mastros

O topo dos mastros é dos pontos da estrutura onde se registam maiores deslocamentos pelo que se representam no Gráfico 5.26 os deslocamentos horizontais no sentido longitudinal estimados numericamente ao longo do processo construtivo para os dois mastros verificando-se que ambos apresentam um comportamento muito semelhante. É notório que durante a fase construtiva o deslocamento é maior no mastro 19 uma vez que quando a execução do tabuleiro junto deste mastro é parada, a consola existente é significativamente maior do que a existe junto do mastro 18 quando a execução do tabuleiro é parada junto a este mastro. Assim, prevê-se um deslocamento final, no sentido do vão central, após a conclusão da obra de 13.1cm e 15.5cm nos mastros 18 e 19, respetivamente, sendo que ao fim de 50 anos de serviço se prevê deslocamentos de 23.0cm e 25.3cm para os mastros 18 e 19.

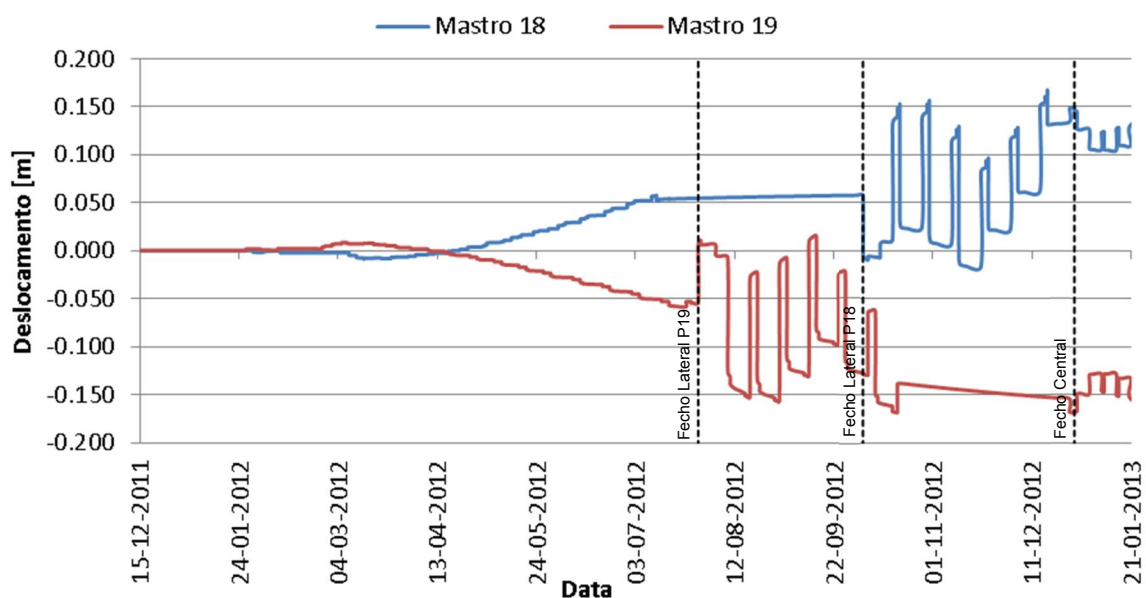


Gráfico 5.26 – Deslocamentos longitudinais nos topos dos mastros.

5.3.4. REAÇÕES DE APOIO DOS MASTROS

A determinação dos esforços induzidos nas fundações durante o processo construtivo torna-se importante na medida que tal como acontece nos elementos estruturais da superestrutura, as ações condicionantes podem surgir apenas em determinadas fases do processo construtivo e não seriam detetadas se a estrutura fosse idealmente cimbrada. Assim, apresenta-se no Gráfico 5.27 e no Gráfico 5.28 a evolução do esforço vertical e do momento fletor transversal ao eixo longitudinal, respetivamente, ao longo do processo construtivo nos mastros P18 e P19.

Prevê-se um esforço axial em ambos os mastros no final do processo construtivo de aproximadamente 285MN. No que diz respeito aos momentos flectores transversais nas fundações dos pilares 18 e 19, verifica-se que até à execução dos fechos laterais a evolução é muito semelhante. Estes momentos são originados até ao fecho lateral pelo maior peso próprio do betão no vão central devido à maior densidade de armadura e posteriormente pela assimetria estrutural existente. Prevêem-se então que os momentos flectores na direção transversal ao eixo longitudinal da obra na base dos pilares P18 e P19

sejam muito semelhantes no final da construção e com um valor de aproximadamente 170MN.m. Para 2063, 50 anos após a conclusão da estrutura, estimam-se reações verticais semelhantes, prevendo-se momentos fletores da ordem dos 200MN.m, idênticos aos verificados um ano após a conclusão da estrutura.

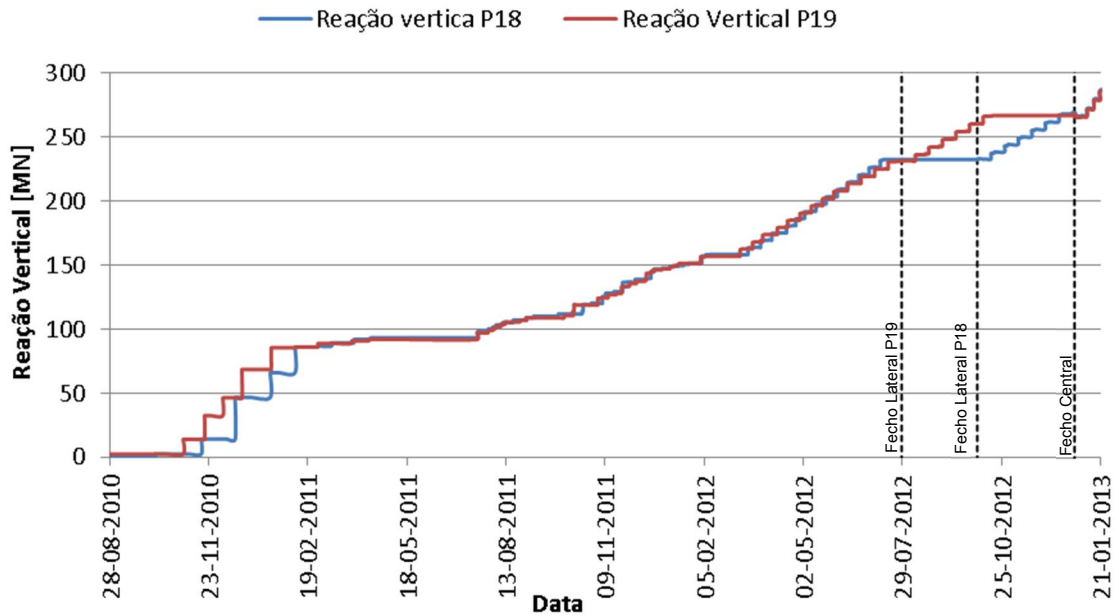


Gráfico 5.27 – Evolução da reação vertical na base dos pilares P18 e P19 ao longo do processo construtivo.

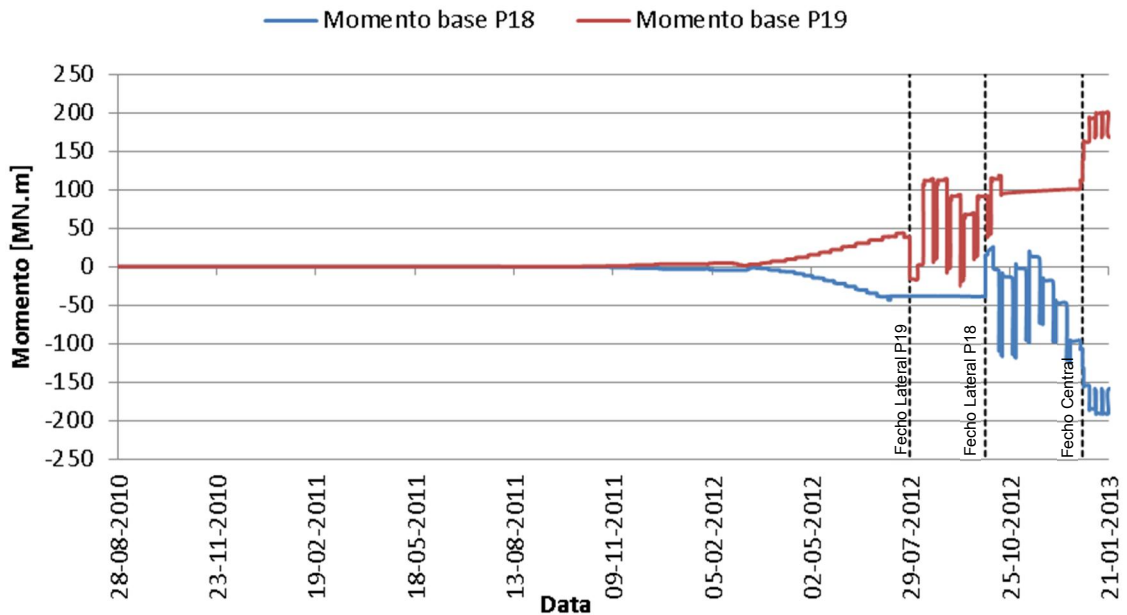


Gráfico 5.28 – Evolução do momento na direção transversal ao eixo longitudinal da obra na base dos pilares P18 e P19 ao longo do processo construtivo.

5.3.5. REAÇÕES NOS APARELHOS DE APOIO COM SISTEMA ANTI-LEVANTAMENTO

Os aparelhos de apoio dos pilares P17 e P20 têm um dispositivo anti-levantamento do tabuleiro, pelo que de forma a demonstrar que em nenhum dos apoios se chega a esforços axiais de tração, apresentam-se no Gráfico 5.29 as reações nos referidos aparelhos ao longo do processo construtivo,

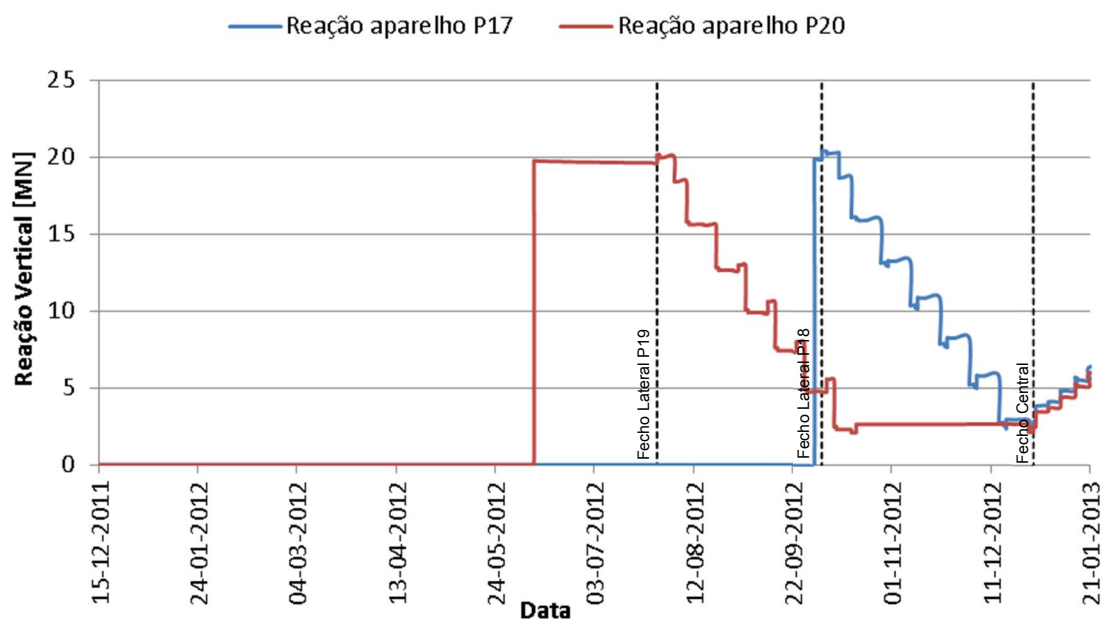


Gráfico 5.29 – Reações verticais nos aparelhos de apoio dos pilares com sistema anti-levantamento (P17 e P20).

5.3.6. MODOS E FREQUÊNCIAS DE VIBRAÇÃO NATURAIS DURANTE O PROCESSO CONSTRUTIVO

Apresentam-se agora nesta subsecção os resultados obtidos numericamente para os modos e frequências de vibração da parte nascente do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo (pilares P19 a P22) antes da execução do fecho lateral. Apenas se apresentam os resultados para esta fase da estrutura a título demonstrativo das capacidades do modelo numérico utilizado e naturalmente que qualquer outra fase do processo construtivo poderia ser aqui exposta. Desta forma, optou-se por dividir o modelo simetricamente por uma questão de capacidade computacional disponível sendo que essa divisão não influencia os resultados obtidos uma vez que são estruturas independentes nas fases analisadas. Outra razão para apresentar os resultados da metade nascente do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo é a maior aproximação dos resultados obtidos numericamente com os valores lidos em obra junto do mastro 19, como se referiu na secção 5.2. A metade poente, na mesma fase do processo construtivo, ou seja, imediatamente antes da execução da aduela de fecho lateral, deverá ter modos e frequências de vibração semelhantes, uma vez que ambas têm geometrias muito semelhantes. Como à data da elaboração deste trabalho não existem quaisquer dados de frequências de vibração da estrutura, não houve possibilidade de aferir o modelo numérico com os resultados obtidos no próprio viaduto.

Uma vez que o modelo numérico foi desenvolvido fundamentalmente para análises no plano longitudinal/vertical do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo, a análise modal que se apresenta reporta-se apenas às frequências e modos de vibração nesse plano. Apresenta-se então na Figura 5.1 o primeiro modo de vibração longitudinal da estrutura antes do fecho lateral, que corresponde ao primeiro modo longitudinal do pilar/mastro 19, com uma frequência própria de 0.157 Hz.

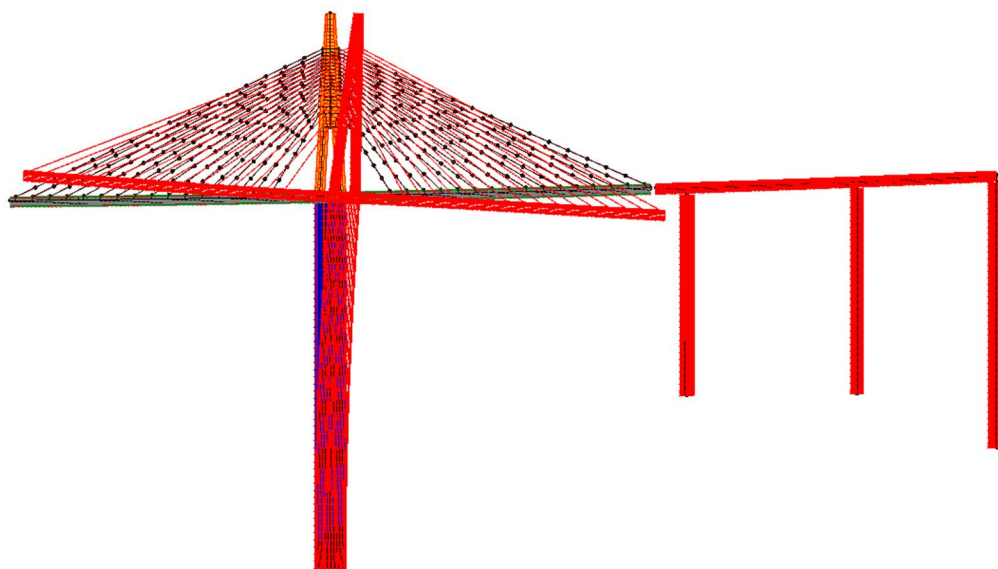


Figura 5.1 – Primeiro modo de vibração longitudinal da parte nascente do sub-viaduto central antes da execução do fecho lateral, $f = 0.157$ Hz (conteúdos de ecrã *Evolution*).

Uma vez que se fez a análise da estrutura antes do fecho o segundo modo de vibração longitudinal, obtido com uma frequência de 0.288 Hz, corresponde ao primeiro modo longitudinal dos dois vãos laterais executados por viga de lançamento (Figura 5.2). Nas Figuras 5.3 e 5.4 representam-se, respetivamente, o terceiro modo de vibração longitudinal no mastro/pilar 19 e o primeiro modo de vibração do tirante T18L16, que têm, respetivamente, frequências próprias de vibração de 0.661Hz e 1.156Hz. Os resultados obtidos encontram-se então na gama de frequências comum de obras de arte atirantadas. No Quadro 5.1 encontram-se resumidos os primeiros modos e frequências de vibração longitudinais para a fase construtiva exemplificada.

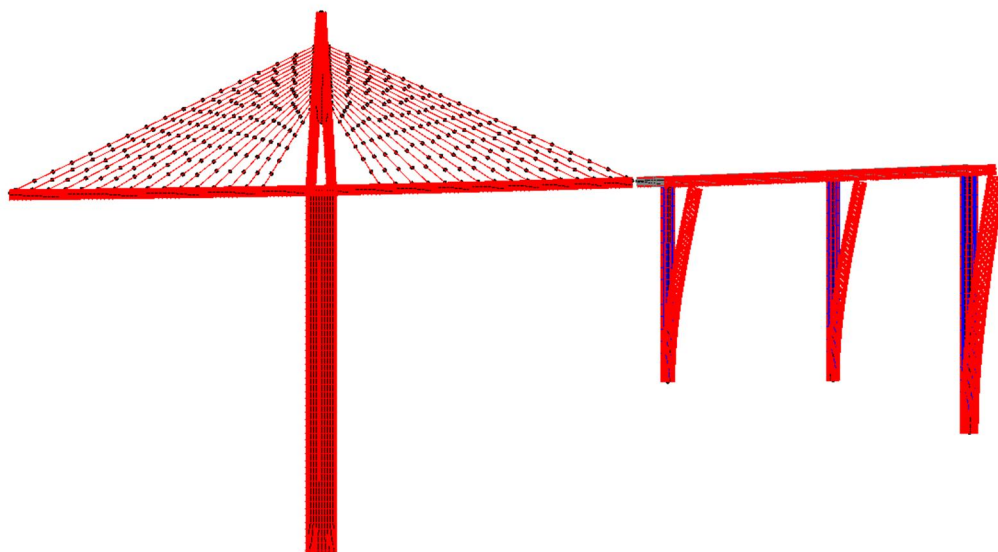


Figura 5.2 – Primeiro modo de vibração longitudinal dos vãos antes da execução do fecho lateral, $f = 0.288$ Hz (conteúdos de ecrã *Evolution*).

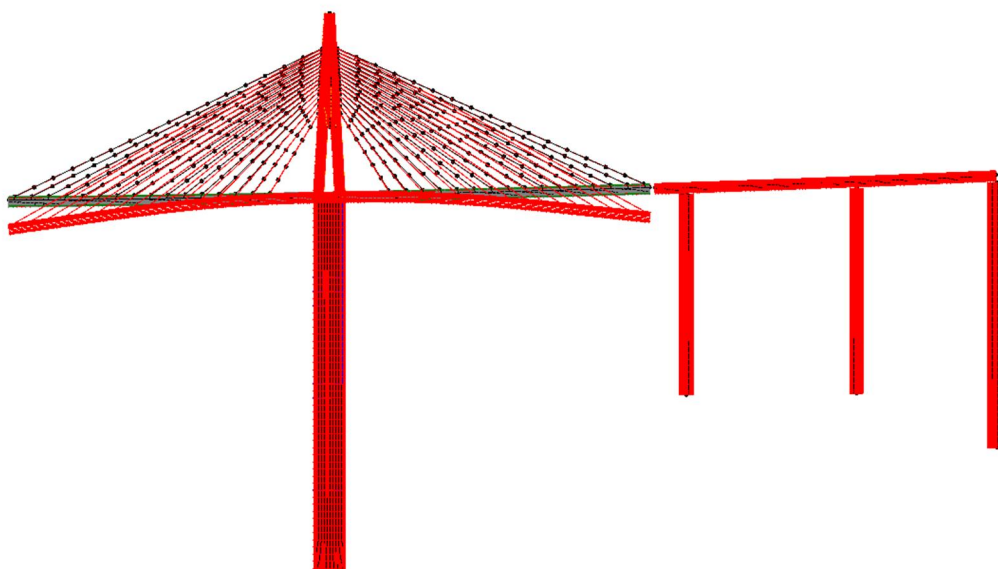


Figura 5.3 – Terceiro modo de vibração longitudinal da parte nascente do sub-viaduto central antes da execução do fecho lateral, $f = 0.661$ Hz (conteúdos de ecrã *Evolution*).

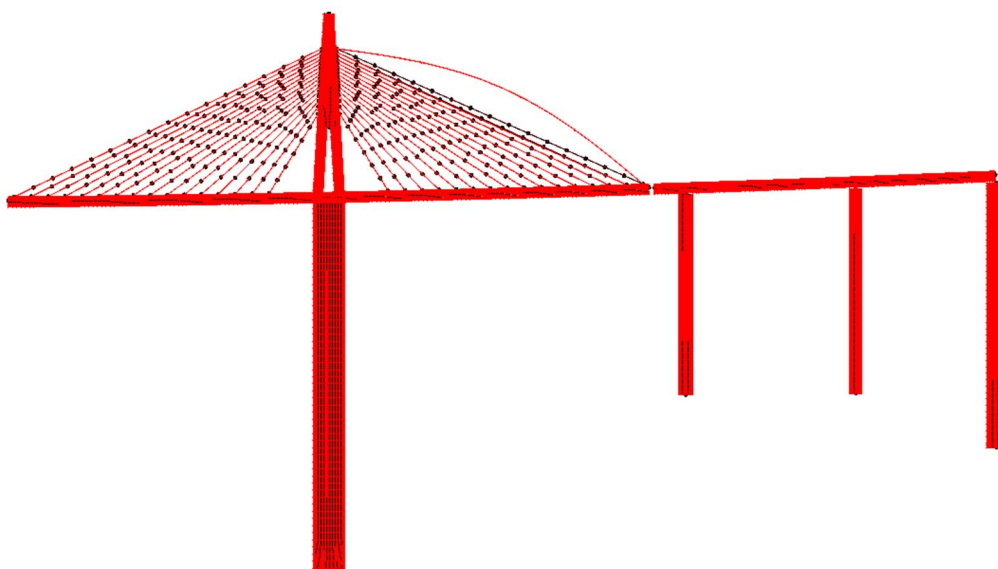


Figura 5.4 – Primeiro modo de vibração do tirante T19L16 antes da execução do fecho lateral, $f = 1.156$ Hz (conteúdos de ecrã *Evolution*).

Quadro 5.1 – Vinte primeiros modos de vibração longitudinais da parte nascente do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo antes da execução do fecho lateral.

Modo	Frequência natural (Hz)	
1	0.157	1º modo do mastro
2	0.288	1º modo da zona porticada
3	0.414	2º modo do mastro
4	0.661	3º modo do mastro
5	1.156	1º modo do tirante T19L16
6	1.161	1º modo do tirante T19L15
7	1.237	1º modo do tirante T19C16
8	1.246	1º modo do tirante T19L14
9	1.292	1º modo do tirante T19C15
10	1.354	1º modo do tirante T19C14
11	1.369	1º modo do tirante T19L13
12	1.434	1º modo do tirante T19C13
13	1.437	2º modo do tirante T19C13
14	1.488	1º modo do tirante T19L12
15	1.510	1º modo do tirante T19C12
16	1.599	1º modo dos tirantes T19C11 e T19L11
17	1.609	2º modo dos tirantes T19C11 e T19L11
18	1.615	3º modo dos tirantes T19C11 e T19L11
19	1.705	1º modo do tirante T19C10
20	1.734	1º modo do tirante T19L10

5.4. FASE DE EXPLORAÇÃO

A previsão de deformações e tensões ao longo da fase de exploração da obra é relevante para certificar que a obra de arte continua a ter um bom desempenho estrutural ao longo da sua vida útil sem necessidade de intervenções relevantes. Previsões de comportamento futuro são úteis para definir níveis de alerta de comportamento estrutural a introduzir nos novos sistemas de gestão das obras de arte, permitindo dessa forma antecipar problemas e danos ou alertar as autoridades competentes de que algo na estrutura não se está a comportar como previsto.

5.4.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO TABULEIRO

As estruturas de betão armado, apesar de toda a sua robustez, são estruturas “vivas” apresentando variações de comportamento, quer ao nível de tensões quer ao nível de deformações, ao longo da sua vida essencialmente originadas pelos efeitos reológicos do betão. No Gráfico 5.30 representam-se os deslocamentos totais no final do processo construtivo sendo que naturalmente a estrutura não apresenta esta configuração uma vez que a geometria da obra de arte vai sendo corrigida ao longo da construção. No entanto, é de destacar a amplitude de deslocamentos do vão central de 300 metros construído por avanços sucessivos, com um valor máximo de aproximadamente 35,2cm. Como se constata, os deslocamentos são aproximadamente simétricos em relação ao meio vão, embora do lado nascente ocorram maiores deslocamentos verticais a meio do vão central uma vez que para a execução da aduela de fecho a consola correspondente ao mastro 19 fica cerca de dois meses em “espera” da consola análoga do mastro 18, ocorrendo por isso maiores deslocamentos por fluência. Já nos vãos laterais atirantados verificam-se maiores deslocamentos na parte ponte devido a esse mesmo atraso na construção da obra de arte, em que a execução do tabuleiro por aduelas junto do mastro 18 fica

parada por cerca de dois meses até à execução do fecho lateral ponte devido ao atraso na execução dos vãos por viga de lançamento no lado poente do viaduto. Constata-se ainda que após a execução dos fechamentos laterais, se fazem sentir maiores variações de deslocamentos na extremidade da consola devido às diferentes operações correspondentes à construção por avanços sucessivos uma vez que a estrutura deixa de ser externamente isostática.

No Gráfico 5.31 representam-se os incrementos de deformada vertical numericamente previstos em relação ao instante de conclusão da obra de arte entre 2014 e 2023. Estes deslocamentos refletem o comportamento estrutural diferido da estrutura, observando-se que a variação dos deslocamentos verticais tende a diminuir ao longo do tempo. O deslocamento vertical máximo ocorre para o vão central de 300 metros de extensão, sendo que ao fim de 5 anos o acréscimo de deslocamento é de 152 milímetros e ao fim de 10 anos de 181 milímetros. No Gráfico 5.34 representam-se os deslocamentos diferidos para 10, 20, 30, 40 e 50 anos, constatando-se novamente a tendência decrescente da evolução das deformações, sendo que a meio vão em 2063 se estima um deslocamento máximo de aproximadamente 217 milímetros, correspondendo a aproximadamente 3/4000 do vão livre, valor perfeitamente aceitável à luz dos regulamentos atuais. Repare-se que no final de 2053 os deslocamentos são muito semelhantes aos constatados no final de 2063. É de notar, que ao final de 10 anos, há um encurtamento de todos os pilares, prevendo-se que todos os pontos do tabuleiro estejam abaixo da rasante definida em projeto.

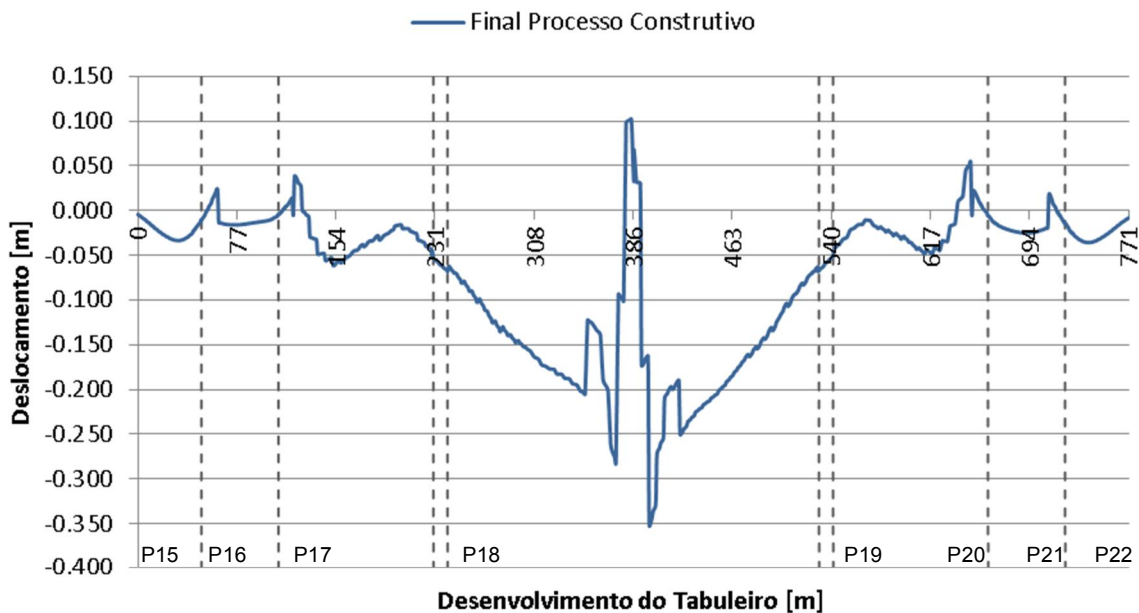


Gráfico 5.30 – Deslocamentos verticais totais dos nós dos tabuleiros no final do processo construtivo.

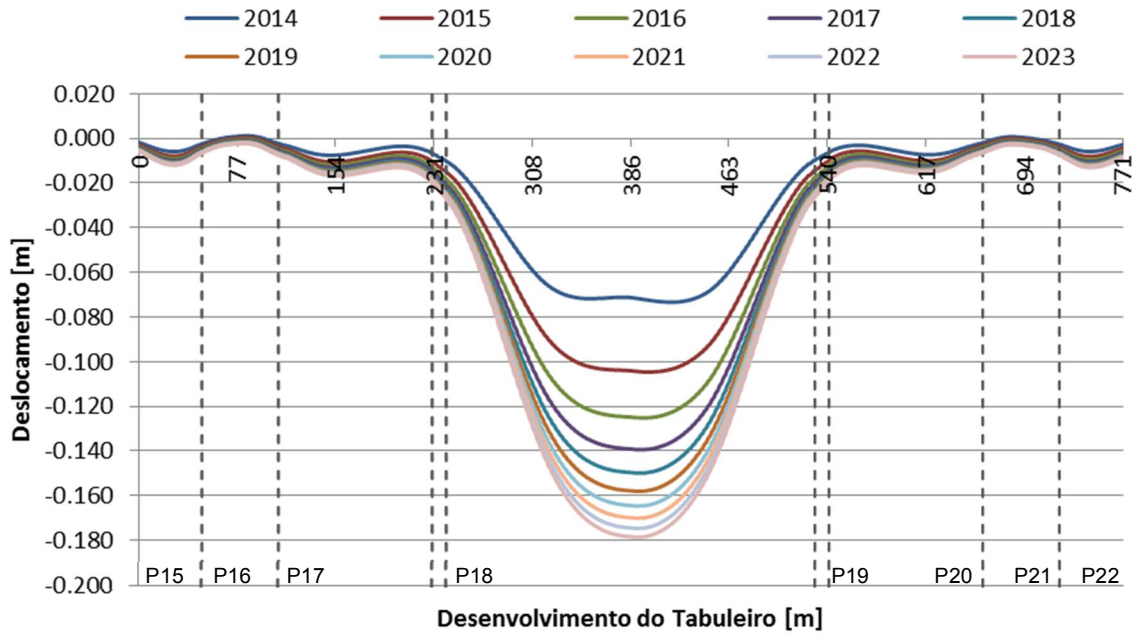


Gráfico 5. 31 – Incrementos de deformada do tabuleiro em relação ao instante de conclusão da obra para os anos compreendidos entre 2014 e 2023.

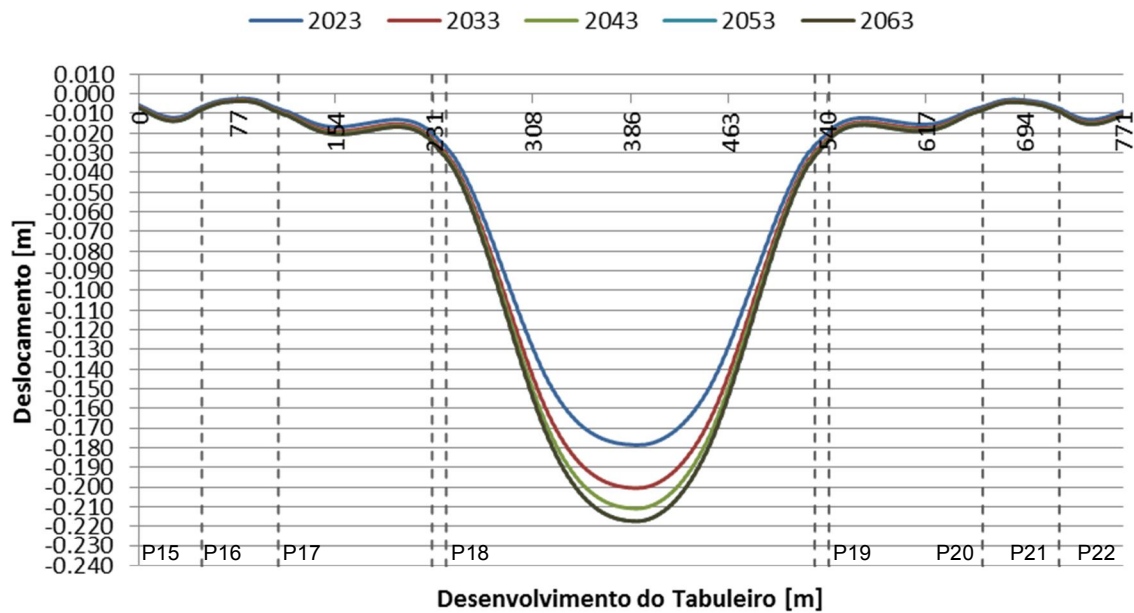


Gráfico 5. 32 – Incrementos de deformada do tabuleiro em relação ao instante de conclusão da obra para os anos compreendidos entre 2023 e 2063.

5.4.2. EFEITO DAS VARIAÇÕES UNIFORMES DE TEMPERATURA

O comportamento de uma estrutura devido a variações de temperatura é muito importante, podendo ser crucial a estimativa de deformadas devido a variações de temperatura durante o faseamento construtivo. Operações como a execução de aduelas de fecho foi condicionada em muitas obras pela temperatura ambiente ou mesmo pelas condições de exposição solar. A consideração dos efeitos da temperatura são também importantes no dimensionamento de elementos como as juntas de dilatação, uma vez que as variações uniformes de temperatura provocam variações longitudinais consideráveis dos elementos estruturais. Assim, representam-se no Gráfico 5.33 os deslocamentos verticais do tabuleiro devido a variações uniformes da temperatura de +/- 15°C, onde se constata a existência de deslocamentos diferenciais consideráveis que introduzem variações de tensões nos diferentes elementos estruturais, uma vez que se trata de uma estrutura hiperestática conforme se pode observar no Gráfico 5.34. Refira-se ainda que o aumento uniforme de temperatura devido ao aumento de comprimento dos tirantes provoca no vão central uma descida do tabuleiro relativamente aos seus extremos, no entanto, este efeito não é suficiente para anular o deslocamento ascendente e imposto pelo alongamento dos mastros e pilares, sendo assim o deslocamento absoluto ascendente. De destacar ainda que, como os pilares têm diferentes alturas, introduzem-se deslocamentos diferenciais distintos, e por consequência, variações tensões ao longo do tabuleiro.

Por fim, referir que devido à variação de temperatura uniforme de +/-15°C se verificam deslocamentos horizontais nas extremidades do tabuleiro de aproximadamente +/-5.9cm e no topo dos mastros estimam-se deslocamentos verticais de aproximadamente 3cm.

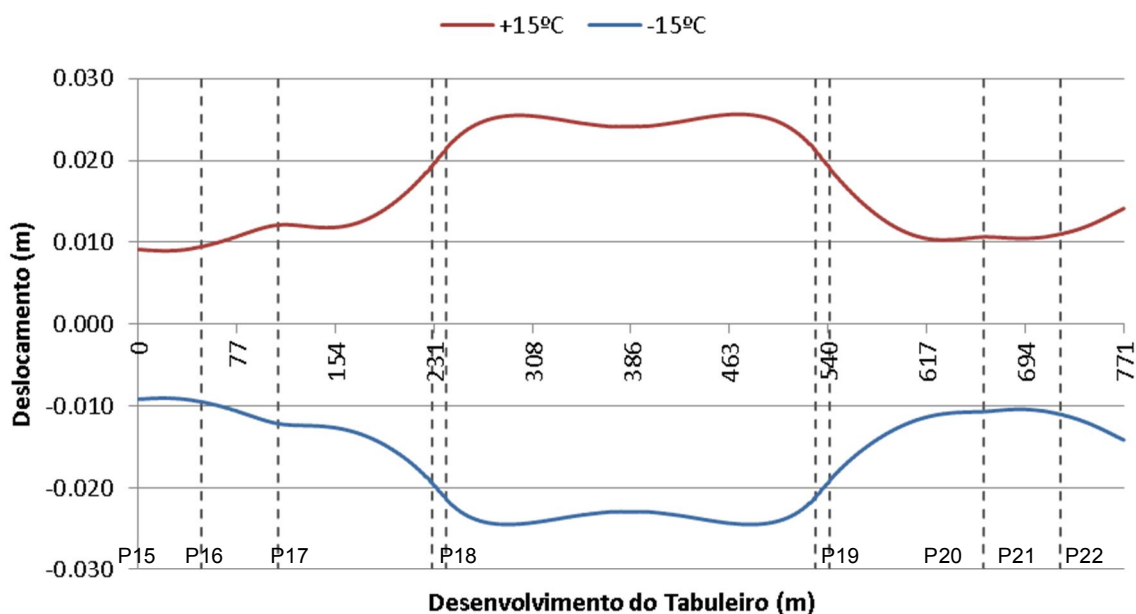


Gráfico 5.33 – Incrementos de deformada vertical do tabuleiro devido a variações uniformes de temperatura.

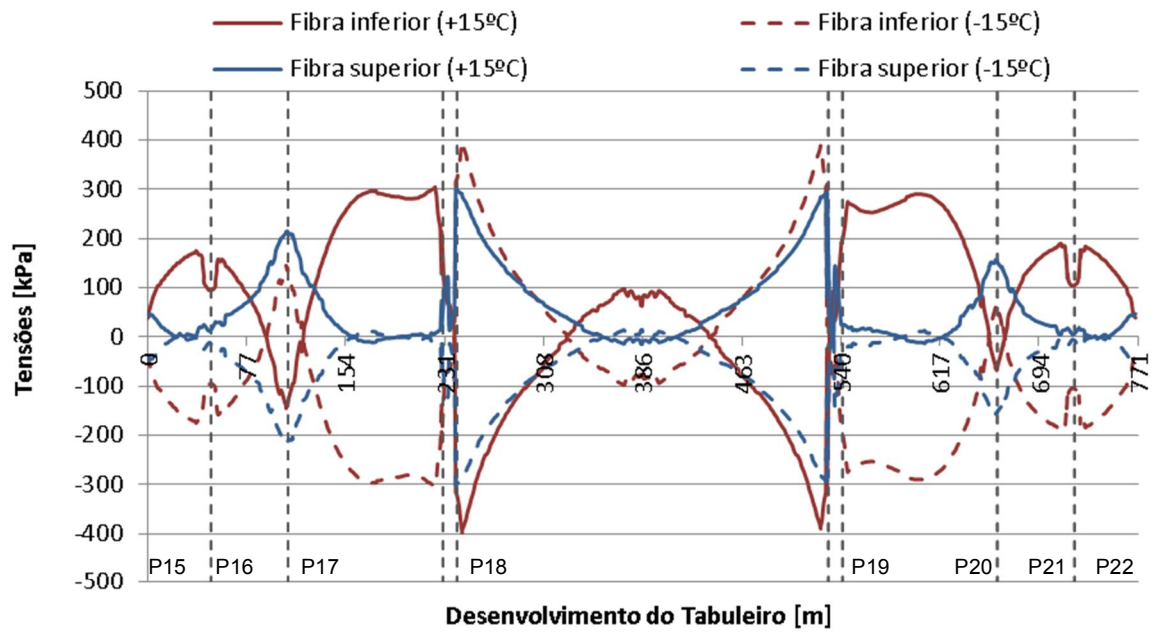


Gráfico 5.34 – Diagrama de incrementos de tensões nas fibras superiores e inferiores do betão ao longo do tabuleiro devidas a variações uniformes de temperatura de +15°C e - 15°C.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

A modelação do faseamento construtivo do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo revelou-se um desafio aliciante e motivador mas, ao mesmo tempo, trabalhoso e exigente. Dada a grande complexidade, quer em geometria quer do próprio processo construtivo, do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo, a modelação desta obra de arte requereu a análise de um muito elevado número de fases construtivas bem como a utilização de um elevado número de elementos finitos. Devido a condicionantes dos meios informáticos, houve mesmo necessidade de reduzir significativamente o número de operações, tendo-se tido o cuidado de condicionar o mínimo possível os resultados obtidos. Mesmo assim, a análise do modelo numérico utiliza aproximadamente 30 GB de memória RAM no final do cálculo e cerca de 35 horas de tempo de processamento, o que revela a dimensão e a complexidade do modelo numérico.

No que se refere à análise comparativa dos resultados da monitorização com os estimados numericamente, verifica-se que estes se aproximam bastante bem para as grandezas medidas junto do mastro 19, sendo que para as grandezas medidas junto do mastro 18 existe uma menor concordância mas mesmo assim bastante razoável. Tais discrepâncias devem-se essencialmente à falta de informação acerca das leis de comportamento do betão aplicado, uma vez que as leis adotadas para a fluência e retração referem-se a apenas resultados laboratoriais, não se tratando efetivamente o betão aplicado em obra. Devido à falta de melhor informação, quer devido à sua inexistência quer devido a razões de sigilo, uma vez que a obra ainda se encontra em construção, não foi possível ir mais além na aferição do modelo numérico. Aliás, a calibração dos modelos numéricos é um processo evolutivo ao longo quer da construção da obra de arte, quer dos primeiros anos de vida da estrutura, principalmente no que diz respeito à modelação do comportamento diferido do betão.

Por outro lado, é de salientar a importância da modelação do faseamento construtivo das obras de arte, uma vez que, como apresentado, ocorrem esforços condicionantes durante esta fase da vida da estrutura que não mais voltam a surgir durante toda a sua vida útil. Pôde-se constatar, por exemplo, que em algumas secções da obra de arte estudada surgem tensões durante o processo construtivo superiores ao dobro das verificadas depois da estrutura concluída.

É de destacar ainda a relevância da incorporação dos efeitos reológicos do betão nos modelos numéricos, pois como foi visto, o ritmo construtivo condiciona em grande medida a forma como a estrutura se comporta não só durante a construção mas também em serviço. De facto, constatou-se que

apesar de os dois mastros terem geometrias muito semelhantes, diferindo no ritmo construtivo levam a desempenhos distintos, como por exemplo, maiores deslocamentos no tabuleiro e topo do mastro da metade com um ritmo mais elevado. Assim, dada a grande sensibilidade do comportamento das estruturas aos fenómenos reológicos do betão, é aconselhável que as leis de comportamento deste material, assim como as condições ambientais, sejam cuidadosamente caracterizadas.

Saliente-se ainda a importância dos modelos numéricos devidamente aferidos com os resultados da monitorização estrutural uma vez que dessa forma é possível avaliar se o comportamento da estrutura é adequado ou se há alguma anomalia na obra de arte. Discussões como a efetuada para a averiguação de que a célula de carga se encontra bem ou mal instalada/calibrada, se as tensões aplicadas nos tirantes são menores ou maiores do que o previsto, ou a comparação dos deslocamentos estimados numericamente com os resultados topográficos do controlo de geometria, podem tornar a construção menos onerosa, mais eficiente e permitem ainda diminuir a probabilidade do aparecimento de anomalias, dado o maior controlo do comportamento estrutural que um modelo numérico devidamente calibrado possibilita.

Por fim, refere-se que o modelo de cálculo utilizado apesar de ser computacionalmente extremamente exigente, dada a quantidade de informação que é possível introduzir e extrair dele, e a adaptabilidade simples e eficaz a diferentes leis de comportamento dos materiais, poderá servir como ponto de partida para a definição de limites de comportamento a incorporar no sistema de gestão do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Dada a grande complexidade e dimensão da obra estudada e a sucessiva evolução da estrutura ao longo da sua construção, à data da elaboração deste trabalho a quantidade de informação possível de extrair do modelo elaborado e o respetivo tratamento excede o âmbito desta dissertação. Embora se considere que o modelo numérico desenvolvido seja ainda um produto inacabado no que diz respeito à aferição com resultados da monitorização, uma vez que esse é um processo que se deverá estender durante todo o faseamento construtivo e os primeiros anos de exploração da obra de arte, este poderá vir a ser útil na definição de previsões de comportamento futuro da obra de arte em causa caso haja uma continuação da sua aferição com resultados da monitorização, bem como uma atualização das datas reais das operações realizadas.

No entanto, dada a grande complexidade da estrutura em questão, um único modelo numérico é definitivamente insuficiente na determinação de limites de comportamento a integrar no sistema de gestão da obra de arte. Assim, aponta-se a título de exemplo, como possíveis desenvolvimentos futuros, a elaboração de modelos locais para estudar, por exemplo, a forma como se dá o encaminhamento das forças nas secções de cruzamento do tabuleiro com os mastros. Outro exemplo poderá ser referente à análise das secções de ancoragem dos tirantes no tabuleiro e a forma como os esforços se distribuem pela secção e pelas diagonais metálicas avaliando se esses sistemas de suspensão internos da carga do tirante se encontram a funcionar como previsto, e possibilitando o desenvolvimento de novas tecnologias de ligação entre as diagonais metálicas e a secção de betão.

O desenvolvimento de metodologias que consistam na procura de alterações no padrão de comportamento da estrutura analisando a variação da resposta da mesma sob a ação de tráfego ou de excitação ambiental devem ainda ser tidas em conta como metodologia complementar à utilizada. Por exemplo, sendo a ação térmica a ação não acidental que maiores deslocamentos horizontais provoca numa obra de arte, bem como o seu carácter gratuito, esta poderá ser interessante no desenvolvimento de níveis de comportamento esperados da estrutura.

Finalmente, dada a natureza estocástica dos fenómenos ambientais e a particularidade das secções em caixão se encontrarem quase que expostos a dois ambientes em simultâneo, uma análise probabilística poderá revelar-se interessante no estudo do comportamento diferido do betão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AutoestradasXXI; LABEST-FEUP; NewMENSUS; SENER; LISCONCEBE - Plano de Monitorização Estrutural. Porto: 2010a.
- AutoestradasXXI; LABEST-FEUP; NewMENSUS; SENER; LISCONCEBE - Fichas de instação dos extensómetros T-P18a-1I, T-P18a-2I, T-P18a-1S e T-P18a-2S. 2011a.
- AutoestradasXXI; LABEST-FEUP; NewMENSUS; SENER; LISCONCEBE - Fichas de instação dos extensómetros T-P18b-1I, T-P18b-2I, T-P18b-1S e T-P18b-2S. 2011b.
- AutoestradasXXI; LABEST-FEUP; NewMENSUS; SENER; LISCONCEBE - Fichas de instação dos extensómetros T-P19b-1I, T-P19b-2I, T-P19b-1S e T-P19b-2S. 2011c.
- AutoestradasXXI; LABEST-FEUP; NewMENSUS; SENER; LISCONCEBE - Fichas de instação dos extensómetros T-P19c-1I, T-P19c-2I, T-P19c-1S e T-P19c-2S. 2011d.
- AutoestradasXXI; Portugal, Estradas de; SENER; LCW - Subconcessão Auto-Estrada Transmontana. A4/IP4 - Vila Real (Parada de Cunhos)/Quintanilha. Lote 1. Projecto de Execução. Obras de Arte Especiais. Viaduto do Corgo: Cálculos Justificativos. 2010b.
- AutoestradasXXI; Portugal, Estradas de; SENER; LCW - Subconcessão Auto-Estrada Transmontana. A4/IP4 - Vila Real (Parada de Cunhos)/Quintanilha. Lote 1. Projecto de Execução. Obras de Arte Especiais. Viaduto do Corgo: Memória Descritiva e Justificativa. 2010c.
- AutoestradasXXI; Portugal, Estradas de; SENER; LCW - Subconcessão Auto-Estrada Transmontana. A4/IP4 - Vila Real (Parada de Cunhos)/Quintanilha. Lote 1. Projecto de Execução. Obras de Arte Especiais. Viaduto do Corgo: Peças desenhadas. 2010d.
- Benaim, Robert - The design of prestressed concrete bridges: concepts and principles. New York: Taylor & Francis, 2008.
- Caetano, Elsa de Sá - Dynamics of cable-stayed bridges experimental assessment of cable-structure interaction. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2000. Tese de Doutoramento.
- Calado, Carlos Miguel Cabeçadas - Concepção Estrutural das Pontes de Tirantes. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2011. Tese de Mestrado.
- CEN - Eurocode 2 - Design of Concrete Structures. Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules. Brussels: 2008.
- CEN - Eurocódigo 2 projecto de estruturas de betão Parte 1-1 regras gerais e regras para edifícios NP EN 1992-1-1: 2010. Caparica: IPQ, 2010.
- Faria, Augusto Miguel Monteiro Pedroso - Avaliação do desempenho de sistemas de monitorização de estruturas. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010. Tese de Mestrado.
- Farquhar, D.J. - ICE Manual of Bridge Engineering. Londres: ICE Publishing, 2008. Cap. 13 - Cable Stayed Bridges.
- Félix, Carlos Manuel da Silva - Monitorização e análise do comportamento de obras de arte. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004. Tese de Doutoramento.
- Ferraz, Miguel Ângelo Carvalho - Um Modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001. Tese de Mestrado.

- Ferraz, Miguel Ângelo Carvalho - Modelo para avaliação do comportamento estrutural de obras de arte. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010. Tese de Doutoramento.
- Figueiras, Joaquim - Monitorização da Integridade Estrutural de Obras de Arte. Guimarães: 2008.
- Gilbert, R.I. - Time Effects in Concrete Structures. New York: Elsevier Science Ltd, 1988.
- Gimsing, Niels J.; Georgakis, Christos T. - Cable Supported Bridges: Concept and Design. Wiley-Blackwell, 2012.
- Hewson, Nigel - Prestressed Concrete Bridges: Design and Construction. London: Thomas Telford Ltd, 2003.
- Leonhardt, Fritz - Construções de Concreto. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1982.
- LNEC - Ponte Sobre o Rio Corgo: Estudo de Fluência de um Betão C50/60. Lisboa: 2011.
- LNEC - Viaduto do Corgo - Ensaio do Betão Tabuleiro - C50/60. 2012.
- Marques, João Pedro Louro Almeida - Comportamento diferido de pontes híbridas constituídas por vãos laterais pré-fabricados em betão pré-esforçado e vão central misto aço-betão um caso prático. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, 2011. Tese de Mestrado.
- Menn, Christian - Prestressed Concrete Bridges. Basel: Birkhauser Verlag, 1990.
- Nilson, Arthur H.; Darwin, David; Dolan, Charles W. - Design of Concrete Structures. New York: McGraw-Hill Higher Education, 2010.
- Pedro, José J. Oliveira - Pontes de Tirantes: Concepção, Dimensionamento e Construção (D.F.A. em Engenharia de Estruturas). Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2010.
- Podolny, Walter ; Scalzi, John B. - Construction and Design of Cable-stayed Bridges. John Wiley & Sons, 1986.
- Santos, Luís Miguel Pina de Oliveira - Observação e análise do comportamento diferido de pontes de betão. Lisboa: LNEC, Teses e programas de investigação, 2002. Tese de Doutoramento.
- Santos, Teresa Oliveira - Retracção do betão em pontes observação e análise. Lisboa: LNEC, Teses e programas de investigação LNEC TPI, 2007. Tese de Doutoramento.
- Silva, Diogo Guilherme Abreu Costa Pereira da - Avaliação da conformidade de obras de arte com base na monitorização estrutural. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011. Tese de Mestrado.
- Tang, Man-Chung - Bridge Engineering Handbook. New York: CRC Press, 2000. Cap. 19 - Cable-Stayed Bridges.
- Walther, Rene; Houriet, Bernard; Isler, Walmar; Moia, Pierre; Klein, Jean-Francoise - Cable-stayed Bridges. London: ICE Publishing, 1999.
- Wikipedia, contributors - List of largest cable-stayed bridges. Wikimedia Foundation, Inc., 2012.
- Xanthakos, Petros P. - Theory and Design of Bridges. John Wiley & Sons, 1993.

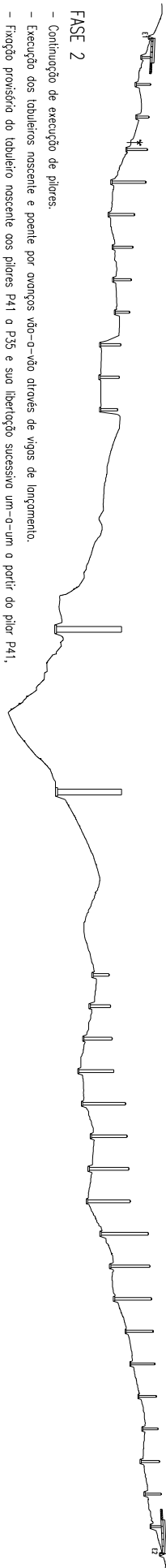
ANEXOS

Anexo A – Faseamento construtivo longitudinal do Viaduto do Corgo

FASEAMENTO CONSTRUTIVO LONGITUDINAL

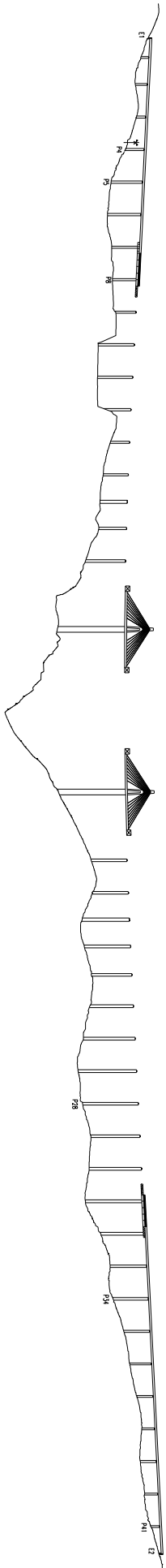
FASE 1

- Execução de fundações;
- Execução de pilares por sistemas de cofragem treponte, auto-treponte e deslizante;
- Montagem das vigas de lançamento e cofragem do tabuleiro junto aos encontros E1 e E2.



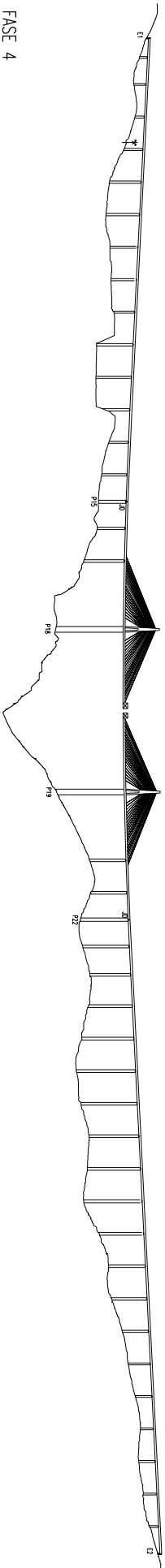
FASE 2

- Continuação de execução de pilares;
- Execução dos tabuleiros nascente e poente por onguês vão-a-vão através de vigas de lançamento;
- Fixação provisória do tabuleiro nascente aos pilares P41 a P35 e sua liberação sucessiva um-a-um a partir do pilar P41, à medida que ocorre a fixação do tabuleiro aos pilares P34 a P28;
- Fixação provisória do tabuleiro poente aos pilares P1 a P4 e sua liberação sucessiva um-a-um a partir do pilar P1, à medida que ocorre a fixação do tabuleiro aos pilares P5 a P8;
- Execução do tabuleiro central por aduelas "in situ". Execução dos mostros;
- Tensionamento dos tirantes;



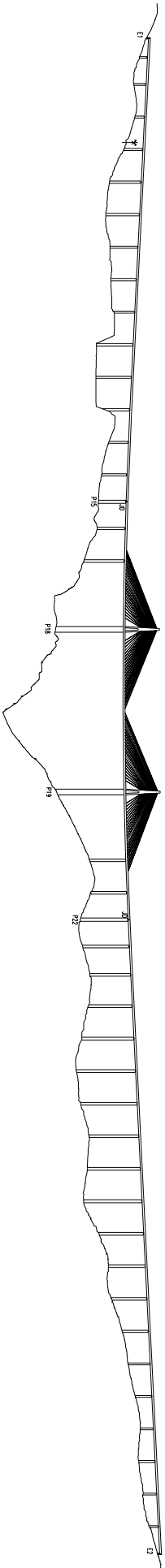
FASE 3

- Fecho lateral do viaduto central com os viadutos laterais;
- Instalação das tirantes respectivos;



FASE 4

- Fecho do viaduto central;
- Execução de "New-Jersey" "in-situ", betuminoso, passivos e instalação de guardas metálicas de segurança e guarda-corpos;
- Reajustamento de forças nos tirantes de extremidade;
- Instalação dos juntas de dilatação;
- Restante equipamentos. Acabamentos;



REV.	DESCRIÇÃO	APROV.	V. B.	Mar. 2010
A	Edição Completa			

Título Complementar: SUBCONCESSÃO AUTO-ESTRADA TRANS MONTANA
 ADIP4 - VILA REAL (PARADA DE CUNHOS) / QUINTANILHA
 LOTE 1

Escalas: Como Indicado

Projeto:

Desenho:	Auto. Bernal	Sanitário:	
Dimensionamento:	Regina de Paula	Sanitário:	
Tipo:	Auto. Bernal	Sanitário:	

Designação: PROJETO DE EXECUÇÃO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS VIADUTO DO CORGO FASEAMENTO CONSTRUTIVO - 1/2

Nº de Cadastro: 005-01-FE-17-CORGO-DR-172-1A
 Data: Março 2010
 Nº de folhas: 172

Anexo B – Leis de fluência determinadas para um carregamento aos 7 e 28 dias.

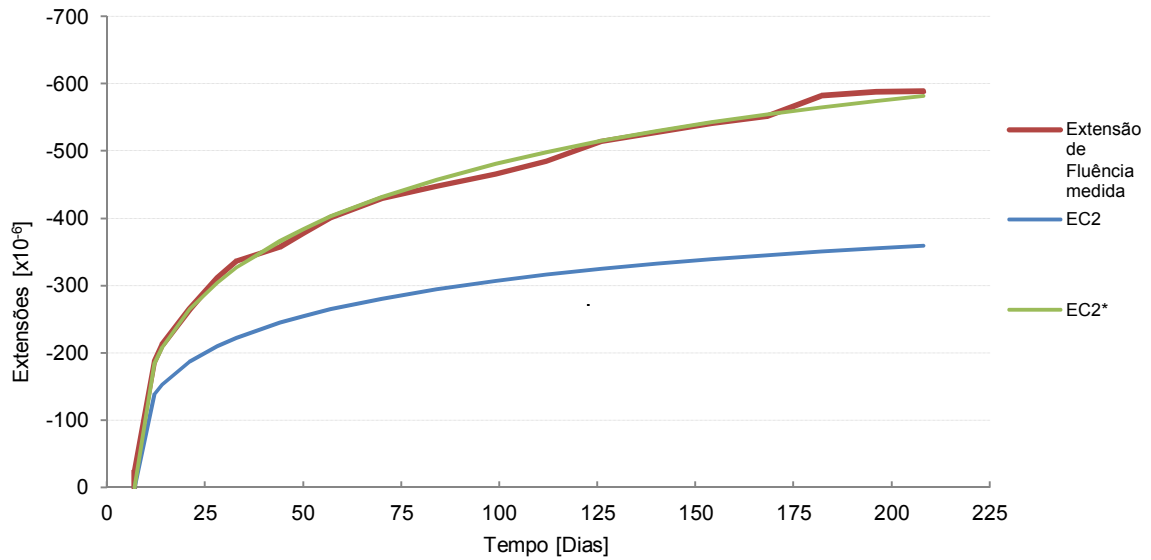


Gráfico A.1 – Extensões por fluência medidas, estimadas pela lei de fluência do EC2 e ajustada (EC2*) para carregamento aos 7 dias.

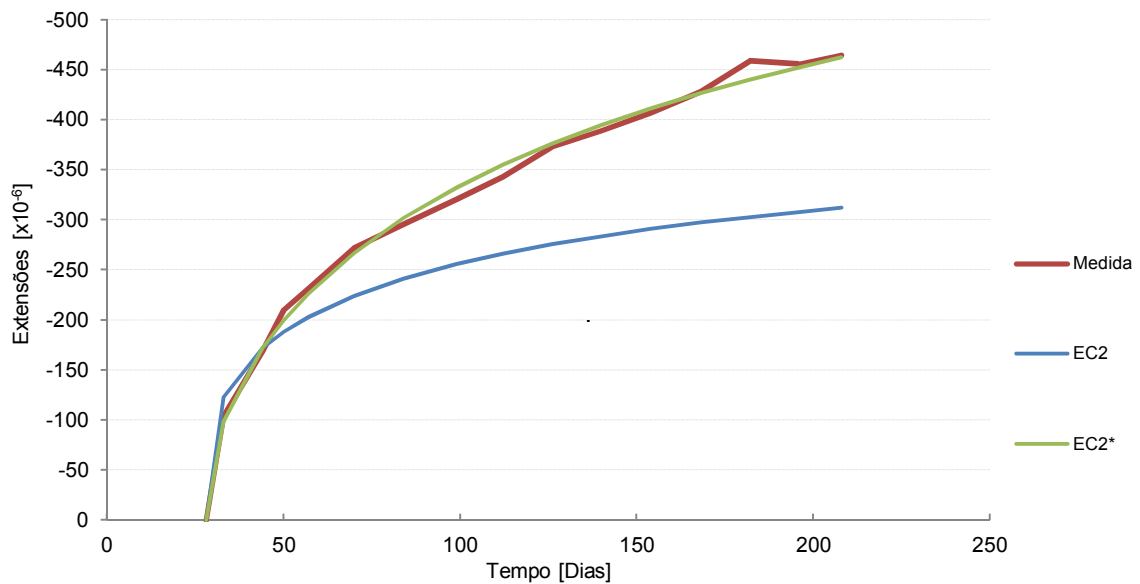


Gráfico A.2 – Extensões por fluência medidas, estimadas pela lei de fluência do EC2 e ajustada (EC2*) para carregamento aos 28 dias.