



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



MODELAÇÃO DO VIADUTO DO CORGO DURANTE O ENSAIO DE CARGA ESTÁTICO

GONÇALO VALENTE CARDOSO DIAS CARVALHO
Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho Final de Mestrado elaborado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pelo instituto Superior de Engenharia de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre o ISEL e o LNEC

Orientadores:

Doutor, Luciano Alberto do Carmo Jacinto, Prof. (ISEL)
Doutor, Sérgio Bruno Martins de Oliveira, Prof. (LNEC/ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre, Cristina Ferreira Machado, Prof.
Coordenadora do ISEL (ISEL)

Vogais:

Doutor, Luís Miguel Pina de Oliveira Santos, Prof. (ISEL)
Doutor, Luciano Alberto do Carmo Jacinto, Prof. (ISEL)
Doutor, Sérgio Bruno Martins de Oliveira, Prof. (LNEC/ISEL)

Janeiro de 2015

Nota prévia

O autor agradece às equipas do LABEST (www.fe.up.pt/labest) e da NewMENSUS (www.newmensus.pt) o suporte técnico na condução dos ensaios e a informação disponibilizada sobre a obra.

Agradece ainda ao consórcio responsável pela construção, CAETXXI, e à equipa projetista, LCW (www.lcwconsult.com), pelo apoio em obra e as informações acerca do projeto.

Agradece ainda à Fundação para Ciência e a Tecnologia pelo financiamento do Projeto que envolve a FEUP e o LNEC, denominado PTDC/ECM-EST/2131/2012 – “Integração de dados GNSS e de acelerómetros na monitorização de grandes estruturas” (Inv. responsável: Prof. Carlos Félix, ISEL/LABEST, Porto), no âmbito do qual se enquadrou o trabalho realizado na presente dissertação.

Agradecimentos

Desejo em primeiro lugar agradecer ao Eng.º Luciano Jacinto (ISEL) que aceitou ser meu orientador científico, mostrou-se sempre extremamente disponível e presente ao longo da realização deste trabalho, facultando todo o material necessário, proporcionando excelentes condições de trabalho e expressando ensinamentos que considero de grande valor.

Agradeço de igual forma ao Eng.º Sérgio Oliveira (LNEC), coorientador deste trabalho. Para além do interesse que demonstrou desde o início, exerceu um papel essencial no seu desenvolvimento. Concedeu apoio em todos os momentos necessários, uma visão muito prática dos assuntos abordados e sem a sua ajuda não teria sido possível a concretização desta dissertação.

Dirijo também um agradecimento muito especial ao Eng.º Trancoso Vaz (ISEL). Sinto-me extremamente privilegiado por ter tido a oportunidade de assistir às suas aulas nas cadeiras de Pontes e Viadutos e Engenharia Sísmica no ISEL. Sempre se dispôs a partilhar partes do seu vasto conhecimento acerca de estruturas durante as aulas e fora delas. Foi uma inspiração e um privilégio ter sido seu aluno. Adquiri nestas aprendizagens um interesse especial acerca desta matéria e da área de estruturas em geral.

Quero mencionar ainda duas pessoas muito especiais: a minha avó Piedade, que exerceu a sua influência no meu percurso académico antes mesmo deste se iniciar. Ensinou-me a ler, a escrever e incutiu-me desde cedo bons hábitos de trabalho que estão diretamente relacionados com o sucesso. A minha namorada, Sara, que esteve sempre presente durante o desenvolvimento deste trabalho e cujo apoio foi determinante em momentos chave.

Finalmente quero deixar o meu mais profundo agradecimento aos meus pais pela presença e apoio incondicionais durante toda a minha vida académica. Guiaram-me através do exemplo e com uma dedicação sem igual. A presença e o apoio dado são os pilares de apoio para o que atingi, bem como para o que pretendo atingir. A eles dedico este trabalho.

Resumo

Palavras chave: Ensaios de carga / Sistemas de medição / GNSS /
Sistema de níveis hidrostáticos / Comportamento estrutural

A monitorização de estruturas está agregada ao âmbito da construção civil e das obras de arte e representa uma componente essencial na avaliação do comportamento e da segurança das mesmas. Os ensaios de carga são uma ferramenta útil dentro desta atividade na medida em que permitem avaliar a segurança das estruturas, tanto recentes como antigas de uma forma experimental.

A eficiência e precisão dos sistemas de medição dos deslocamentos verticais aquando da realização de ensaios de carga assume grande importância, mas não substituem a elaboração de modelos de cálculo bem calibrados e adequados para a estrutura objeto de estudo.

A dissertação começa por apresentar generalidades acerca de pontes atirantadas, através de uma breve nota histórica e são mencionadas algumas estruturas de referência.

Seguidamente descrevem-se os sistemas de medição de deslocamentos utilizados no caso prático de estudo, sendo este o ensaio de carga estático realizado no viaduto do Corgo. A medição de deslocamentos verticais com base no sistema de níveis hidrostáticos tem vindo a apresentar uma precisão e fiabilidade satisfatórias ao passo que no sistema GNSS a precisão ainda não consegue atingir o mesmo patamar de precisão.

O desenvolvimento de modelos numéricos de análise estrutural surge como complemento à observação do comportamento estrutural. A sua aplicação tem permitido a clarificação deste comportamento, a interpretação de medições efetuadas em obra e a deteção e identificação de danos.

O presente trabalho incide na componente do ensaio de carga estático realizado, no qual, para vários casos de carga estática diferentes, foram registados os deslocamentos a meio vão do vão central apresentados pela estrutura. Obtiveram-se

leituras de deslocamentos de grandeza significativa, como seria de esperar, dado o comprimento substancial do vão em estudo.

Apresenta-se como objetivo o desenvolvimento de um modelo estrutural tão simples quanto possível mas que, ao mesmo tempo, seja capaz de traduzir os resultados obtidos no ensaio de carga estático realizado no viaduto do Corgo. Assim, avaliou-se a melhor forma de adequar o modelo de cálculo à conceção estrutural do viaduto do Corgo.

Caso se verifiquem diferenças significativas, constitui-se como objetivo adicional apontar causas para as diferenças verificadas, incluindo a possibilidade de melhorar o modelo, traduzindo de melhor forma o que se constatou na realidade, validando assim os resultados experimentais obtidos.

Abstract

Keywords: Load tests / Measurement systems / GNSS /
Hydrostatic levelling systems / Structural behavior

Structural health monitoring encounters itself aggregated to the framework of civil construction and bridge structures and represents an essential component in the evaluation of the behaviour and safety of them. Load tests are a useful tool in this field e help to increase the reliability of old bridges as well as most recent ones.

The efficiency and accuracy in the measurement systems of vertical displacements when load tests are executed are of great importance as well as the execution quality and precision of analytical models taking in consideration the structure at hand.

The essay begins by presenting an overview about cable stayed bridges, through a brief historical note and mentioning some of the most important bridge.

Secondly, are described the monitoring systems of displacements utilized in the case study, this being the load test executed at “viaduto do Corgo”. The vertical displacement measurement based on hydrostatic levelling systems presents both accuracy and reliability at a high satisfactory level. On the contrary, the application of satellite positioning systems using GNSS in bridges are not yet proved to be of sufficient accuracy.

The development of numerical models of structural analysis comes as a complement to the observation and evaluation of the structural behavior. Its application has allowed the clarification of some aspects concerning this behavior, a better interpretation of the measurements performed and a better chance to detect and identify possible damages.

The essay focuses on the static component of the load test performed in which were measured the vertical displacements at mid-span of the central span using both measurement systems referred to above. The results obtained in this readings were substantial as would be expected taking into account the length of the central span under study.

The objective of the present essay is the creation and development of a structural numerical model, as simple as possible, capable of translating the obtained results in the load test executed. If significant differences are found, it constitutes an additional purpose the analysis searching for the reasons of this divergence including the possibility to enhance the accuracy of the analytical model so that it can represent the structural behavior verified.

Índice do texto

Nota prévia.....	i
Agradecimentos	iii
Resumo.....	v
Abstract.....	vii
Índice do texto.....	ix
Índice de figuras	xi
Índice de tabelas	xv
Introdução	1
1.1 Enquadramento geral.....	1
1.2 Objetivos do trabalho	3
1.3 Organização do trabalho.....	4
Generalidades sobre Pontes Atirantadas	5
2.1 Tipos e sistemas de suspensão de pontes atirantadas.....	5
2.2 Nota histórica e Obras de Arte de referência	6
Medição de Deslocamentos	11
3.1 Considerações iniciais.....	11
3.2 Medição de deslocamentos	11
3.2.1 Sistema de nivelamento hidrostático	12
3.2.2 Sistema GNSS	14
3.3 Considerações finais	20
Ensaio de Carga em Pontes.....	21
4.1 Considerações iniciais.....	21
4.2 Ensaio de diagnóstico	22
4.3 Provas de carga.....	25
4.4 Aspectos gerais a ter em conta na realização de ensaios de carga	26
4.5 Considerações finais	26

O Viaduto do Corgo.....	27
5.1 Considerações iniciais	27
5.2 Aspetos gerais – viaduto do Corgo	27
5.3 Descrição da solução.....	28
5.4 Apresentação geral do sub-viaduto central (SVC).....	30
5.5 Materiais	43
5.6 Considerações finais.....	44
Ensaio de Carga no Viaduto do Corgo.....	45
6.1 Considerações iniciais	45
6.2 Veículos utilizados.....	45
6.3 Casos de carga.....	46
6.4 Resultados das medições.....	48
6.4.1 Sistema de nivelamento hidrostático.....	49
6.4.2 Sistema GNSS.....	51
6.5 Considerações finais.....	54
Análise Comparativa de Resultados com Modelo Numérico	55
7.1 Considerações iniciais	55
7.2 Modelo Numérico	55
7.3 Análise de Resultados.....	60
7.4 Refinamento do Modelo de Cálculo e Análise de Resultados.....	63
7.5 Considerações finais.....	68
Conclusões.....	69
Referências Bibliográficas.....	71
Anexo A – Secções Variáveis nos Pilares P18 e P19	75
Anexo B – Secções Variáveis no Mastro	77
Anexo C – Áreas dos Tirantes	79
Anexo D – Localização dos Casos de Carga no Modelo de Análise	81

Índice de figuras

Figura 1.1 – Ensaio de carga do viaduto do Corgo.....	3
Figura 2.1 – Sistemas de suspensão atirantada (Calado, 2011).....	6
Figura 2.2 – Projeto de Loescher em 1784.....	7
Figura 2.3 – Ponte de Donzère-Mondragon (Structurae, 2014)	7
Figura 2.4 – Ponte Russky	8
Figura 2.5 – Ponte Baluarte	9
Figura 2.6 – Ponte Octávio Frias de Oliveira - Brasil	9
Figura 2.7 – Ponte Zhivopisny - Rússia.....	10
Figura 2.8 – Ponte Margaret Hunt Hill - EUA.....	10
Figura 3.1 – Esquema representativo da aplicação do método de níveis líquidos a uma ponte (Cunha, 2010).....	13
Figura 3.2 – Esquema representativo de duas das seis orbitas constituintes do segmento espacial (Pestana, 2008).....	15
Figura 3.3 – Esquema do erro no cálculo das órbitas dos satélites – efemérides - traduzido de (Kaplan & Hegarty, 2006)	17
Figura 3.4 – Exemplo de <i>multipath</i> traduzido de (El-Rabbany, 2002).....	18
Figura 3.5 – Antena <i>choke ring</i> da Topcon GB-1000.....	18
Figura 4.1 – Ensaio de carga do viaduto do Corgo.....	22
Figura 5.1 – Perfil geológico - Zonas.....	29
Figura 5.2 – Alçado do SVC.....	30
Figura 5.3 – Secção transversal do SVC	31
Figura 5.4 – Mastro.....	31
Figura 5.5 – Sela.....	32
Figura 5.6 – Acoplador	32
Figura 5.7 – Cordões adotados na conceção do viaduto do Corgo	32

Figura 5.8 – Esquema ilustrativo da constituição dos cordões	33
Figura 5.9 – Tirante.....	33
Figura 5.10 – Suspensão Interior; Ancoragem; Sela	34
Figura 5.11 – MET carga permanente	34
Figura 5.12 – Forças transversais para a carga permanente.....	34
Figura 5.13 – Forças longitudinais para a carga permanente	34
Figura 5.14 – Ensaio de ancoragem dentada em obra	35
Figura 5.15 – Resultado do ensaio de carga	36
Figura 5.16 – Pré-esforço longitudinal.....	36
Figura 5.17 – Construção por aduelas	36
Figura 5.18 – Pilares isolados.....	38
Figura 5.19 – Planta da fundação mista	39
Figura 5.20 – Corte transversal da fundação mista.....	39
Figura 5.21 – Maciço de micro-estacas.....	39
Figura 5.22 – Modelo volúmico do terreno.....	39
Figura 5.23 – Ensaio de carga esquematizado	40
Figura 5.24 – Construção por deslize de cofragem	41
Figura 5.25 – Aparelho anti levantamento.....	41
Figura 5.26 – Apoio fixo.....	42
Figura 5.27 – Apoio unidirecional	42
Figura 5.28 – Topo do pilar	42
Figura 5.29 – Tabuleiro.....	43
Figura 6.1 – Esquema do veículo proposto e características gerais.....	46
Figura 6.2 – Posição transversal dos veículos, idêntico em ambos os percursos.	48
Figura 6.3 – Localização do meio vão do tramo central	48
Figura 6.4 – Deslocamento a meio vão do tramo central – Percurso I.....	50
Figura 6.5 – Deslocamento a meio vão do tramo central – Percurso II.....	51
Figura 6.6 – Localização da estação GNSS de referência e duma das estações GNSS no meio vão (Lima, Monitorização do Ensaio de Carga do Viaduto do Corgo com o GNSS)	51
Figura 6.7 – Localização das quatro estações GNSS no meio vão do viaduto (Lima, Monitorização do Ensaio de Carga do Viaduto do Corgo com o GNSS)	52
Figura 6.8 – Localização da Estação GNSS de referência indicada pela seta vermelha (Lima, Monitorização do Ensaio de Carga do Viaduto do Corgo com o GNSS)	53

Figura 6.9 – Antenas GNSS: em primeiro plano, em cima dum tripé, a antena <i>choque-ring</i> da Topcon, em segundo plano a antena da Leica, montada no topo dum mastro bem espiado (Lima, Monitorização do Ensaio de Carga do Viaduto do Corgo com o GNSS)	53
Figura 6.10 – Resultados da medição GNSS no meio vão – unidade das ordenadas: milímetro (Lima, Monitorização do Ensaio de Carga do Viaduto do Corgo com o GNSS)	54
Figura 7.1 – Modelo de cálculo inicial	56
Figura 7.2 – Corte transversal Superior.....	56
Figura 7.3 – Corte transversal Inferior	56
Figura 7.4 – Condições de apoio no Modelo de cálculo.....	58
Figura 7.5 – Pormenor do Mastro modelado em SAP2000 - Modelo Inicial	58
Figura 7.6 – Representação dos tirantes no modelo de cálculo.....	59
Figura 7.7 – Numeração dos tirantes no modelo de cálculo.....	59
Figura 7.8 – Localização carga distribuída CC6 – Percurso I	61
Figura 7.9 – Localização carga distribuída CC14 – Percurso II	61
Figura 7.10 – Deslocamento vertical a meio vão: Percurso I – Modelo 1 (antes da calibração)	62
Figura 7.11 – Deslocamento vertical a meio vão: Percurso II – Modelo 1 (antes da calibração)	62
Figura 7.12 – Pormenor das ancoragens inferiores – ligações atirantadas.....	63
Figura 7.13 – Pormenor das ancoragens superiores – ligações atirantadas.....	64
Figura 7.14 – Comprimento deformável dos tirantes	64
Figura 7.15 – Modelação dos tirantes na zona do mastro - Modelo Final.....	65
Figura 7.16 – Deslocamento vertical a meio vão: Percurso I – Modelo Final.....	66
Figura 7.17 – Deslocamento vertical a meio vão: Percurso II – Modelo Final	67

Índice de tabelas

Tabela 5.1 – Betões	43
Tabela 5.2 – Aços	44
Tabela 6.1 – Descrição dos casos de carga – Percurso I (4 + 4 veículos circulando no sentido poente - nascente)	47
Tabela 6.2 – Descrição dos casos de carga – Percurso II (8 + 8 veículos circulando no sentido poente - nascente)	47
Tabela 6.3 – Sequência do Ensaio de Carga	49
Tabela 7.1 – Características da secção transversal - Tabuleiro.....	57

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento geral

A sociedade moderna está dependente de um conjunto de infra-estruturas complexo e extenso para garantir a prosperidade económica e qualidade de vida, entre as quais as pontes e viadutos assumem particular importância. Nestas obras as entidades responsáveis pelo controlo da segurança têm de ter à sua disposição instrumentos que auxiliem as tomadas de decisão e intervenções necessárias (Montenegro, 2011).

Tendo em vista a otimização de investimentos e a possibilidade de garantir a segurança estrutural e desempenho funcional adequado das obras, a gestão destas deveria abranger, desde cedo, estratégias de observação contínuas ou periódicas de forma rigorosa (Dimande, 2010). Este tipo de estratégias assenta, principalmente, na implementação e instalação de sistemas de monitorização estrutural adequados à estrutura que se observa. A integração destes sistemas na estrutura, tanto no âmbito da observação contínua como periódica, faz com que seja possível o acompanhamento permanente, medindo e interpretando o comportamento estrutural na perspetiva do controlo de segurança de cada obra.

Integrados ou não em planos de monitorização começaram a realizar-se mais frequentemente ensaios de carga em pontes, principalmente nas de grande dimensão. Na sequência da realização destes ensaios torna-se essencial o desenvolvimento de modelos numéricos por forma a apoiar a interpretação do comportamento da estrutura mediante os resultados obtidos. Ao longo da fase de projeto de uma obra de arte são desenvolvidos vários modelos numéricos com vista ao dimensionamento de elementos estruturais, acompanhamento da fase construtiva, modelos de pormenor que permitam estudar zonas específicas da estrutura, modelos tridimensionais de

elementos finitos de barra e, por vezes, de casca delgada. Na fase final de dimensionamento procede-se à verificação de segurança com o modelo global da estrutura, que poderá ser o modelo que servirá de base para o ensaio de carga. Os ensaios de carga são de uma importância acrescida em viadutos de dimensões consideráveis validando o desempenho estrutural perante o dono de obra e o público em geral. É neste contexto que foi realizado o ensaio de carga estático no viaduto do Corgo que será objeto de estudo desta dissertação. Este ensaio realizou-se no dia 30 de Julho de 2013, após a construção desta obra de arte cerca de um mês antes da sua entrada em serviço, por forma a testar o vão de maior comprimento (i.e. vão central) e aferir as maiores amplitudes de deslocamento verificadas no ponto crítico, o meio vão.

Na presente dissertação executa-se uma reprodução do modelo numérico que o Eng.º Projetista Victor Barata desenvolveu utilizando os dados fornecidos pelo mesmo, no projeto de execução da obra. Desta forma, é efetuada a comparação entre resultados observados no ensaio de carga e os resultados obtidos com o modelo numérico por forma a verificar se a estrutura se comportou de forma expectável no decorrer do ensaio de carga. Uma vez desenvolvido e calibrado, o modelo numérico poderá vir a ser utilizado para a monitorização periódica da estrutura bem como na realização de ensaios de carga futuros permitindo a validação e interpretação dos seus resultados.

O Viaduto do Corgo é uma obra de arte que integra a Auto-Estrada Transmontana, obra rodoviária que liga Vila-Real a Quintanilha. Este Viaduto realiza a transposição do Vale do Rio Corgo em Vila Real. A solução estrutural consiste num Viaduto em betão armado pré-esforçado com uma extensão total de 2796m, dividido em 3 sub-viadutos contínuos, separados por juntas de dilatação, com comprimentos de 855 m (Viaduto Poente), 768 m (Viaduto Central) e 1167 m (Viaduto Nascente). O vão principal deste viaduto encontra-se no sub-viaduto central e apresenta 300 m de desenvolvimento, recorrendo a uma solução de tirantes como se ilustra na Figura 1.1.

Este trabalho incide na componente do ensaio de carga estático no qual, para casos de carga estática diferentes, foram registados os deslocamentos a meio vão apresentados pela estrutura. Obtiveram-se leituras de deslocamentos de grandeza significativa, como seria de esperar, dado o comprimento substancial do vão em estudo.

Durante este ensaio de carga, as medições dos deslocamentos foram realizadas através do sistema de níveis líquidos e também com o sistema GNSS. Desta forma torna-se possível verificar a precisão do sistema GNSS, ainda pouco utilizado neste

tipo de medições. Foram utilizados dados fornecidos pelo Eng. Nuno Lima (LNEC) por forma a comparar os deslocamentos medidos com os do sistema de níveis líquidos.

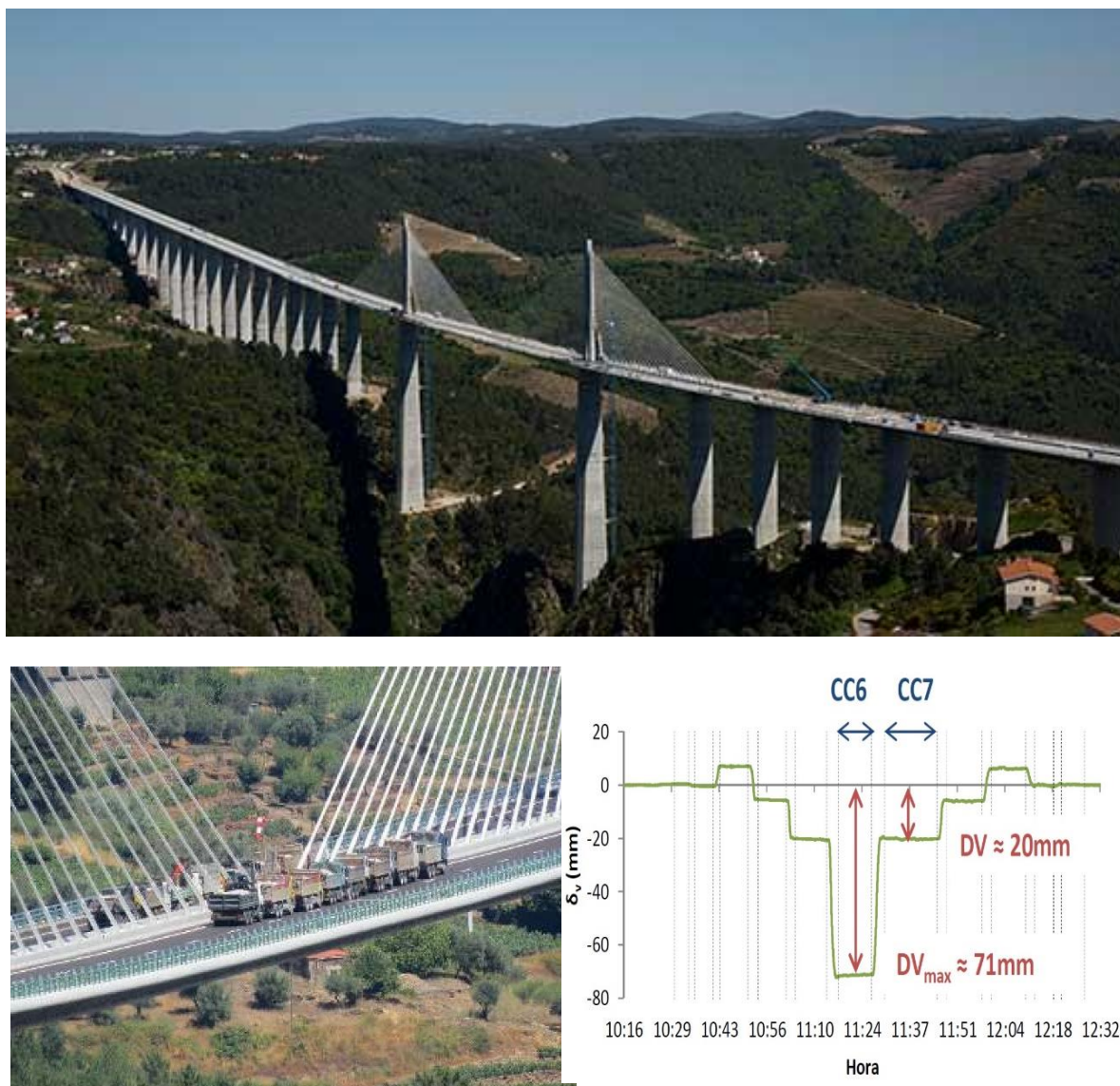


Figura 1.1 – Ensaio de carga do viaduto do Corgo

1.2 Objetivos do trabalho

O desenvolvimento de modelos numéricos de análise estrutural, com parâmetros quantificados a partir dos resultados obtidos pela via experimental, tem constituído um importante complemento à observação do comportamento das estruturas. A sua aplicação tem permitido a clarificação do comportamento estrutural, a interpretação

de medições efetuadas em obra e a deteção e identificação de danos (Faria R. G., 2008).

É precisamente neste contexto que se desenvolve o presente trabalho, que tem como finalidade o desenvolvimento de um modelo estrutural, tão simples quanto possível, que seja capaz de traduzir os resultados obtidos no ensaio de carga.

Caso se verifiquem diferenças significativas, constitui-se como objetivo adicional apontar causas para as diferenças verificadas, incluindo a possibilidade de melhorar o modelo, traduzindo de melhor forma o que se constatou na realidade, validando assim os resultados experimentais obtidos.

1.3 Organização do trabalho

Este documento desenvolve-se em 8 capítulos, sendo o primeiro a presente introdução, que faz um enquadramento geral do tema a desenvolver e são apresentados os objetivos a atingir.

No Capítulo 2 descrevem-se alguns aspetos gerais de pontes atirantadas como sendo tipos de configurações de sistemas de atirantamento. Integra também uma breve nota histórica acerca deste tipo de pontes. São também referidas as de maior dimensão, altura e mais inovadoras, nas quais foram adotadas soluções atirantadas.

No Capítulo 3 são descritos alguns sistemas de monitorização existentes na área de análise e avaliação das estruturas. Neste capítulo apresentam-se as características e potencialidades da monitorização estrutural, destacando o sistema utilizado no presente ensaio de carga.

No Capítulo 4 apresentam-se aspetos gerais acerca de ensaios de carga. Pretende-se aqui enquadrar o ensaio de carga que foi realizado e que outros tipos de ensaios existem e quais as suas utilidades mais comuns.

No Capítulo 5 procede-se à descrição geral do viaduto do Corgo, dando mais atenção ao sub-viaduto central, visto que será esse o viaduto observado no estudo do ensaio.

No Capítulo 6 descrevem-se os vários casos de carga, metodologias adotadas, veículos utilizados e apresentam-se os principais resultados obtidos a partir do ensaio, bem como o sistema de medição adotado para a sua realização.

No Capítulo 7 são descritos os modelos numéricos de análise estrutural concebidos no âmbito deste trabalho e utilizados por forma a realizar comparações e retirar conclusões acerca da estrutura em estudo e da adequação do modelo perante a mesma.

No Capítulo 8 incluem-se as conclusões e aprendizagens obtidas pelo desenvolvimento da presente dissertação.

Capítulo 2

Generalidades sobre Pontes Atirantadas

2.1 Tipos e sistemas de suspensão de pontes atirantadas

Existem vários tipos de soluções estruturais no que diz respeito a pontes e viadutos como sejam as pontes em arco, pontes suspensas, pontes de tirantes, pontes cantilever e pontes em viga ou laje.

Tendo em vista o presente trabalho desenvolve-se neste capítulo uma breve análise das pontes de tirantes. Este tipo de pontes, que suportam o tabuleiro através de cabos de aço, são capazes de suportar vãos de dimensões bastante consideráveis. Constituem uma das soluções estruturais mais elegantes e, para além de se considerarem marcos arquitetónicos, revelam uma eficácia do ponto de vista estrutural bastante satisfatória.

É possível fazer a distinção de dois tipos de sistemas de atirantamento, sendo que num os tirantes encontram-se ancorados no topo da torre (tipo leque) e noutra as ancoragens encontram-se distribuídas numa determinada altura a partir do topo da torre (tipos semi-leque e harpa) como se ilustra na Figura 2.1. Das três soluções a configuração em semi-leque é uma solução que distribui os tirantes na torre para que exista espaço suficiente para a execução da sua ancoragem, mas fazendo com que a inclinação dos cabos com a horizontal seja a maior possível. Este tipo de solução é a que melhor otimiza o peso de aço nos tirantes e apresenta um bom equilíbrio entre as exigências funcionais, económicas e estéticas da conceção estrutural.

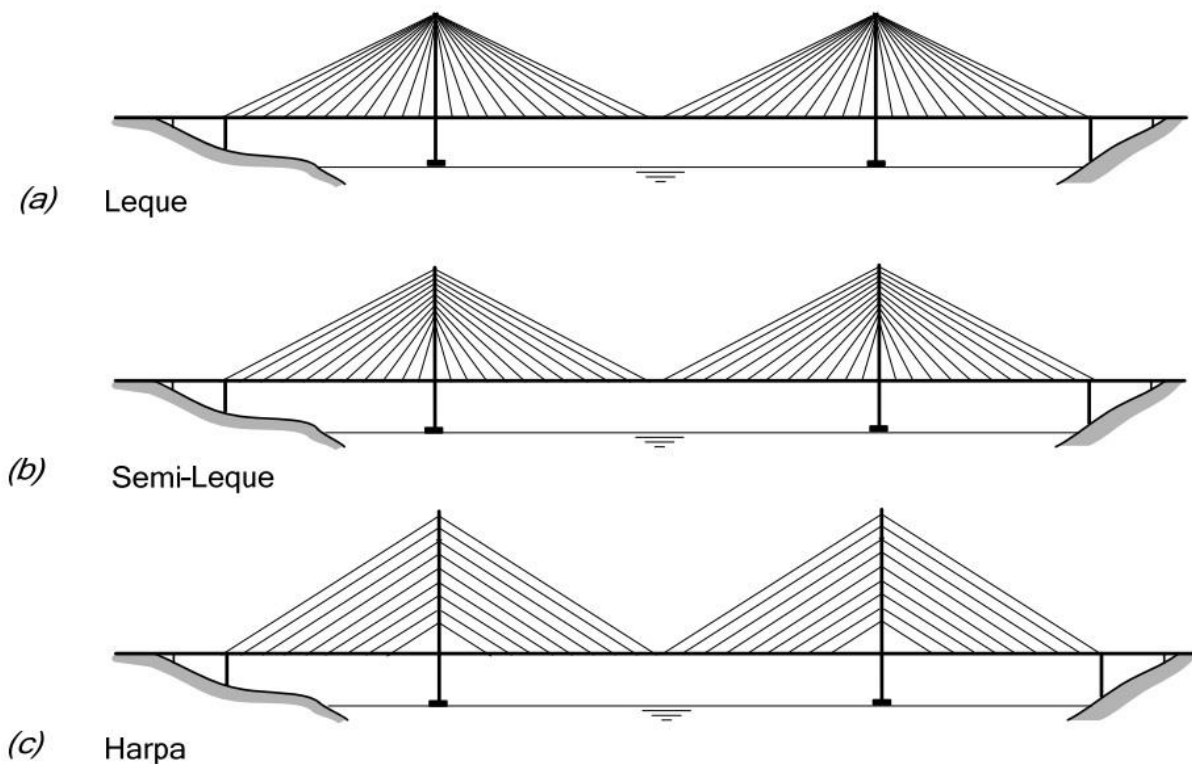


Figura 2.1 – Sistemas de suspensão atirantada (Calado, 2011)

Existem ainda soluções muito variadas no que diz respeito às tipologias de apoio do tabuleiro, à geometria dos mastros/torres e restantes características deste tipo de configuração.

2.2 Nota histórica e Obras de Arte de referência

A primeira tentativa desta conceção estrutural data de 1784 quando o carpinteiro Alemão C.T. Loescher projetou uma estrutura deste tipo inteiramente em madeira, como ilustrado na Figura 2.2. No entanto as primeiras conceções estruturais começam a surgir nos Estados Unidos da América (EUA) e em Inglaterra no final do século XVIII. À medida que se foram construindo este tipo de estruturas, os avanços foram surgindo através de aprendizagens após o colapso de algumas delas e exploração de tentativas inovadoras no que diz respeito a conceções estruturais específicas, como sendo o material constituinte dos tirantes ou o aumento da rigidez do tabuleiro tendo sempre em vista a minimização das deformações verticais para que se evitasse o colapso (Walther, Houriet, Isler, Moia, & Klein, 1999).

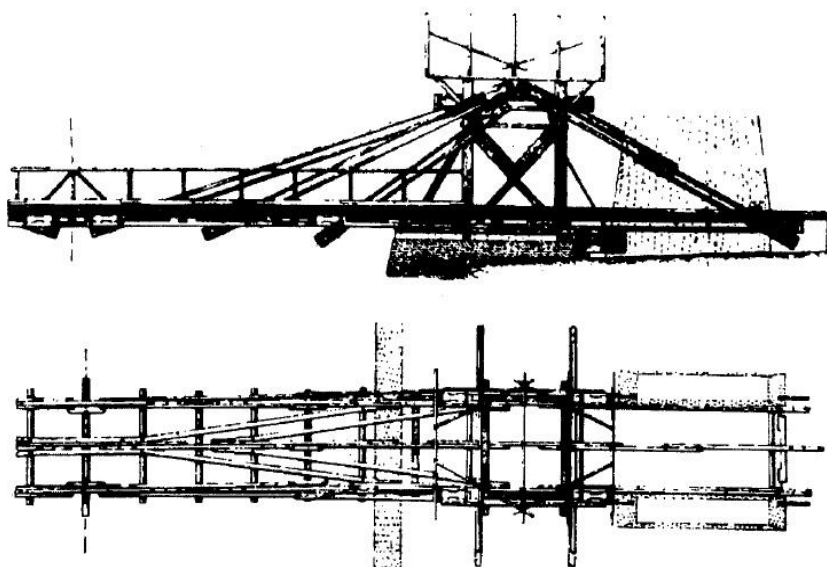


Figura 2.2 – Projeto de Loescher em 1784

Daqui se depreende que o conceito de pontes atirantadas não é recente mas apenas na segunda metade do séc. XX começou a ganhar maior expansão e evolução através da construção de estruturas com materiais mais resistentes e eficientes para as exigências desta solução. Com efeito as primeiras pontes modernas de tirantes construídas datam de 1952 como é o caso da Ponte de Donzère-Mondragon (Figura 2.3) completada nesse ano em França.



Figura 2.3 – Ponte de Donzère-Mondragon (Structurae, 2014)

Desde então a evolução foi enorme e a dimensão dos vãos suportados por sistemas atirantados continua a aumentar, bem como a elegância das estruturas e arquiteturas inovadoras existindo algumas estruturas dignas de maior destaque.

A ponte que vence o maior vão atualmente em serviço está localizada na Rússia. Trata-se da Ponte Russky (Figura 2.4), construída em 2012 vence um vão de 1104 m.



Figura 2.4 – Ponte Russky

A ponte Baluarte (Figura 2.5) é a ponte que se encontra a uma distância mais elevada do solo, localiza-se num íngreme vale e eleva-se a uma altura de 403 m. Situa-se no México e e foi inaugurada a 5 de Janeiro de 2012 tendo sido aberta ao trânsito apenas no fim de 2013. Trata-se de uma ponte rodoviária com um comprimento total de 1124 m e um vão central de 520 m.



Figura 2.5 – Ponte Baluarte

Este tipo de pontes tem vindo a evoluir em termos de soluções mais elaboradas e de conceções extremamente inovadoras como são os exemplos das Figuras 2.6, 2.7 e 2.8.



Figura 2.6 – Ponte Octávio Frias de Oliveira - Brasil

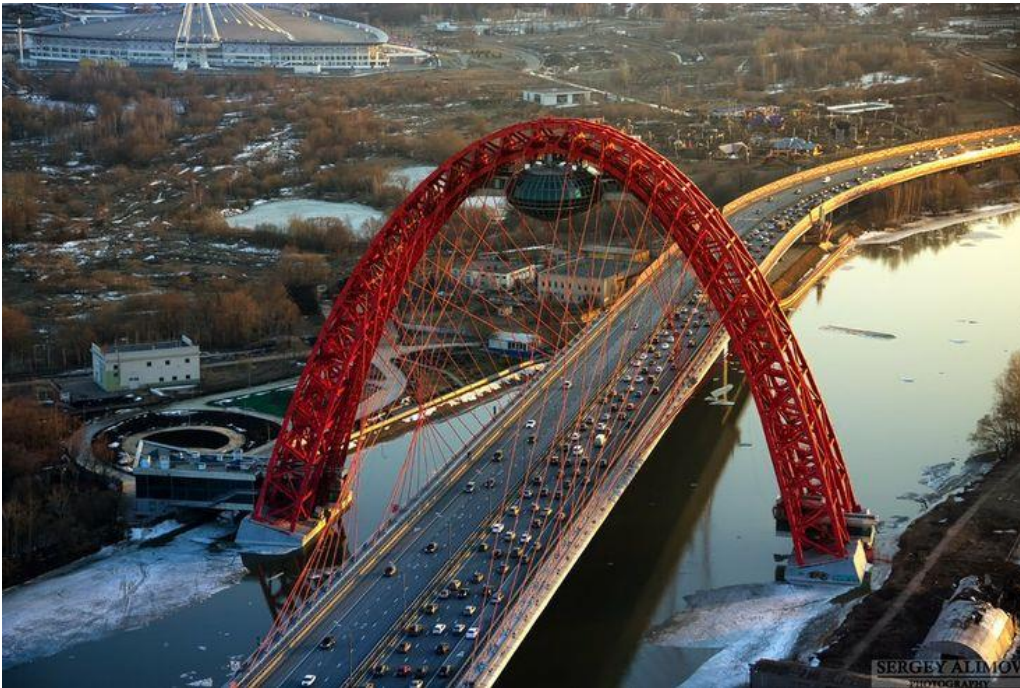


Figura 2.7 – Ponte Zhivopisny - Rússia



Figura 2.8 – Ponte Margaret Hunt Hill - EUA

Capítulo 3

Medição de Deslocamentos

3.1 Considerações iniciais

O conceito de monitorização estrutural surge através da necessidade de acompanhar e prever o comportamento das estruturas ao longo do seu período de vida útil. Esta ação tem como base a medição de grandezas estruturais variadas e posterior interpretação.

A monitorização de estruturas apresenta-se como sendo uma área vital para o aumento da sua vida útil, na medida em que possibilita a deteção de avarias estruturais e a previsão de situações de colapso. Daí a motivação e necessidade, tanto a nível de segurança como de economia, de desenvolver e aplicar sistemas de monitorização por forma a conseguir avaliar o comportamento e a segurança estrutural. Este tipo de estudos são de importância acrescida em obras de maior dimensão com sistemas estruturais complexos de que possam advir prejuízos severos, aquando a ocorrência de danos.

Neste capítulo apresentam-se de forma sucinta os dois processos de medição utilizados na medição dos dados obtidos para a realização da presente dissertação.

3.2 Medição de deslocamentos

A escolha dos equipamentos de medição constitui um aspeto essencial na implementação de qualquer sistema de monitorização. As grandezas a medir incluem:

- Grandezas caracterizadoras do comportamento global da estrutura: flechas, deslocamentos, rotações, forças, abertura de juntas de dilatação, reações de apoio e deslocamentos de aparelhos de apoio;

- Grandezas caracterizadoras do comportamento local da estrutura: tensões, extensões e abertura de fendas;
- Grandezas relativas às condições ambientais: temperatura, humidade, vento e radiação solar.

No que toca às grandezas relativas às condições ambientais, estas têm a possibilidade de afetar os níveis de desempenho da estrutura através da indução de deformações e tensões e de alterar os resultados obtidos afetando as características dos aparelhos de medição (Montenegro, 2011).

Abordar-se-ão na presente dissertação, os processos de medição de deslocamento visto que são objeto de aplicação no caso de estudo.

No que diz respeito à medição de deslocamentos relativos entre dois pontos, existe uma vasta variedade de instrumentos. Os mais utilizados têm sido os transdutores capacitivos, os indutivos e os resistivos.

É possível recorrer a um sistema de níveis líquidos, e mais recentemente, ao sistema de navegação global por satélite. Descrevem-se em seguida estas alternativas, sendo que para a medição do ensaio de carga em estudo neste trabalho foram utilizados apenas o sistema de níveis líquidos e o sistema de navegação global por satélite.

3.2.1 Sistema de nivelamento hidrostático

O sistema de nivelamento hidrostático possibilita a medição de flechas em tabuleiros de Obras de Arte, dispensando a necessidade de referência ao solo, sendo por isso um sistema especialmente adequando nos casos em que a implementação de tais referências seja difícil.

Este sistema apresenta uma precisão elevada e realiza-se através de um circuito hidráulico, totalmente preenchido por um fluido adequado (usualmente água) que percorre os pontos de medição onde podem ser instalados os seguintes aparelhos:

- Sensores de pressão que medem a pressão resultante da variação de cota do ponto em estudo;
- Transdutores que medem o deslocamento vertical de bóias instaladas no interior de câmaras;
- Células de carga que pesam massas instaladas em câmaras, parcialmente submersas;

Este circuito estende-se até um ponto considerado fixo ou de deslocamento desprezável, onde se deverá instalar um sensor tomado como referência. O princípio do equilíbrio hidrostático assegura que para cada ponto do circuito se associa uma pressão. Essa pressão é diretamente proporcional à profundidade em relação à superfície livre do líquido contido no ponto do circuito em causa, que por sua vez se

encontra em contacto com a pressão atmosférica. Assim sendo, dois pontos aleatórios com a mesma altura de coluna líquida encontrar-se-ão sujeitos ao mesmo valor de pressão.

Por conseguinte, do movimento vertical relativo da estrutura advém uma variação da altura da coluna líquida em cada ponto, resultado da nova posição de equilíbrio de todo o circuito como se ilustra na Figura 3.1. O valor do deslocamento vertical, ocorrido em cada ponto monitorizado, obtém-se através da comparação das variações de altura da coluna líquida nesse ponto com a variação da mesma grandeza no ponto de referência. O mesmo ponto de referência e o mesmo circuito hidráulico permitem a monitorização de várias secções em simultâneo (Cunha, 2010).

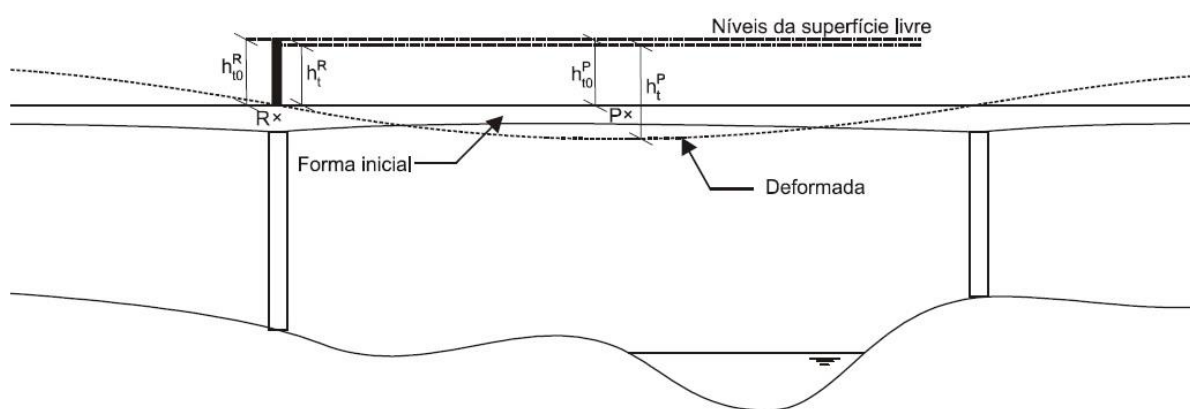


Figura 3.1 – Esquema representativo da aplicação do método de níveis líquidos a uma ponte (Cunha, 2010)

Sendo o deslocamento vertical de um ponto genérico da estrutura, P, o ponto de referência idealmente fixo, R, a correspondente variação relativa da altura da coluna líquida em cada instante t é dada por:

$$\Delta\delta_{v,t}^P = (h_t^P - h_{t_0}^P) - (h_t^R - h_{t_0}^R) \quad (3.1)$$

Sendo:

$\Delta\delta_{v,t}^P$ - deslocamento relativo entre os pontos P e R no instante t;

h_t^P - altura da coluna líquida no ponto P no instante t;

$h_{t_0}^P$ - altura da coluna líquida no ponto P no instante inicial;

h_t^R - altura da coluna líquida no ponto R no instante t;

$h_{t_0}^R$ - altura da coluna líquida no ponto R no instante inicial;

Este sistema de medição tem-se apresentado como sendo de elevada sensibilidade aquando a condução de ensaios de natureza estática com uma precisão que pode ser superior a $\pm 0,5\text{mm}$. Em termos de condicionamento de resposta do sistema para circuitos hidráulicos de grande comprimento, na ocorrência de determinada situação de carregamento, o período de tempo até que se atinja o respetivo equilíbrio

hidrostático nos diversos postos de medição está relacionado com um leque de fatores: amplitude do deslocamento, características da viscosidade do fluido e perdas de carga introduzidas no sistema hidráulico. Este processo de medição de flechas apresenta ainda a necessidade de instalação do circuito hidráulico, que nem sempre é compatível com as condições de trabalho na obra (Félix, 2004).

3.2.2 Sistema GNSS

A designação genérica de qualquer sistema de base espacial constituído por satélites, recetores e estações de controlo, capaz de fornecer um serviço global de posicionamento e navegação é dada pela sigla GNSS (*Global Navigation Satellite System*). Atualmente em Portugal, como refere Lima *et. al* (2014), ainda não é prática corrente a monitorização de obras relevantes de engenharia civil com a utilização deste sistema para realizar medições de deslocamentos. O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), através do Departamento de Barragens de Betão, Núcleo de Geodesia Aplicada, tem vindo a desenvolver trabalhos pioneiros no que toca à aplicação deste sistema na monitorização de grandes barragens e, mais recentemente, em pontes de grande vão.

O serviço fornecido é global na medida em que está disponível em qualquer ponto da superfície terrestre e é de posicionamento e navegação, fornecendo dados como a posição instantânea, a velocidade e a hora. Atualmente, encontram-se em funcionamento dois sistemas GNSS operacionais: o sistema GPS (Norte-americano) e o GLONASS (Russo). Adicionalmente, dois sistemas ainda estão a ser desenvolvidos, sendo estes o Galileo (Europeu), o Compass (Chinês) e o Indiana (IRNSS).

O Sistema de Posicionamento Global por Satélite NAVSTAR – GPS (*Navigation System with Time and Ranging – Global Positioning System*) foi estudado e desenvolvido no início dos anos 70 do século passado. O Departamento da Defesa (*Department of Defense*) dos Estados Unidos da América (EUA) apresentou oficialmente este sistema em Abril de 1973 para uso militar de forma exclusiva. Em Julho de 1995 o sistema declarou-se como estando completamente operacional, garantindo sempre a existência de pelo menos 24 satélites (21 operacionais e 3 de reserva) distribuídos em 6 planos orbitais em torno da Terra. Estes planos definem um ângulo de 55° em relação ao plano equatorial e têm uma altitude média de 20200 km (Figura 3.2). A velocidade orbital de cada satélite é de cerca de 3,9 km/s resultando num período orbital de 12 horas siderais (11h58). Torna-se possível, desta forma, visualizar simultaneamente, pelo menos quatro satélites acima do horizonte em qualquer ponto da superfície terrestre.

O sistema encontra-se subdividido em três segmentos:

- Segmento espacial;

- Segmento de controlo;
- Segmento do utilizador;

O segmento espacial engloba o conjunto dos satélites GPS que emitem o sinal GPS em duas frequências (L1 e L2 – mais recentemente, os satélites da última geração, transmitem também na frequência L5), mensagens de navegação, almanaques¹ e dados relativos ao estado de conservação dos satélites. Ilustra-se na figura seguinte o esquema do segmento espacial do sistema.

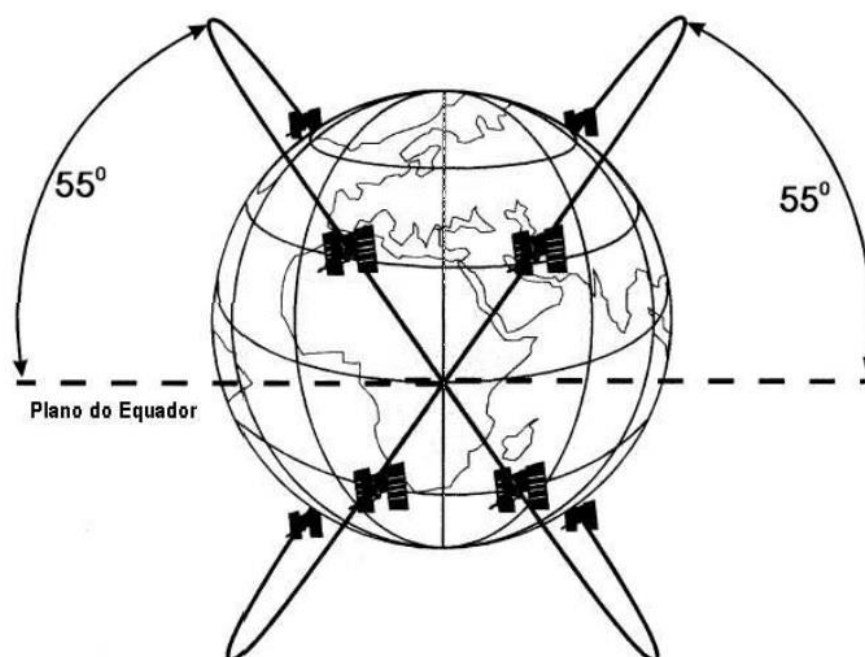


Figura 3.2 – Esquema representativo de duas das seis orbitas constituintes do segmento espacial (Pestana, 2008)

O segmento de controlo trata da operacionalidade e monitorização do sistema e abrange uma estação de controlo principal localizada no Colorado (E.U.A.), 17 estações de monitorização distribuídas estrategicamente pelo planeta 11 pertencentes ao NIMA (National Imagery Mapping Agency) e as restantes operadas pela Força Aérea norte-americana.

O segmento dos utilizadores é constituído por todos os tipos de recetores GPS, ou seja, engloba toda a população que possui e utiliza um equipamento GPS em condições de funcionamento.

¹ O almanaque designa o conjunto de dados que possibilita estimar a posição ocupada por todos os satélites GPS num determinado instante.

Cada satélite contém no seu interior relógios atômicos que controlam todas as operações de *timing* a bordo, inclusive a propagação do sinal GPS. Apesar da sua elevada precisão, os relógios atômicos têm erros. Inclui-se no leque de responsabilidades do segmento de controlo a determinação do estado dos relógios relativamente ao Tempo GPS (escala de tempo atômica que atualmente se encontra desfasada de 16s do Tempo Universal Coordenado, TUC) para cada satélite. Essa informação é incluída na mensagem de navegação dos satélites. A sincronização do relógio do recetor GPS com o Tempo GPS é um fator importante que afeta a precisão na determinação da posição, sendo também uma incógnita o estado do relógio na determinação da posição. Para algumas aplicações onde se pretende uma maior precisão o “International GNSS Service” (IGS) calcula órbitas dos satélites precisas (cuja precisão é de poucos centímetros), o estado dos relógios dos satélites com mais precisão, modelos de correção troposférica e ionosférica e coordenadas das estações GNSS permanentes.

As posições dos satélites em função do tempo são calculadas por observações de GPS realizadas anteriormente em estações de controlo terrestres. Tipicamente, a estação de controlo utiliza como sistema a sobreposição de um intervalo de 4 horas de dados GPS para prever novos elementos da orbita do satélite para o período de um hora. Nestes casos, a modelação das forças atuantes nos satélites de GPS não são perfeitas, o que poderá causar alguns erros ao estimar as posições dos satélites. Este tipo de erros são denominados efemérides (Figura 3.3), e abrange correntemente valores dentro do intervalo de 2 m a 5 m (El-Rabbany, 2002).

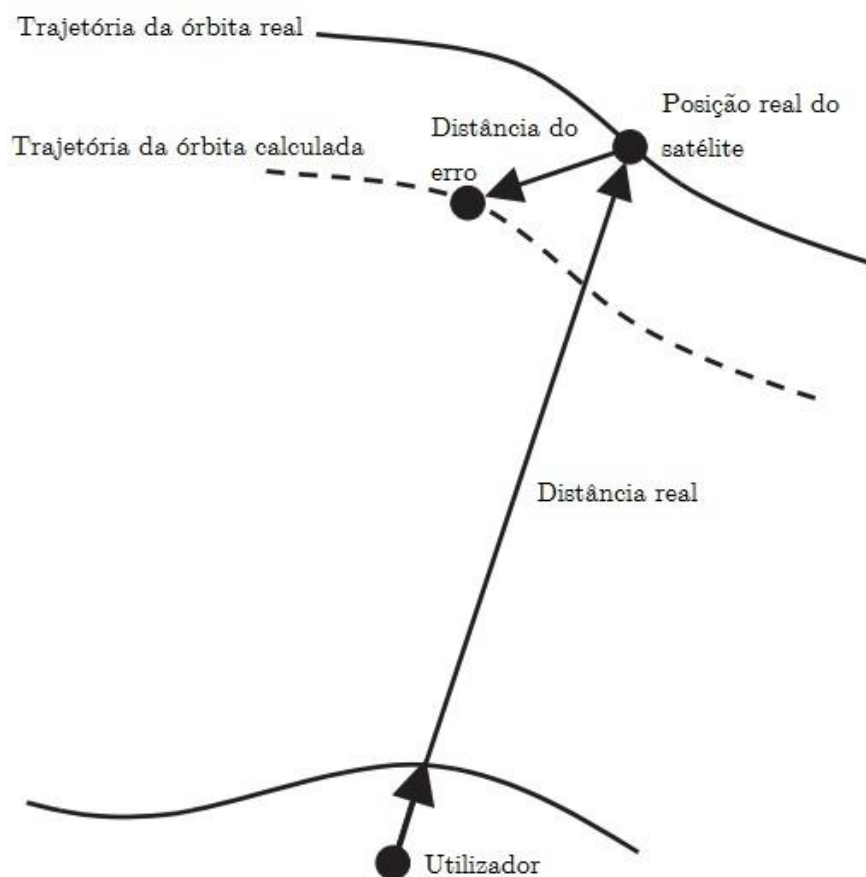


Figura 3.3 – Esquema do erro no cálculo das órbitas dos satélites – efemérides - traduzido de (Kaplan & Hegarty, 2006)

Outra fonte de erros na leitura de dados GPS, associada ao conjunto antena/recetor, designa-se por *multipath*, apresenta-se como um erro relativo e difícil de corrigir. O *multipath* consiste na medição do trajeto da onda que o recetor recebe por um trajeto secundário.

Este fenómeno consiste em reflexões múltiplas (tanto parciais como totais) do sinal emitido pelos satélites. As reflexões sofridas pelas ondas são fenómenos locais, visto que resultam do ambiente físico existente na zona do recetor e da existência ou não de elementos metálicos ou grandes superfícies aquosas. Do sinal refletido advém uma medição da distância ao satélite pouco precisa visto que não se rege segundo o trajeto direto da onda como se ilustra na Figura 3.4.

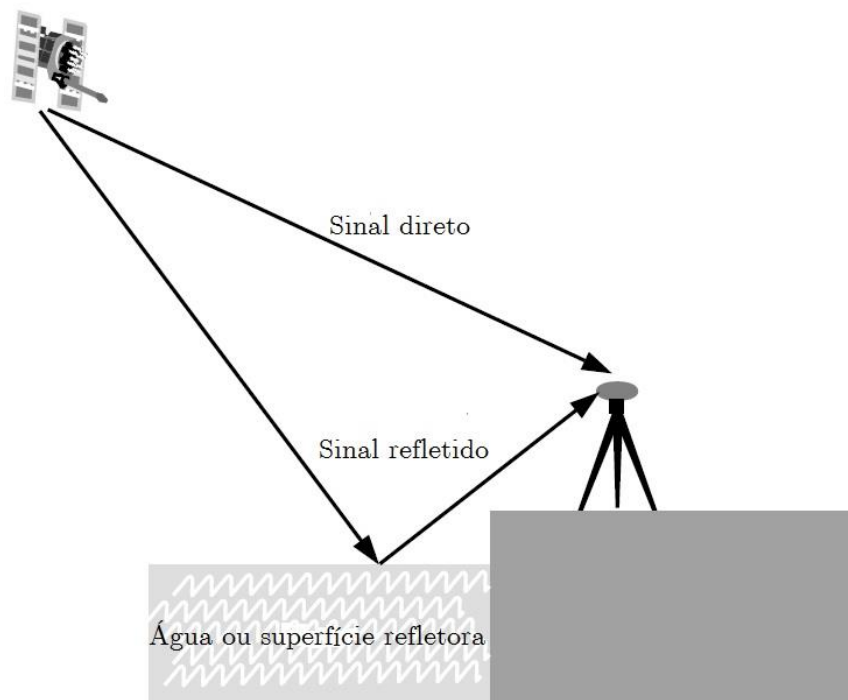


Figura 3.4 – Exemplo de *multipath* traduzido de (El-Rabbany, 2002)

A eliminação total deste erro é difícil, podendo ser reduzido através de melhorias no âmbito da determinação de coordenadas. As antenas *choke ring*, como a que se pode ver na Figura 3.5, são uma das soluções na minimização deste problema.



Figura 3.5 – Antena *choke ring* da Topcon GB-1000

Este tipo de antenas possui uma série de anéis inferiores metálicos concêntricos apoiados numa base também metálica que tem como função a proteção inferior e lateral de reflexões de sinal provenientes de cotas inferiores à cota em que a antena se encontra. Desta feita, a recepção de sinal refletido recebido pela antena *choke ring* diminui significativamente quando comparada com antenas que não possuem qualquer proteção capaz de diminuir a recepção deste sinal. As suas debilidades residem no facto de terem dimensões consideráveis e não evitarem a captação de sinais refletidos originárias de cotas superiores à cota da antena. Atualmente, a presença deste tipo de antenas no mercado é comum e passível de ser adquirido, com a desvantagem de apresentarem um custo de aquisição mais elevado e serem mais pesadas que as antenas correntes. Sendo assim, são apropriadas para ambientes de maior propensão à presença de sinais refletidos (e.g. rios, ambientes urbanos, zonas de vegetação densa).

Outros métodos que podem ser utilizados para a redução deste problema reside na análise das propriedades do sinal recebido pela antena. O sinal emitido pelo satélite é polarizado circularmente no sentido anti-horário, ao passo que o sinal refletido inverte a sua polarização para o sentido horário. Neste seguimento, a utilização de uma antena polarizada no mesmo sentido que o sinal emitido pelo satélite (i.e. no sentido anti-horário) confere uma diminuição da recepção de sinal refletido por essa antena (El-Rabbany, 2002). Outra particularidade do sinal refletido é o atraso com que chega à antena derivado do facto de percorrer uma distância maior. Esse atraso, obviamente, está relacionado de forma proporcional com a distância. Este dado permite a distinção de um sinal do outro segundo o tempo de chegada à antena. Assim sendo, com a criação de um filtro que impeça o processamento do sinal que chega com um atraso superior a um limite determinado, reduz-se a quantidade de sinal refletido recebido pela antena. Este tipo de erro pode ser responsável pela maior parte do erro total cometido no posicionamento. Assim, um nível avançado de reconhecimento da adaptabilidade do local para medições deste tipo torna-se imperativo (Seeber, 2003).

Como se pôde verificar o GNSS pode ser afetado por erros, que são passíveis de atingir grandezas significativas para o campo de estudo de deslocamentos verticais em obras de arte, especialmente os deslocamentos de elevada frequência. No entanto, este sistema apresenta um potencial elevado para este tipo de medições no entanto, um dos obstáculos por ultrapassar é o ruído característico do GNSS que mascara a presença de sinais (Lima & Casaca, 2009).

3.3 Considerações finais

De acordo com Félix (2004), o Sistema de Nivelamento Hidrostático garante uma precisão de 0,5 mm na medição de flechas de tabuleiros de pontes e viadutos. O Sistema GNSS garante uma precisão milimétrica no posicionamento tridimensional relativo em modo estático. No entanto, este modo de posicionamento requer pelo menos uma hora de observação simultânea de dois recetores GNSS. Ou seja, com este modo de posicionamento não é possível monitorizar deslocamentos rápidos, como por exemplo, o ensaio de carga num viaduto. Em alternativa, existe o modo cinemático de posicionamento relativo que permite ter soluções com a mesma frequência da frequência de amostragem da observação GNSS. Atualmente há recetores GNSS capazes de observar com uma frequência de amostragem até 100 Hz. Tratando-se de um método mais expedito para posicionar, dificilmente se consegue esta precisão milimétrica. Em condições muito favoráveis, como sejam a distância entre a estação GNSS de referência e a estação GNSS no ponto-objeto inferior a algumas centenas de metros e o estacionamento das antenas GNSS em locais de horizonte limpo será possível atingir, com este modo de posicionamento, uma precisão de poucos milímetros.

O Sistema de Nivelamento Hidrostático demonstra-se exemplar no que toca à sensibilidade na realização de ensaios de natureza estática com precisões bastante satisfatórias.

Capítulo 4

Ensaio de Carga em Pontes

4.1 Considerações iniciais

Os ensaios de carga (*load tests*) são usados com o objetivo de caracterizar o comportamento da estrutura como um todo. Pelo que são muitas vezes realizados no âmbito das avaliações estruturais.

A existência de dúvidas quanto à estabilidade de uma estrutura, devido à qualidade dos materiais de construção, evolução de processos de deterioração, análise de danos devido a um fenómeno de carregamento extremo (i.e. terramoto, tempestade), manutenção inadequada ou o estudo de uma nova utilização que não esteja contemplada no projeto inicial podem justificar a realização de ensaios de carga.

Aquando da realização deste tipo de atividade instala-se, especificamente para o efeito, um sistema de medição. Este sistema é definido em função do tipo de obra e das grandezas que serão objeto de medição. Ainda que a obra esteja dotada de um sistema de monitorização agregado à estrutura, são implementados outros sistemas de medição para que a análise realizada seja o mais elucidativa e precisa possível. Neste caso, o sistema de monitorização instalado com o intuito de acompanhar o comportamento estrutural durante a fase de serviço poderá também ser calibrado e validado (Félix, 2004).

No âmbito dos ensaios de carga identificam-se duas grandes categorias: ensaios de diagnóstico (*diagnostic load tests*) e provas de carga (*proof load tests*).

4.2 Ensaios de diagnóstico

Os ensaios de diagnóstico são realizados com cargas conhecidas, permitindo verificar se o comportamento observado se encontra ou não dentro dos limites expectáveis, por comparação com os resultados preditos pelos modelos numéricos. A realização de ensaios de diagnóstico não dispensa assim a elaboração de tais modelos (AASHTO, 2011).

É comum em alguns países da Europa (nestes se incluindo Portugal) a realização de ensaios de diagnóstico após a construção de pontes importantes, antes da sua entrada em serviço. Esta prática tem como finalidade atestar perante o dono de obra e o público em geral a aptidão da ponte para entrada em serviço, como foi realizado no viaduto do Corgo (Figura 4.1). É também comum a realização deste tipo de ensaios antes ou após obras de reabilitação importantes.



Figura 4.1 – Ensaio de carga do viaduto do Corgo

Os benefícios dos ensaios de diagnóstico, que excluem a utilização de cargas extremas que podem danificar a estrutura, são vários. No que diz respeito a avaliações de pontes existentes, os ensaios de diagnóstico podem ser usados sempre que haja dúvidas sobre a adequação do modelo numérico de análise desenvolvido, como por exemplo, os valores das propriedades mecânicas dos materiais, condições fronteira, influência de elementos secundários (i.e. tapete betuminoso, lancis e vigas

de bordadura moldadas in-situ) ou efeitos estruturais não contabilizados (i.e. efeito de arco e efeito de membrana) (Jacinto, 2011). Em pontes que tenham sido reforçadas ao longo dos anos pode estudar-se o efeito desconhecido da interação dos vários elementos de reparação com os elementos de suporte já existentes (AASHTO, 2011). A localização de fontes de desgaste que possam existir na estrutura devido a interações estruturais não previstas e possível determinação de benefícios dessas interações também se apresentam como uma vantagem deste tipo de teste (Figueiredo, 2006).

Desde que a estrutura apresente um comportamento linear, a realização de um ensaio de diagnóstico é válida, sendo importante que as cargas sejam testadas em localizações diferentes para que seja possível determinar a resposta estrutural em todos os pontos críticos.

Um dos aspetos fundamentais a ter em consideração neste tipo de ensaios é a escolha do valor da carga a utilizar. Um valor demasiado pequeno conduz a ensaios pouco informativos, e um valor demasiado elevado pode provocar danos estruturais indesejáveis na ponte. Embora não exista no nosso país nenhum documento oficial que especifique os valores da carga a adotar, é prática usual a utilização de cargas que provoquem esforços da ordem de 60 a 70% dos esforços característicos do projeto (Jacinto, 2011).

Através da realização deste tipo de ensaios em estruturas com elementos estruturais múltiplos (e.g. treliçadas, atirantadas) é possível confirmar a natureza da distribuição de carga pelos diferentes elementos estruturais e verificar se a carga está a ser distribuída de forma equitativa ou se existem elementos com esforços superiores.

Em casos de difícil análise dos efeitos de deterioração ou dano, no que diz respeito à capacidade de carga da estrutura e/ou na distribuição de cargas, os ensaios de diagnóstico são uma ferramenta de eleição na avaliação do desempenho desse tipo de estruturas. Para abordar os casos de fadiga em pontes de aço os ensaios de diagnóstico podem fornecer dados importantes acerca da tensão do aço.

Os resultados do ensaio poderão detetar possíveis reservas de resistência não contabilizadas nos modelos numéricos (BA 21/01, 2001), embora seja importante ter muito cuidado para não confundir resistência com rigidez. Isto é, o facto de uma estrutura se revelar mais rígida do que o predito pelo modelo numérico não significa que seja também mais resistente (Jacinto, 2011).

Distinguem-se três tipos de ensaio de diagnóstico:

- Ensaaios estáticos;
- Ensaaios pseudo-dinâmicos;
- Ensaaios dinâmicos.

Na realização dos dois primeiros, a ponte é fechada ao trânsito corrente e são aplicadas cargas de forma a gerar esforços de grandeza idêntica aos esforços criados pelas sobrecargas regulamentares de serviço explícitas no RSA (1983). Assim, a análise de modelos numéricos através de ensaios de diagnóstico para a avaliação do desempenho da estrutura nos estados limite últimos não é viável (SAMARIS, 2006b).

Nos ensaios estáticos, veículos com peso pré-estabelecido são criteriosamente posicionados no tabuleiro com a finalidade de gerar esforços ou deslocamentos máximos nas secções críticas (na maior parte dos casos, secções de vão e apoio).

Nos ensaios pseudo-dinâmicos, um veículo desloca-se em marcha lenta ao longo do desenvolvimento da estrutura. O objetivo destes ensaios reside na obtenção de linhas de influência reais que serão, posteriormente, comparadas com as correspondentes linhas de influência obtidas através do modelo numérico.

Por fim, nos ensaios dinâmicos, o funcionamento corrente da ponte não é afetado visto que se pretende realizar a medição da resposta estrutural às variadas ações impostas à estrutura durante o seu funcionamento corrente (e.g. vento, tráfego de veículos ou peões, ondulação marítima, etc.). A carga dinâmica permitida segundo a AASSHTO (2011) pode ser estimada através da análise de dados estatísticos medidos e deve considerar veículos, pneus, velocidades, pesos e posições distintos. Neste tipo de ensaios são utilizados acelerómetros posicionados de forma estratégica ao longo da estrutura, os quais permitem medir a resposta da estrutura a fim de determinar variados parâmetros dinâmicos: frequências, coeficientes de amortecimento, configuração dos modos de vibração, etc.

É possível distinguir, essencialmente, três tipos de ensaio no que diz respeito à caracterização dinâmica das estruturas (Rodrigues, 2005):

- ensaios de vibração forçada, com controlo das forças de excitação;
- ensaios de medição da resposta em regime livre;
- ensaios de medição da resposta às ações ambiente a que a estrutura está sujeita em condições de serviço.

O ensaio de vibração forçada é comum em estruturas de pequena dimensão, devido à exigência do uso de equipamentos geradores de vibrações (e.g. geradores de vibrações servo-hidráulicos ou mecânicos de massas excêntricas, equipamentos de aplicações de impulsos) que, quando utilizados no estudo de pontes de dimensão apreciável, agregam custos mais elevados.

Nos ensaios em regime livre impõe-se um deslocamento à estrutura, normalmente por meio de um cabo. Esse cabo é libertado de uma forma repentina, medindo-se a resposta da estrutura, que é deixada a vibrar em regime livre após a libertação do cabo. Através da medição e análise da resposta obtida torna-se possível a

identificação de várias características dinâmicas da estrutura em causa (e.g. frequências, configurações modais, coeficientes de amortecimento).

O ensaio de medição da resposta às ações ambiente a que a estrutura está sujeita em condições de serviço é o mais usual em pontes. Trata-se de um ensaio mais simples do que os indicados acima, visto que dispensa o uso de equipamento especial aquando da introdução de forças de excitação. Outra vantagem do ensaio reside no facto não obrigar ao encerramento da ponte, visto que pode ser realizado com a ponte em serviço.

4.3 Provas de carga

Os ensaios do tipo prova de carga são menos utilizados visto que têm como objetivo a determinação da carga máxima que a ponte pode suportar sem sair do regime linear. Traduzem um risco elevado de introduzir danos na ponte. Por esse motivo, este tipo de ensaios só é realizado em casos excepcionais.

Este tipo de teste fornece uma alternativa ao cálculo do nível de carga através do método numérico. Com este ensaio, testa-se a capacidade da estrutura quando submetida a um carregamento significativamente superior ao seu peso próprio. Uma prova de carga satisfatória fornece um nível de confiança elevado da capacidade de carga da estrutura superior à capacidade anteriormente calculada.

Neste tipo de teste a estrutura é submetida a cargas específicas para estabelecer a capacidade de carga das estruturas em regime elástico. A carga deve ser aplicada em incremento e deve ser feita a monitorização da ponte por forma a ser possível prever possíveis comportamentos não lineares. A estrutura não deverá ser submetida a cargas que originem deformação para além do comportamento elástico. A prova de carga termina quando um máximo predeterminado de carga é atingido ou a estrutura demonstra propensão para comportamento não linear ou sinais visíveis de dano (Figueiredo, 2006).

Este tipo de ensaios exige, obviamente, um nível elevado de segurança e preparação prévia visto que a probabilidade de existência de danos é elevada.

Os tipos de pontes que melhor se adequam à realização deste tipo de ensaios:

- Pontes com informação insuficiente que inviabilize a determinação analítica das cargas por se desconhecer detalhes internos estruturais ou configurações;
- Pontes que não possam ser modeladas de forma eficiente devido a incertezas relacionadas com eficácia de reparações.

4.4 Aspectos gerais a ter em conta na realização de ensaios de carga

Existem algumas características que devem ser tidas em conta quando se pondera a realização de um ensaio de carga. Os aspetos enumerados abaixo tornam a realização deste tipo de testes inadequada (AASSHTO, 2011):

- O custo associado à realização de ensaios de carga iguala ou excede o custo do reforço da estrutura;
- Os estudos preliminares sugerem que é pouco provável que o ensaio de carga revele uma capacidade de carga superior à exigida para a ponte;
- Através de uma análise prévia, constata-se que a estrutura não se apresenta capaz de suportar o nível mínimo de carga do ensaio;
- Existência da possibilidade de fratura instantânea;
- Dificuldades de acesso ou condições de trânsito tornam o ensaio de carga impraticável.

Outro aspeto de importância extrema é a segurança, visto que todos os ensaios de carga possuem um risco inerente. Deve sempre levar-se em linha de conta a segurança do público, dos trabalhadores, a possibilidade de dano estrutural e a possível interrupção do trânsito.

Em relação aos casos de carga definidos e sua realização prática no terreno, o tempo de duração do ensaio e conseqüente período de mobilização dos veículos poderá ser otimizado. Para que tal seja exequível os veículos deverão ser manobrados de forma adequada possibilitando a realização em sequência de uma sucessão de casos de carga distintos (Félix, 2004).

4.5 Considerações finais

Foram apresentados os diferentes ensaios de diagnóstico e provas de carga que se praticam no âmbito dos ensaios de carga em pontes. Foram apresentadas as vantagens e desvantagens bem como uma breve descrição dos aspetos gerais a ter em conta na realização dos mesmos.

Capítulo 5

O Viaduto do Corgo

5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo descreve-se o viaduto do Corgo, especificando os aspetos gerais e a descrição da solução adotada pelo projetista perante as condições de atravessamento do vale do rio Corgo e as linhas gerais de conceção. Apresentam-se também as características específicas do sub-viaduto central. Este capítulo teve como fontes principais a memória descritiva e justificativa do projeto elaborado e do artigo divulgado no Encontro Nacional de Betão Estrutural na Faculdade de Engenharia do Porto (Barata, 2012), realizado entre os dias 24 e 26 de Outubro de 2012, tendo sido esta a fonte da maioria das imagens presentes.

5.2 Aspetos gerais – viaduto do Corgo

O viaduto do Corgo é um viaduto em betão armado pré-esforçado com 2796 m de extensão total, dividido em 3 sub-viadutos contínuos, o de poente, o central e o de nascente, respetivamente com 855 m, 768 m e 1167 m de extensão entre eixos de apoios extremos.

A divisão do viaduto advém de diversos aspetos e considerações. Em primeiro lugar, o de precaver os efeitos das variações de temperatura e dos efeitos diferidos e conjugar a orografia com a rasante estabelecida a grande altura. Foi também tido em linha de conta os efeitos da ação do vento e da ação sísmica e das metodologias construtivas previstas para dar resposta aos desafios da construção desta obra.

Este viaduto apresenta, na zona de maior desnível em relação ao solo, o tabuleiro a cerca de 230 m do fundo do vale, tendo-se optado, nessa zona central (após conhecimento pormenorizado da orografia local e das zonas possíveis para o

estabelecimento dos pilares) pela execução do tabuleiro com um vão principal de 300 m sobre o vale do rio Corgo e dois vãos adjacentes de 126 m, através de uma solução atirantada com suspensão central, prolongada por vãos de continuidade de cada um dos lados, resultando num comprimento total de 768 m para o sub-viaduto central, distribuído da seguinte forma (do P15 ao P22): 48.0+60.0+126.0+300.0+126.0+60.0+48.0 metros.

5.3 Descrição da solução

A travessia do vale do rio Corgo através da Auto-estrada Transmontana, junto à cidade de Vila Real, é percorrida a uma altura máxima de 230 m acima do leito do rio, através de obra de arte inserida numa curva côncava de raio vertical $R_v=10.000$ m com trainéis de aproximação de 5 %. A obra de arte apresenta-se com 4 vias de 3.50m, bermas exteriores de 3.00 m e interiores de 1.00 m, dispõe de passeios laterais de 1.25 m e de separador central do tipo “New-Jersey”, numa plataforma total de 25.30 m. Atravessa superiormente a N2 e a linha do Corgo.

Do ponto de vista geológico-geotécnico (Figura 5.1), através das sondagens realizadas, foram identificadas:

- Litologias de natureza ígnea (granitos), nas zonas 1, 3 e 5;
- Litologias de natureza metamórfica (Formação da Desejosa e Formação do Pinhão) pertencentes ao complexo xisto-grauváquico nas zonas 2, 4 e 6;
- Contacto de falha entre as duas litologias enquadrado na zona de Falha de Penacova – Régua – Verín, na margem direita em 1-2 e 2-3;
- Zonas de contacto por discordância do maciço granítico com o maciço xistento entre as zonas 5 e 6;
- O grau de alteração e a fracturação existente nos maciços rochosos identificados apresentam-se da seguinte forma:

– Zona 1 – Maciço granítico muito alterado e muito compacto (NSPT > 60);

– Zona 2 – Maciço xistento muito a medianamente alterado bastante competente;

– Zona 3 – Maciço granítico de muito boa qualidade geotécnica da antiga pedreira;

– Zona 4 – Maciço xistento medianamente alterado bastante competente;

- Zona 5 – Maciço granítico com fraca alteração mas com fracturação de descompressão desfavorável nos primeiros 5-6m de profundidade;
- Zona 6 – Maciço xistento muito alterado nos primeiros 5m superficiais e medianamente alterado nos níveis inferiores.

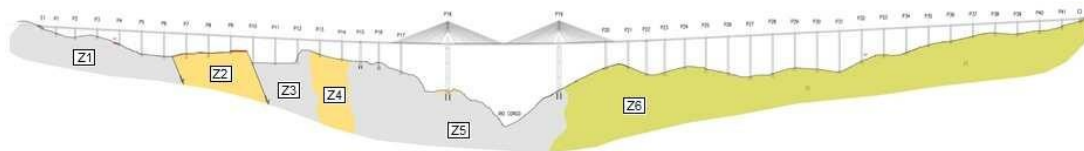


Figura 5.1 – Perfil geológico - Zonas

Neste sentido, tornou-se objetivo do projetista estabelecer a concepção de um viaduto com uma extensão de cerca de 3 km, com condições de fundação razoáveis a boas, situado a uma elevada altura ao solo, variando em termos médios de 50 m no lado poente, 90 m no lado nascente e apresentando um máximo de 230 m sobre o leito do rio e com uma plataforma transversal de 25 metros.

Pretendeu-se encontrar uma solução que combinasse os pontos de vista estrutural e visual coerentemente, exequível através de um orçamento razoável e no prazo máximo de 36 meses.

O projetista optou por uma solução atirantada com um vão central de 300 m equilibrado por vãos adjacentes da ordem de 40 % do anterior, sendo que a extensão remanescente da obra consistiria numa repetição de vão de 60 m, assegurando que o tabuleiro fosse de altura constante a todo o comprimento para manter coerência visual que pretendia obter.

Tendo em conta a altura a que o viaduto se iria realizar foram escolhidos pilares de fuste único (assegurando de novo, a transparência visual pretendida), conduzindo à escolha de um tabuleiro para a largura total da plataforma transversal.

No que toca à secção transversal da obra de arte em estudo, tendo em mente o orçamento razoável e interessante pretendido, o projetista optou pela utilização de um núcleo central em viga-caixão, sendo a laje superior prolongada transversalmente em consola, apoiada em espaços regulares sobre escoras inclinadas. As escoras transmitem as cargas à parte inferior da viga-caixão.

Por fim, e para ir de encontro à transparência do vale pretendida, a suspensão do tabuleiro adotada foi do tipo central e com uma fiada única de tirantes, permitindo ainda a utilização de pré-esforço de ordem superior com uma redução de custos de atirantamento visto que se exclui a necessidade de utilizar múltiplas ancoragens.

5.4 Apresentação geral do sub-viaduto central (SVC)

A suspensão central dos vãos atirantados é materializada em semi-leque, com os tirantes afastados entre si de 6.0 m ao longo do tabuleiro e de 1.20 m entre os sucessivos pontos de cruzamento das tangentes dos tirantes à esquerda e à direita nos mastros resultando uma distância variável entre eixos de selas de desvio de 1.23 m no topo do mastro e 2.18 m entre os primeiros pares de tirantes junto ao mastro.

O afastamento de 6.0 m entre tirantes reproduz o comprimento mínimo de forma a evitar o efeito de “vela” e máximo para precaver vãos em consola de grande dimensão.

Os mastros e pilares respetivos apresentam uma ligação monolítica com o tabuleiro e a colocação dos primeiros tirantes situa-se a 21 m dos eixos dos pilares. Esta ligação monolítica mastro-tabuleiro-pilares é possível devido à flexibilidade que os pilares principais P18 e P19 possuem, sendo os seus 132 m de altura um fator determinante. Esse facto foi aproveitado pelo projetista por forma a excluir a utilização de aparelhos de apoio e dispositivos de fixação provisória durante a fase de construção do tabuleiro.

O conjunto de 4 painéis de 22 tirantes cada, que constitui o atirantamento, varia de 39 a 66 cordões de pré-esforço de 15.7 mm, com um comprimento mínimo de cerca de 38 m e com um comprimento máximo da ordem de 159 m (Figura 5.2).

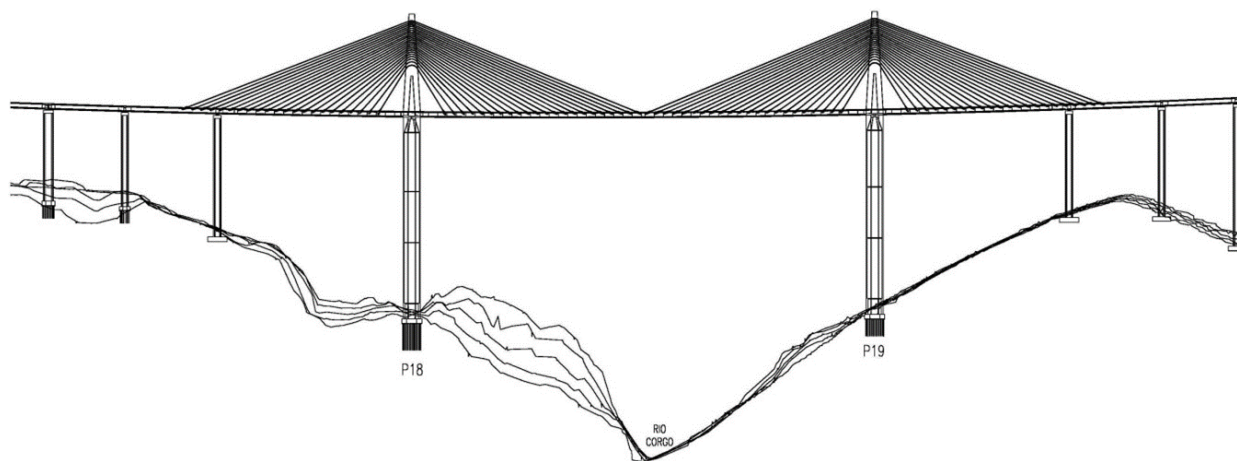


Figura 5.2 – Alçado do SVC

No SVC a largura do tabuleiro é ampliada de 25.30 m (largura utilizada na secção transversal do SVL) para 28.00 m (Figura 5.3). Desta forma é possível estabelecer os mastros e tirantes, numa zona central, delimitada por dois perfis de segurança do tipo meio “New-Jersey”.

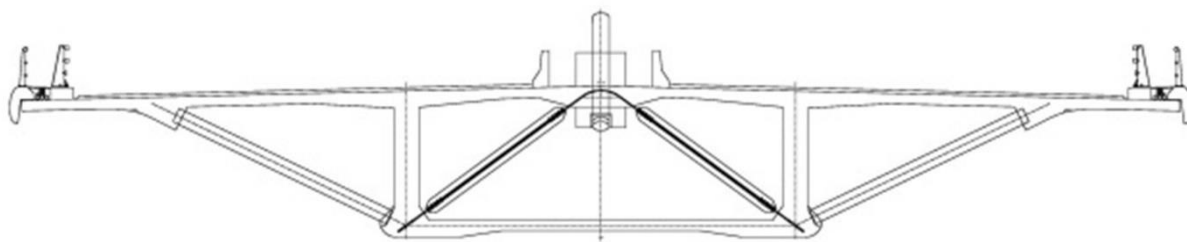


Figura 5.3 – Secção transversal do SVC

Como se pode verificar, o viaduto apresenta um atirantamento simétrico em relação aos mastros, nos quais estão estabelecidas selas de desvio que possuem raios variando entre 4.30 m e 5.55 m e foram projetadas para garantir o cumprimento das seguintes funções e características (Figura 5.4):

- Retoma dos esforços diferenciais no tirante, à esquerda e à direita do mastro, durante a fase de construção e em exploração, em resultado das cargas permanentes e de carregamentos assimétricos, variações de temperatura, vento, frenagem, sismo;
- Responder às exigências de fadiga resultante de ações cíclicas;
- Ser substituível.

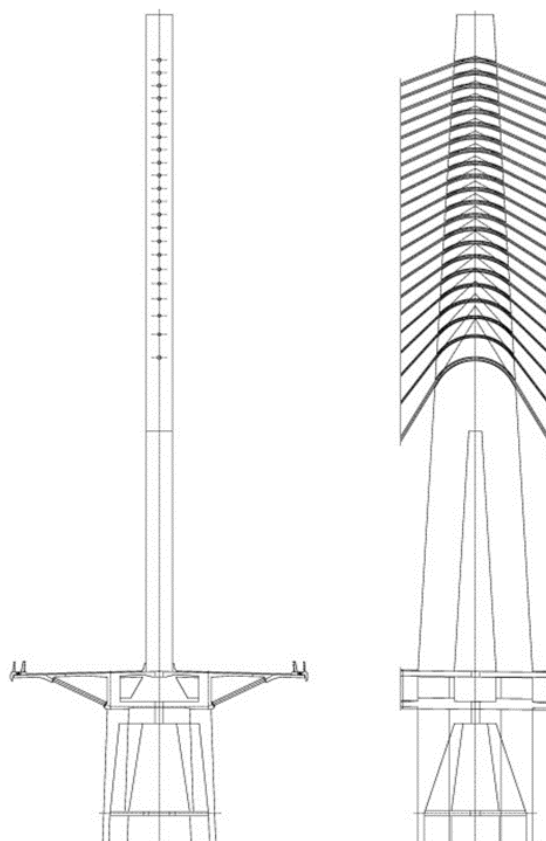


Figura 5.4 – Mastro

O sistema de tirantes utilizado, BBR, apresenta um tipo de sela que acaba por ser, essencialmente, um cabo de pré-esforço no mastro que une as extremidades esquerda e direita dos tirantes, fazendo com que as semelhanças com os sistemas atirantados convencionais sejam predominantes (Figura 5.5 e Figura 5.6).

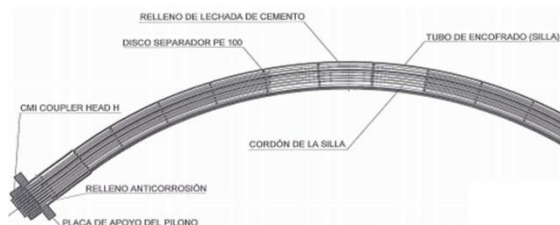


Figura 5.5 – Sela

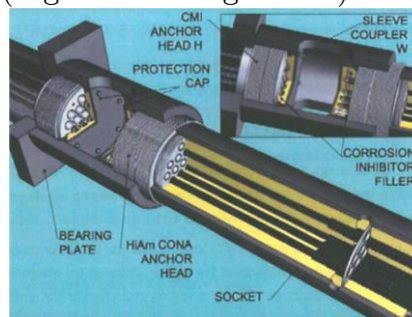


Figura 5.6 – Acoplador

Este tipo de sela apresenta várias vantagens:

- Não funciona por atrito;
- Não é suscetível de fadiga;
- No caso de substituição de um tirante, não exige a substituição do tirante do outro lado da sela.

Os tirantes são constituídos por cordões galvanizados de 15.7mm com bainha individual como se ilustra na figura seguinte onde é possível observar os cordões presentes no interior da bainha (Figura 5.7).



Figura 5.7 – Cordões adotados na conceção do viaduto do Corgo

A bainha é materializada por extrusão de polietileno de alta densidade diretamente sobre o cordão, previamente envolvido por um produto de preenchimento (Figura 5.8).

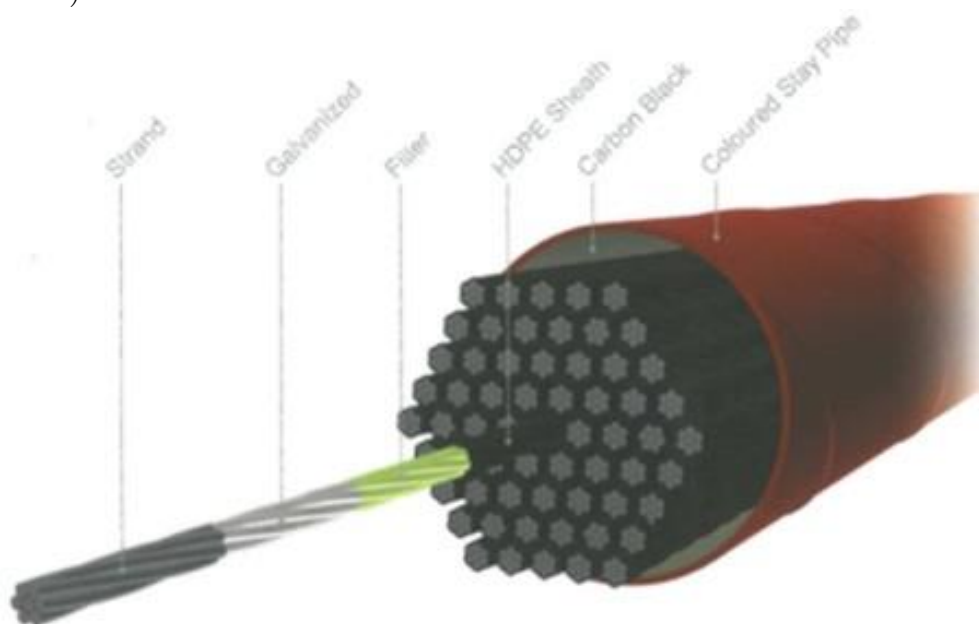


Figura 5.8 – Esquema ilustrativo da constituição dos cordões

No que diz respeito ao exterior do conjunto de cordões, este foi coletivamente protegido por bainha de polietileno de alta densidade com relevo em espiral na face exterior, tendo como objetivo a redução dos efeitos de oscilação dos tirantes derivados da ação conjunta da chuva e do vento (Figura 5.9).

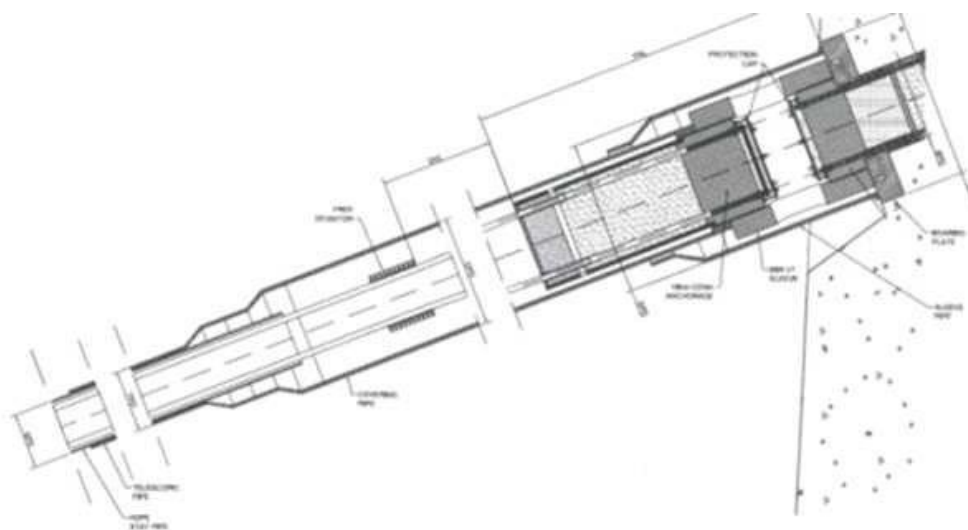


Figura 5.9 – Tirante

O projetista optou ainda por recorrer à instalação de 48 amortecedores nos cabos acima de 80 m de comprimento (mais extensos), para que as vibrações dos tirantes devido à ação do vento e do tráfego sejam reduzidas. Na definição dos amortecedores

a utilizar, foi tido em conta pelo projetista, que o estabelecimento do estado limite de amplitude de vibração não fosse para além dos 10 cm para um vento moderado com uma velocidade de 15 m/s.

A suspensão central do tabuleiro é possível devido à conjugação da suspensão exterior e interior, sendo a primeira levada a cabo através e a segunda pela suspensão interna das almas da viga-caixão, por pares de tirantes em aço estrutural.

A suspensão interior (Figura 5.10) consiste em pares de perfis metálicos HE centrados com o eixo dos tirantes exteriores e apresenta continuidade através das selas introduzidas de forma embutida na nervura longitudinal central do tabuleiro. Estas selas asseguram o equilíbrio das componentes horizontais.

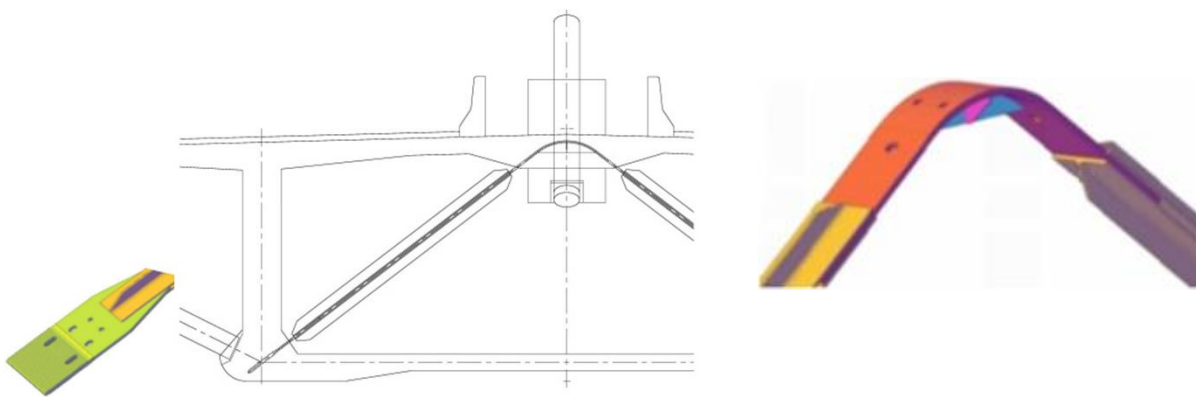


Figura 5.10 – Suspensão Interior; Ancoragem; Sela

Referindo as distribuições de esforços nesta situação, a suspensão interior viabiliza a transferência parcial da componente vertical das forças dos tirantes à zona inferior das almas (na ordem de 80 %), sendo o encaminhamento das forças ilustrado nas figuras que se seguem (Figura 5.11; Figura 5.12; Figura 5.13). Os 20 % remanescentes são recebidos diretamente pela laje superior.

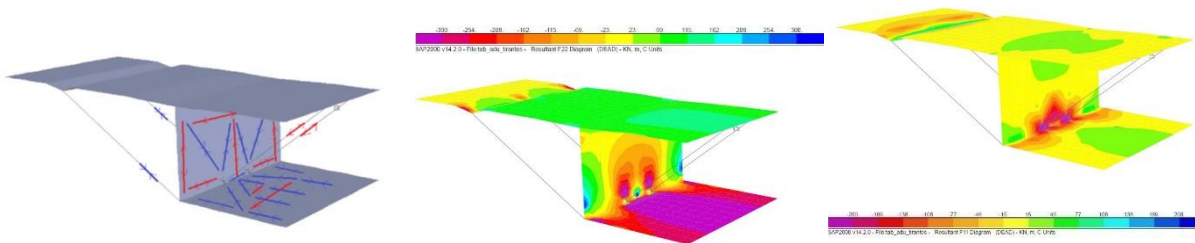


Figura 5.11 – MET carga permanente

Figura 5.12 – Forças transversais para a carga permanente

Figura 5.13 – Forças longitudinais para a carga permanente

Com a finalidade de assegurar o autoequilíbrio sem deformação na ligação mista aço-betão, o projetista refere que as extremidades dos elementos de suspensão interior são constituídas sob a forma de ancoragens dentadas. Devido ao facto do dente apresentar uma dimensão reduzida, o betão é apenas comprimido ao invés de cortado. Este tipo de ancoragem é mais vantajoso que sistemas com recurso a elementos com pré-esforço. Essa vantagem reside no facto de não existirem perdas de pré-esforço e escapar às dificuldades que a localização de ancoragens ostenta.

Por forma a testar o comportamento desta ancoragem dentada e determinar a carga de arrancamento na ligação ancoragem/betão armado envolvente no nó foi realizado, pelo Labest, um ensaio de em obra (Figura 5.14). Este ensaio, explica o projetista, foi realizado durante a aplicação dos escalões de força sucessivos.



Figura 5.14 – Ensaio de ancoragem dentada em obra

Foi possível retirar algumas conclusões no seguimento deste ensaio tendo em conta o resultado obtido (Figura 5.15):

- Para um betão com a idade de 3 dias e para uma força de 600 kN: a amarração do tirante identificou-se, na sua maioria no primeiro terço de indentação.

•Para um betão com a idade de 70 dias e depois do tirante ser submetido a vários escalões de carga e descarga: o ensaio terminou por rotura do tirante a 4200 kN sem qualquer vestígio de arrancamento por parte da ancoragem dentada.

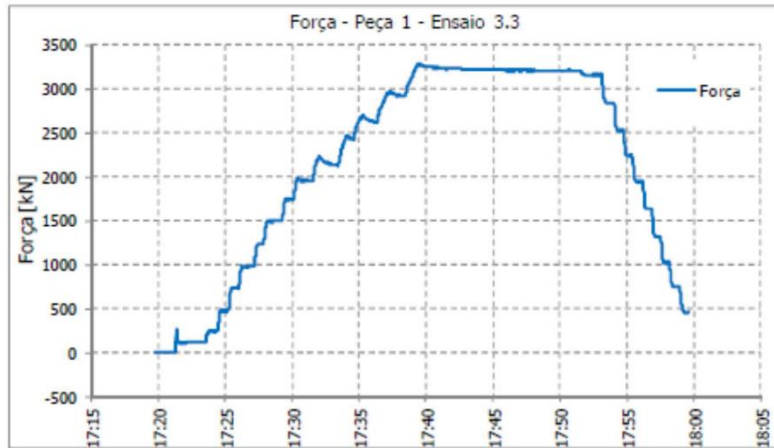


Figura 5.15 – Resultado do ensaio de carga

No que diz respeito ao pré-esforço longitudinal instalado, foram constituídos diferentes grupos (Figura 5.16), tendo como finalidade garantir os esforços da fase construtiva do tabuleiro através de aduelas sucessivas em consolas como indicado na figura seguinte (Figura 5.17) e na fase de exploração, através de cabos com cordões de 15.2 mm e barras de Ø36 mm.

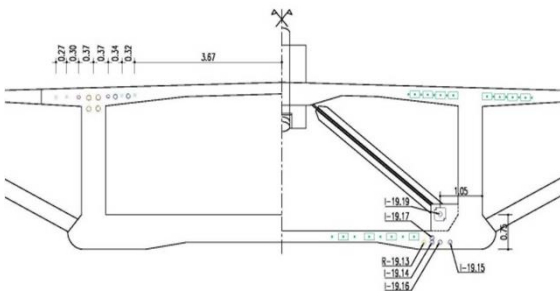


Figura 5.16 – Pré-esforço longitudinal

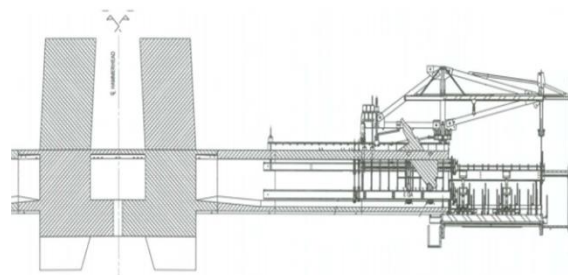


Figura 5.17 – Construção por aduelas

A construção em consola a partir dos pilares P18 e P19 é sustentada por barras nas lajes do caixão, adotando 32 na laje superior e 16 na laje inferior. As barras utilizadas apresentam-se com o comprimento de duas aduelas e são tensionadas alternadamente 50 % em cada aduela. O pré-esforço é ainda complementado nas aduelas 1 e 3, através de 19 cordões, um por alma e um por aduela. Estes cabos que se materializam nas almas e encontram-se junto da fibra superior, baixando a posição para a ancoragem.

Em relação ao plano transversal, a laje superior apresenta-se pré-esforçada e com 28m de largura. Esta complementa a ação de suspensão interna, no que diz respeito à transferência das forças dos tirantes para a viga-caixão, na zona suspensa, e permite a garantia da verificação dos estados limite de serviço ao longo do SVC (em ambas as zonas, suspensa e não suspensa). Os cabos de pré-esforço transversal utilizados materializam-se em 4 cordões de 15.2 mm e estão afastados sensivelmente de 0.40 m na zona suspensa e 0.75 no comprimento remanescente.

Complementarmente, no âmbito da transmissão das cargas dos mastros para os pilares através das carlingas, esta exigiu da parte do projetista a utilização de pré-esforço transversal na laje de fundo da viga-caixão através de 10 cabos de 27 cordões para retoma da componente horizontal da força de desvio.

Foi adotado ainda, na ligação monolítica mastro/tabuleiro/pilar, pré-esforço vertical constituído por 4 núcleos de 26 barras para contrapor o desequilíbrio de carregamentos do vão central ou vãos laterais. Carregamentos estes que incluem: ação do vento ou sismo, na direção longitudinal, em fase de exploração; ação de acidente de queda do cimbri em fase de construção.

Nos pilares principais P18 e P19, a dimensão longitudinal apresentada é de 11 m, constante em toda a altura. Transversalmente, as suas dimensões vão desde 10.0 m no topo a cerca de 19.25 m na base, variando com uma taxa de jorramento de 3.5 % nas faces inclinadas. As paredes também variam a sua espessura sendo que, na sua grande maioria, ao longo do comprimento do pilar apresentam 0.60m de espessura. Variam apenas no topo e junto às fundações, aumentando a sua espessura desde o mínimo 0.60 m até 1.2 m, por forma a receber e transmitir as cargas verticais de uma forma mais eficiente. Devido a razões de torção durante a fase de construção do tabuleiro em situação de pilar isolado (Figura 5.18) sujeito à ação do vento ou do sismo os fustes possuem septos transversais afastados da ordem de 40 m.



Figura 5.18 – Pilares isolados

Os mastros da estrutura apresentam-se com 63 m de altura, bifurcados longitudinalmente na ligação monolítica ao tabuleiro e aos pilares respetivos. Desta forma o projetista aliou-se à elevada rigidez longitudinal dos mastros para conseguir que o tabuleiro apresentasse deformações inferiores sob a ação de carregamentos assimétricos. A zona bifurcada tem 23 m de altura e apresenta secções 2.50x3.50 m. A parte superior possui 40 m de altura com secção única variável de 2.50x8.25 m a 2.50x3.50 m, junto à bifurcação e no topo, respetivamente.

No que toca aos tipos de fundações utilizadas nos pilares P18 e P19 o projetista optou por fundações mistas com micro-estacas de armadura metálica $\varnothing 177.8/11.5$ mm solidarizadas superiormente por maciços vazados de betão armado com 3.0 m de altura, conseguindo assim aproveitar a capacidade de carga das camadas superiores que o terreno apresenta, bem como da capacidade dos extratos subjacentes. Assegurou assim a transmissão das cargas elevadas ao maciço rochoso, tanto superficialmente como em profundidade, sendo que em profundidade essa transmissão é realizada por atrito e ponta das micro-estacas. Desta forma ficou garantida a capacidade de carga e excluiu a necessidade de recorrer à fundação em zonas de contacto xisto-granito.

O projetista optou pela utilização do mesmo tipo de fundação no pilar P16, ainda que se tenha baseado em motivos distintos. No estudo das fundações deste pilar foi tido em conta que este se encontra próximo de uma zona escarpada, logo a transmissão parcial das cargas em profundidade evita a interseção do bolbo de pressões com as vertentes (Figura 5.19 e Figura 5.20).

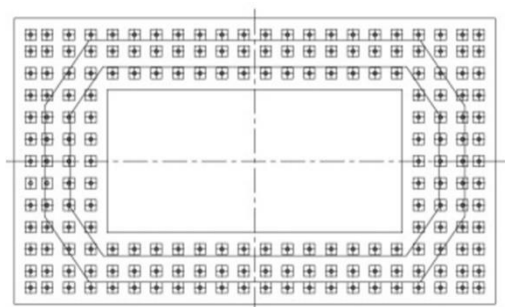


Figura 5.19 – Planta da fundação mista

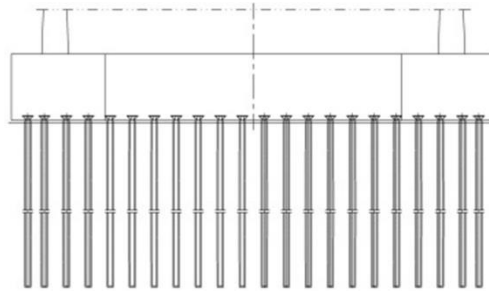


Figura 5.20 – Corte transversal da fundação mista

O projetista adotou ainda a prática tradicional de ignorar a carga suscetível de ser mobilizada sob a sapata, já que os cálculos executados apontam encontram-se em sobredimensionamento.

Para verificar a distribuição da carga aplicada pela sapata e pelas micro-estacas, superficialmente e em profundidade, respetivamente, o projetista recorreu a ensaios de carga vertical para proceder à comparação com os modelos numéricos utilizados bem como à calibração das propriedades dos terrenos atravessados, caso se verificasse necessário.

Verificou-se então que nos pilares P18 e P19 a carga de design de 3100NB kN foi obtida ao fim de 6 ciclos incrementais. Cada um destes ciclos integra uma fase de carga, um patamar de fluência e uma fase de descarga. As fases de carga e descarga apresentam-se de forma incremental, ao passo que o patamar de fluência se processa sob carga constante durante um determinado período de tempo.

Nesse sentido foi criado um modelo analítico tridimensional em conformidade com os parâmetros geotécnicos adotados (Figura 5.21 e Figura 5.22).

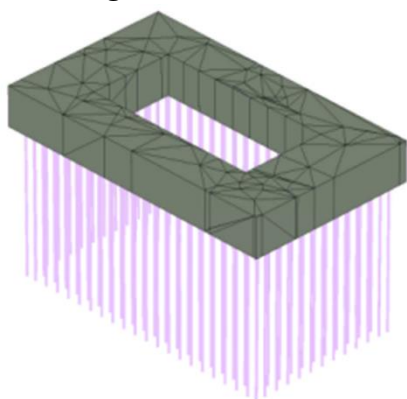


Figura 5.21 – Maciço de micro-estacas

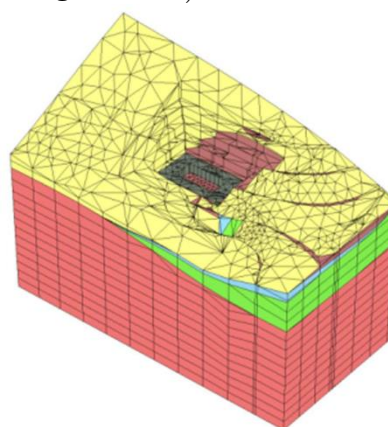


Figura 5.22 – Modelo volúmico do terreno

Através deste modelo pôde identificar-se que o sector mais carregado da fundação do pilar P19 se encontra nos cantos da mesma e que a distribuição da carga axial de estado limite ultimo de 3100 kN é sensivelmente:

- Sapata (Superficialmente): 16% (Tensão de compressão – 0.50 MPa);
- Micro-estacas (Em profundidade): 84% (Axial – 2600 kN).

Por sua vez, através do ensaio de carga (Figura 5.23) obtiveram-se as seguintes distribuições:

- Superficialmente: 15%;
- Em profundidade: 85%.

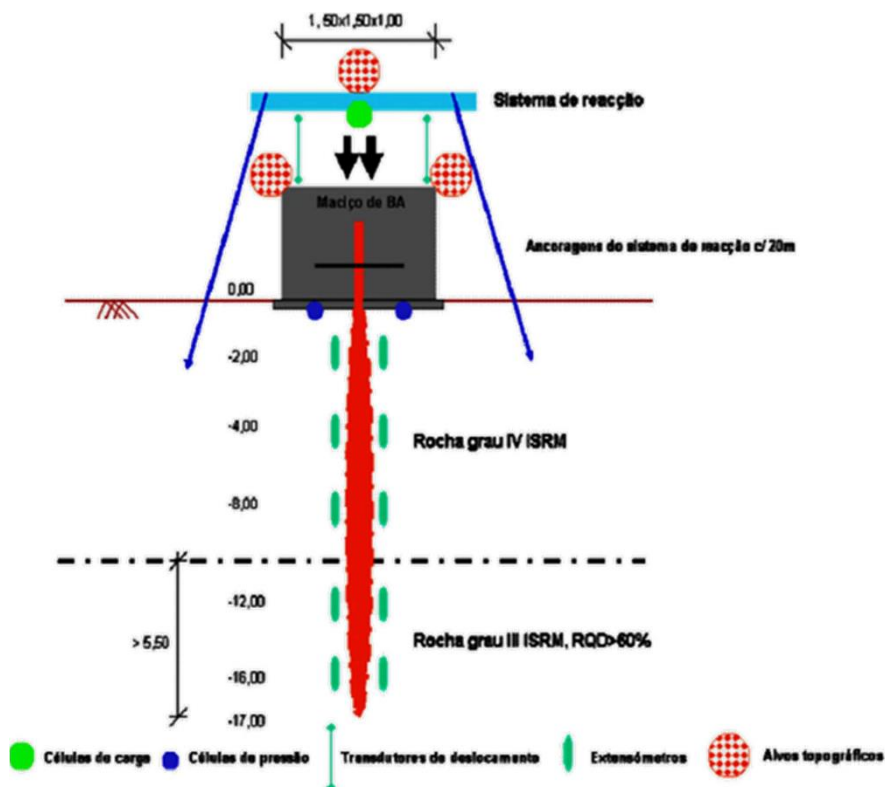


Figura 5.23 – Ensaio de carga esquematizado

Em termos médios o modelo analítico indicou o somatório da carga nas micro-estacas (para as mesmas combinações de ações) de 57 %.

Através destes resultados ficou demonstrado pelo projetista que as propriedades geotécnicas atribuídas ao terreno estão em conformidade com a realidade.

Complementarmente, os pilares P17 e P20 possuem a função de retenção do sistema de atirantamento. Daí advém a necessidade da previsão de situações extremas de projeto. Um dos casos abordados foram as forças de levantamento do tabuleiro que levaram ao aumento da área de contacto da sapata destes pilares.

Em termos de processos construtivos, os pilares P18 e P19 foram materializados via cofragem deslizante (Figura 5.24), que se processa através da betonagem

ininterrupta do pilar, com a subida dos macacos hidráulicos realizada também continuamente à medida que o betão inferior vá adquirindo as características resistentes pretendidas. Os pilares remanescentes e os mastros foram realizados através de cofragem auto-trepante.



Figura 5.24 – Construção por deslize de cofragem

No que se refere aos aparelhos de apoio utilizados na materialização deste viaduto, o projetista optou pelas seguintes características: aparelhos de apoio esféricos, deslizantes longitudinalmente e com travamento transversal, sendo que nos pilares P17 e P20 adicionou-se ainda dispositivo de anti levantamento (Figura 5.25).

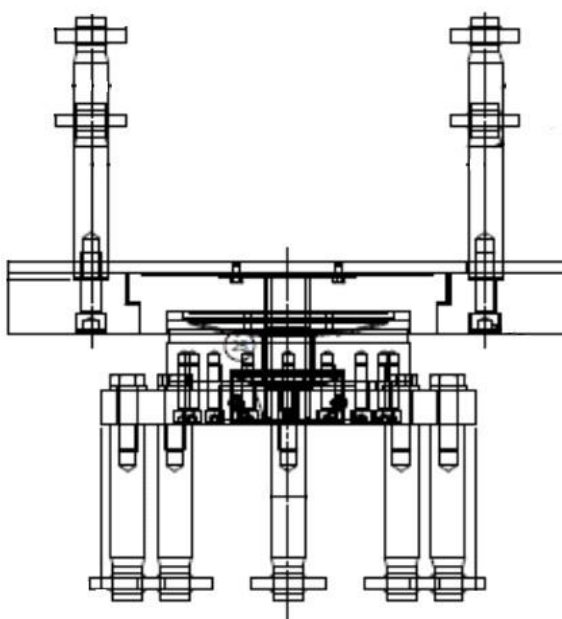


Figura 5.25 – Aparelho anti levantamento

Para a escolha das características indicadas acima o projetista teve em conta as cargas verticais elevadas transmitidas pelo tabuleiro aos pilares, no valor de $V_{sd}=30000$ kN. Estes aparelhos apresentam uma tensão de contacto com o betão armado de 100 MPa em Estado Limite Último e 70 MPa em Estado Limite de Serviço. Nas figuras seguintes ilustram-se dois tipos de apoio utilizados (Figura 5.26 e Figura 5.27).

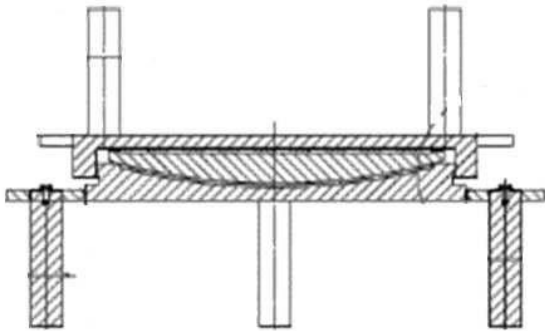


Figura 5.26 – Apoio fixo

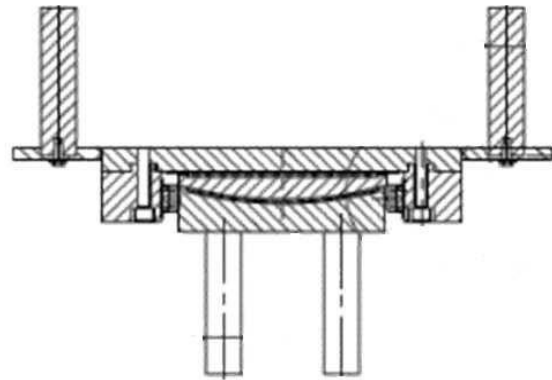


Figura 5.27 – Apoio unidirecional

Estes aparelhos de apoio são capazes de permitir movimentos em qualquer direção, sendo que os movimentos de rotação do tabuleiro em torno de um eixo são transformados em movimentos de deslizamento entre as placas individuais do aparelho de apoio. Este movimento multidirecional, através de guiamientos, é passível de ser transformado em unidirecional ou fixo.

Verificou-se, complementarmente, que a tensão máxima no betão no pilar não ocorre no centro do aparelho mas sim perto das extremidades da depressão côncava da placa inferior (Figura 5.28).

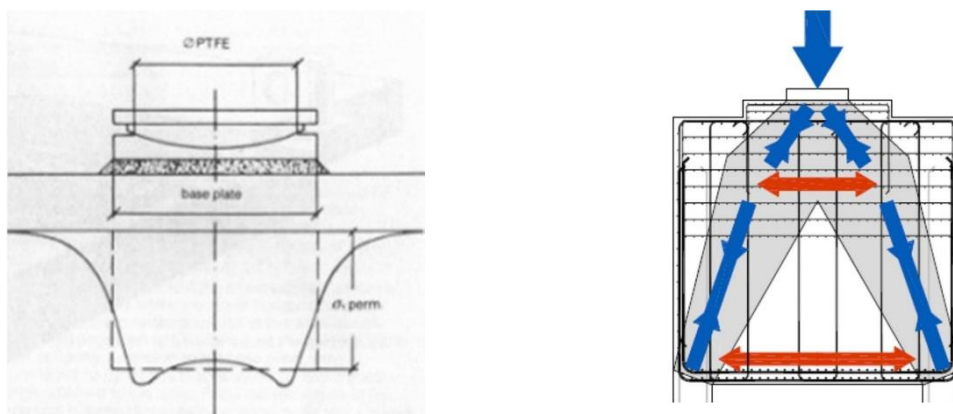


Figura 5.28 – Topo do pilar

No que se refere ao tabuleiro (Figura 5.29), foi considerado indispensável pelo projetista (ainda que a classe apresentada pelo betão fosse C50/60) a promoção do confinamento das áreas carregadas através de cintas fechadas, tendo em conta que as tensões transmitidas são muito elevadas. A armadura foi dimensionada sob a premissa de que o betão comprimido axialmente sob a área carregada plastificaria e o aço de confinamento atingiria o limite elástico. Desta forma, é possível a determinação de uma tensão média de confinamento.

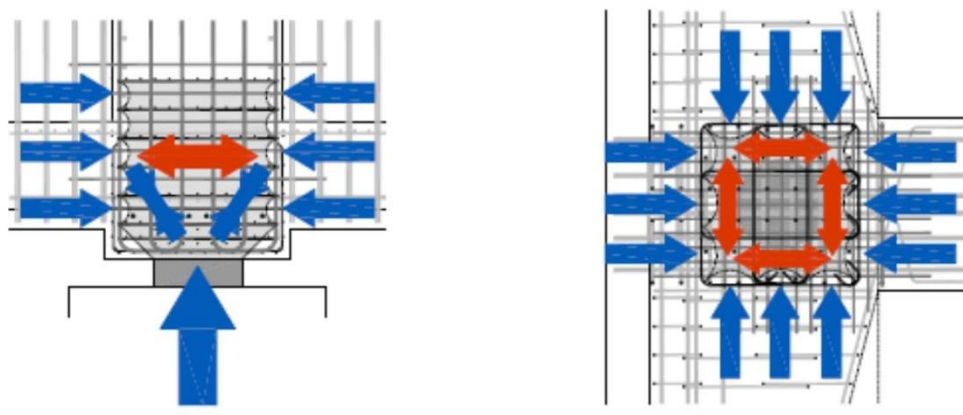


Figura 5.29 – Tabuleiro

5.5 Materiais

Nos quadros seguintes apresentam-se os materiais escolhidos pelo projetista na materialização da obra de arte em estudo para os betões (Tabela 5.1) e aços (Tabela 5.2) a utilizar.

Tabela 5.1 – Betões

Classes resistência compressão	Classe consistência	Dim. máx. agregado	Classe teor cloretos	Sem corrosão	Classes exposição			Recobr. Nominal (mm)
					Carbonatação	Gelo/ degelos	Cloretos	
C16/20	S2	D22	—	X0	—	—	—	—
C30/37	S3	D22	C1 0.4	—	XC2	—	—	50
C40/50	S3	D22	C1 0.2	—	XC4	XF1	—	45
C40/50	S3	D22	C1 0.2	—	XC4	XF1	—	45
C50/60	S4	D22	C1 0.1	—	XC4	XF2	XD1	50
C50/60	S4	D16	C1 0.1	—	XC4	ZF2	XD1	50

Tabela 5.2 – Aços

Elementos	Material
Material Armaduras ordinárias	A 500 NR SD
Cordões pré-esforço	Y 1860 S7
Barras pré-esforço	A950 / 1050
Micro-estacas	N80 ($f_y = 560$ MPa)
Tirantes interiores	S355 J2
Inox no contacto escora/tabuleiro	EN 10088-2 ($f_y > 235$ MPa)
Guardas	S235 J2

5.6 Considerações finais

Foram descritos os aspetos gerais da obra, dando atenção a alguns aspetos considerados importantes no âmbito desta dissertação. Com os dados apresentados é possível proceder à elaboração de um modelo de cálculo que apresente um comportamento estrutural idêntico ao que se verifica na realidade.

Capítulo 6

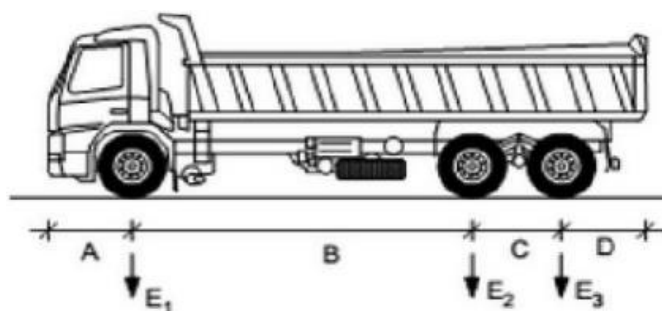
Ensaio de Carga no Viaduto do Corgo

6.1 Considerações iniciais

O presente capítulo tem como finalidade apresentar e descrever as características principais dos veículos utilizados para a realização das sobrecargas, o seu posicionamento em perfil, a sequência adotada e os objetivos a atingir com cada caso de carga definido. O ensaio decorreu no dia 30 de Julho de 2013, tendo os deslocamentos verticais sido medidos com base no Sistema de Nivelamento Hidrostático. Foi também efetuado um teste de medição de deslocamentos com GNSS tendo sido utilizadas cinco antenas, uma de referência localizada fora da estrutura e as outras quatro colocadas a meio do vão central.

6.2 Veículos utilizados

Para a realização do ensaio de carga do viaduto foi utilizado um número máximo de 16 veículos, com as características indicadas na Figura 6.1.



Peso máx. veículo	250 kN
Peso máx. /eixo	100 kN
E1	50 kN
E2	100 kN
E3	100 kN
A	1.30 m
B	4.00 m
C	1.40 m
D	1.65 m
Afast. veículos	1.05 m
total	9.40 m

Figura 6.1 – Esquema do veículo proposto e características gerais

Considerou-se, de acordo com o guião do ensaio de carga, o peso por camião de 250 kN (peso máximo do veículo carregado).

6.3 Casos de carga

Foram definidas posições estáticas correspondentes a 16 casos de carga, ao longo de 2 percursos. No primeiro percurso (Percurso I) foram utilizados 8 veículos, divididos em 2 grupos de 4 posicionados lado a lado. No segundo (Percurso II) recorreu-se à utilização de 16 veículos divididos em 2 grupos de 8. A Tabela 6.1 define os casos de carga correspondentes ao percurso I (ver Anexo D).

Tabela 6.1 – Descrição dos casos de carga – Percurso I
(4 + 4 veículos circulando no sentido poente - nascente)

Referência	Descrição
CC1	Centrados com o meio vão entre P15 e P16;
CC2	Centrados com o meio vão entre P16 e P17;
CC3	Entre P17 e P18, centrados a 50,4m de P17
CC4	Sobre as aduelas AD2 a AD7 (T18.C.5) entre P18 e P19;
CC5	Entre P18 e P19, centrados a 60,3m de P18
CC6	Centrados com o meio vão entre P18 e P19;
CC7	Entre P18 e P19, centrados a 60,3m de P19
CC8	Sobre as aduelas AD2 a AD7 (T19.C.5) entre P18 e P19;
CC9	Entre P19 e P20, centrados a 50,4m de P20
CC10	Centrados com o meio vão entre P20 e P21;
CC11	Centrados com o meio vão entre P21 e P22;

Por sua vez, os casos de carga que constituem o percurso II, apresentados na Tabela 6.2, estão colocados em diferentes locais estratégicos por forma a estudar de forma eficiente o comportamento vertical do meio vão em estudo.

Tabela 6.2 – Descrição dos casos de carga – Percurso II
(8 + 8 veículos circulando no sentido poente - nascente)

Referência	Descrição
CC12	Entre P17 e P18, centrados a 50,4m de P17
CC13	Entre P18 e P19, centrados a 63m de P18
CC14	Centrados com o meio vão entre P18 e P19;
CC15	Entre P18 e P19, centrados a 63m de P19
CC16	Entre P19 e P20, centrados a 50,4m de P20

A figura seguinte ilustra o posicionamento transversal dos veículos utilizados em ambos os percursos (Figura 6.2).

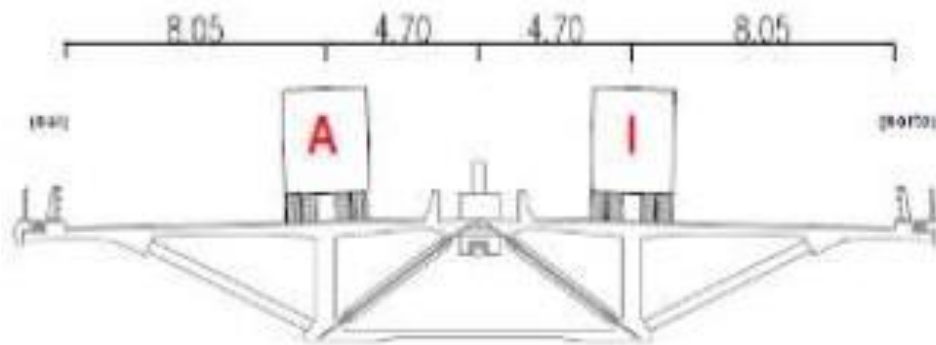


Figura 6.2 – Posição transversal dos veículos, idêntico em ambos os percursos.

6.4 Resultados das medições

Apresentam-se seguidamente os resultados das medições efetuadas em obra durante a condução do ensaio de carga. O sinal dos sistemas de medição nas situações de vazio foi registado tanto no início como no final do ensaio, para além das situações de carregamento descritas. A ordem de apresentação dos casos de carga encontra-se em concordância com a sequência adotada para os mesmos durante a realização do ensaio.

Foram realizadas as medições do deslocamento vertical no meio vão do tramo central da estrutura em estudo e a sua evolução para cada caso de carga (Figura 6.3).

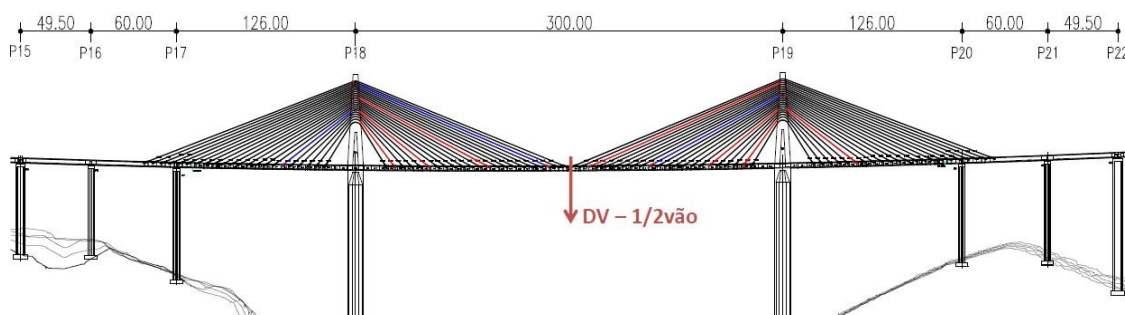


Figura 6.3 – Localização do meio vão do tramo central

A Tabela 6.3 resume a sequência das situações observadas durante todo o ensaio de carga fazendo referência às horas de início e fim de cada caso de carga realizado e o seu respetivo percurso.

Tabela 6.3 – Sequência do Ensaio de Carga

Percurso	Descrição das Fases de Observação	Hora inicial	Hora final
I	Vazio	10:16	10:25
I	CC1	10:29	10:33
I	CC2	10:35	10:42
I	CC3	10:45	10:52
I	CC4	10:55	11:03
I	CC5	11:04	11:15
I	CC6	11:17	11:27
I	CC7	11:29	11:40
I	CC8	11:48	11:58
I	CC9	12:01	12:11
I	CC10	12:13	12:19
I	CC11	12:21	12:26
I	Vazio	12:27	12:32
II	Vazio	14:13	14:18
II	CC12	14:21	14:30
II	CC13	14:39	14:48
II	CC14	14:50	15:00
II	CC15	15:06	15:14
II	CC16	15:23	15:32
II	Vazio	15:34	15:41

6.4.1 Sistema de nivelamento hidrostático

Foram obtidos as seguintes leituras, com as medições recorrendo ao sistema de nivelamento hidrostático, apresentadas nos gráficos seguintes, com indicações dos valores máximos obtidos. Para o percurso I, descrito acima, foi obtido no caso de

carga 6 um deslocamento vertical máximo negativo de 71 mm (veículos centrados no meio do vão central). O valor do deslocamento máximo positivo foi de 8 mm, correspondendo ao caso de carga 3 (Figura 6.4).

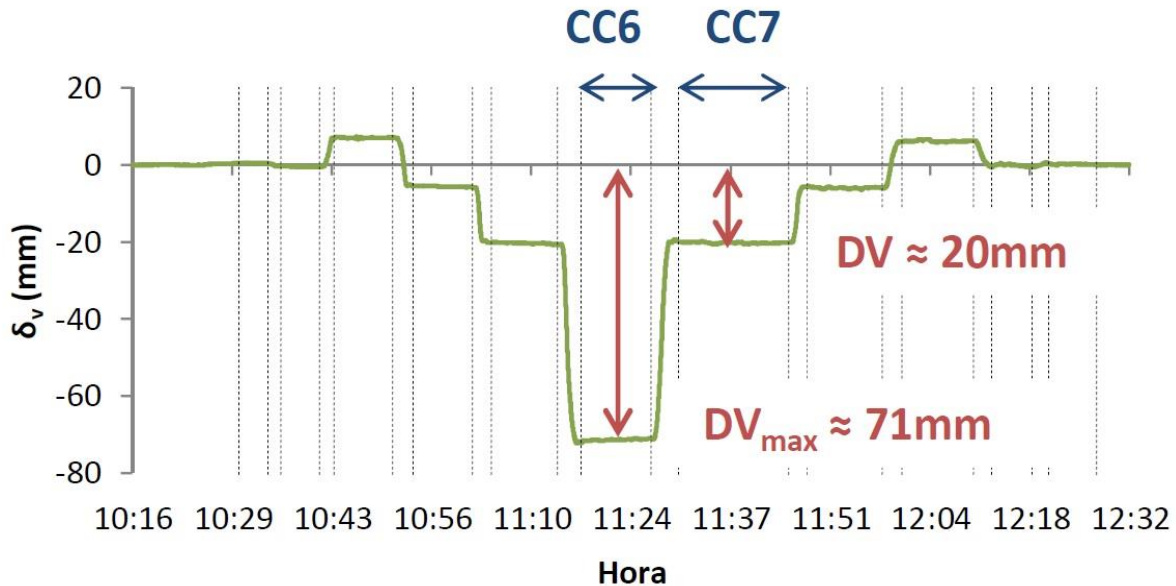


Figura 6.4 – Deslocamento a meio vão do tramo central – Percurso I

No caso do percurso II obtiveram-se, como era de esperar, valores da ordem de grandeza do dobro do registado no Percurso I. Devido ao aumento da carga distribuída, mantendo-se o valor da mesma por metro, mas aumentando o seu desenvolvimento em distância para o dobro (de 4 veículos para 8 veículos) o valor máximo negativo registado aumenta para, aproximadamente 128 mm, no caso de carga 14. Ao passo que o valor máximo positivo é obtido no registo do caso de carga 12, com o valor de 13 mm (Figura 6.5).

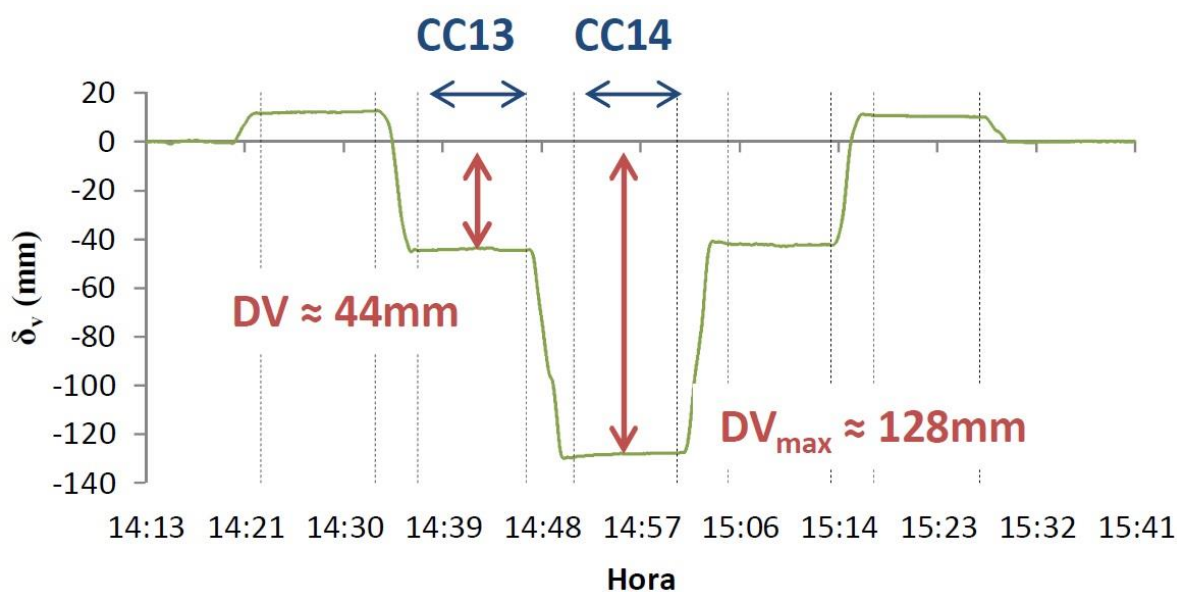


Figura 6.5 – Deslocamento a meio vão do tramo central – Percurso II

6.4.2 Sistema GNSS

Tanto quanto se sabe, o ensaio de carga do Viaduto do Corgo foi o primeiro realizado em Portugal monitorizado com GNSS. Com o objetivo de minimizar erros nos registos de observação, instalou-se uma estação de GNSS de referência nas proximidades da obra. Procurou-se um local estável, que não fosse afetado pelos movimentos do viaduto e de horizonte livre dentro da medida do possível para que os desvios dos sinais dos satélites fossem minimizados. O facto de o viaduto ter um comprimento e altura elevados, a localização adotada para a estação GNSS de referência não foi tão próxima quanto desejável (não mais do que 300 m de distância das outras estações GNSS), tendo sido colocada a cerca de 1700 m do meio vão do tramo central como se ilustra abaixo.

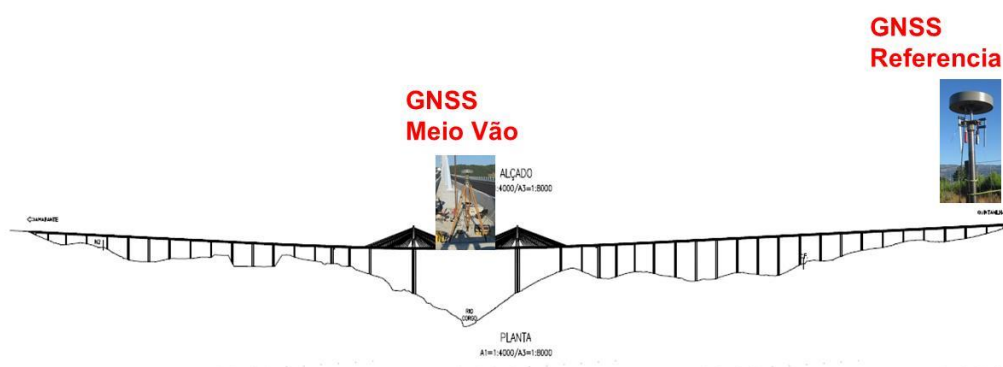


Figura 6.6 – Localização da estação GNSS de referência e duma das estações GNSS no meio vão (Lima, Monitorização do Ensaio de Carga do Viaduto do Corgo com o GNSS)

Para a realização deste ensaio de carga utilizaram-se cinco recetores GNSS. Os modelos utilizados foram os seguintes: dois recetores Topcon GB-1000 com antenas choke-ring da Topcon e três recetores da Leica GMX902 CG com antenas LEIAX 1202GG da Leica. Um dos recetores Topcon GB-1000 foi colocado na estação GNSS de referência (Figura 6.8) e os restantes quatro estacionados no meio vão do tramo central do viaduto (Figura 6.7).

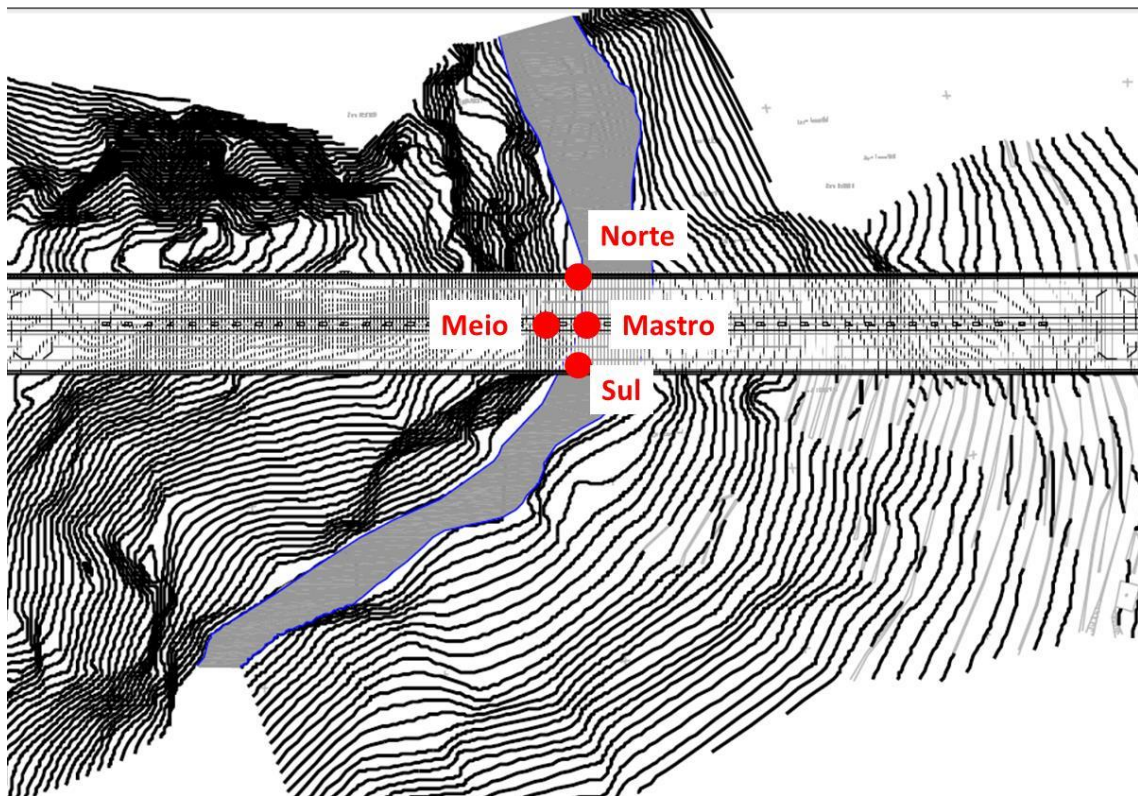


Figura 6.7 – Localização das quatro estações GNSS no meio vão do viaduto (Lima, Monitorização do Ensaio de Carga do Viaduto do Corgo com o GNSS)



Figura 6.8 – Localização da Estação GNSS de referência indicada pela seta vermelha (Lima, Monitorização do Ensaio de Carga do Viaduto do Corgo com o GNSS)

No meio vão as duas antenas estacionadas no separador central foram colocadas como a se ilustra na figura abaixo.



Figura 6.9 – Antenas GNSS: em primeiro plano, em cima dum tripé, a antena *choque-ring* da Topcon, em segundo plano a antena da Leica, montada no topo dum mastro bem espiado (Lima, Monitorização do Ensaio de Carga do Viaduto do Corgo com o GNSS)

As leituras obtidas com este sistema apresentam-se na figura seguinte, sendo que a série temporal representada a azul corresponde à componente vertical das leituras de deslocamento a meio vão obtidas com o sistema GNSS e a série representada a vermelho é a média móvel de ordem 100 da série azul. A verde ilustra-se a leitura obtida com os níveis líquidos. É visível na Figura 6.10 que a componente vertical dos deslocamentos com o GNSS apresenta algum ruído (embora nesse aparente ruído possa incluir a vibração do tabuleiro) e que a média móvel desta suaviza o ruído e, conseqüentemente, se aproxima da série temporal correspondente à medição de flechas com os níveis líquidos. A frequência de amostragem dos níveis líquidos não permite medir as principais frequências de vibração do tabuleiro.



Figura 6.10 – Resultados da medição GNSS no meio vão – unidade das ordenadas: milímetro (Lima, Monitorização do Ensaio de Carga do Viaduto do Corgo com o GNSS)

6.5 Considerações finais

Foram apresentados os dados a considerar para a validação do modelo numérico descrevendo os casos de carga, valores da carga e duração do ensaio. Apresentaram-se igualmente os resultados medidos através do sistema de níveis hidrostáticos e do sistema GNSS.

Capítulo 7

Análise Comparativa de Resultados com Modelo Numérico

7.1 Considerações iniciais

Com o objetivo de obter um estudo do comportamento estrutural do sub-viaduto central do viaduto do Corgo em condições de serviço e uma interpretação de resultados obtidos, utilizou-se um modelo numérico de análise estrutural através do software de cálculo *Sap2000*.

Serve o presente capítulo para expor e descrever o modelo de cálculo adotado para o caso de estudo, comparando-o com os resultados experimentais obtidos, descritos acima, por forma a analisar aspetos importantes que devem ser levados em conta na construção de modelos de cálculo de estruturas deste tipo.

7.2 Modelo Numérico

Modelou-se apenas o SVC visto ser o sub-viaduto em análise na realização do ensaio de carga estático efetuado como se ilustra na Figura 7.1. Numa fase inicial foi elaborado um primeiro modelo de cálculo simplificado (designado modelo 1) em que, como se refere mais à frente, os mastros foram modelados considerando a inércia média da secção e admitindo que os tirantes se ligavam aos mastros na linha média destes (i.e. nesta hipótese o comprimento total dos tirantes é ligeiramente superior ao real).

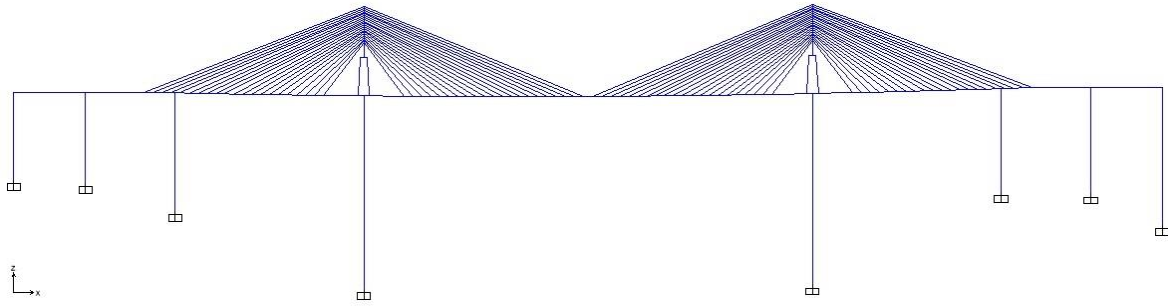


Figura 7.1 – Modelo de cálculo inicial

As fundações foram sempre consideradas com apoios encastrados, tanto no caso de fundações diretas como no de fundações indiretas. No que diz respeito à modelação dos elementos dos pilares, todos eles, à exceção dos pilares P18 e P19, foram modelados utilizando um elemento barra único visto que as secções e características dos mesmos são constantes em todo o seu desenvolvimento.

Por outro lado, para a modelação dos dois pilares centrais (P18 e P19), recorreu-se à divisão do seu desenvolvimento em quinze troços visto que estes pilares apresentam uma secção variável em corte transversal (Figura 7.2 e Figura 7.3).

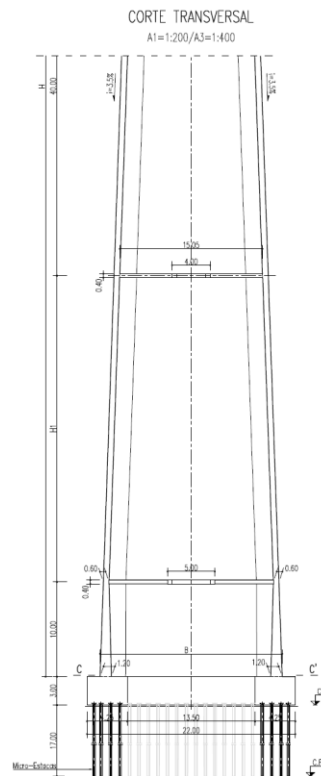
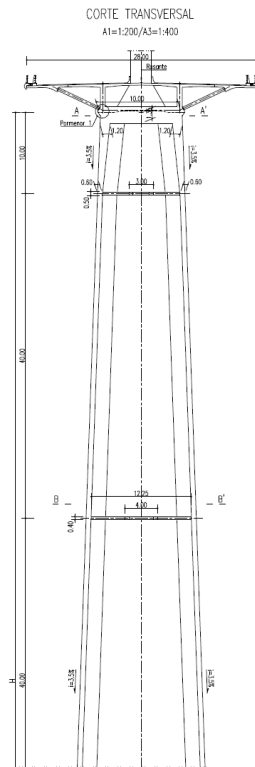


Figura 7.2 – Corte transversal Superior

Figura 7.3 – Corte transversal Inferior

Esta divisão consiste na modelação de quinze elementos barra, determinando para cada um deles os seguintes parâmetros: área, perímetro, espessura média, área do núcleo (i.e. área formada pela linha média das paredes da secção), inércias de flexão e torção apresentados no Anexo A.

Os dois pilares centrais, como referido acima, apresentam a mesma taxa de jorramento (3,5%), apresentando assim, os 10 primeiros troços com os mesmos valores. Diferem apenas os 5 troços na base dos mesmos, visto que são pilares de alturas diferentes. A área, perímetro, espessura média, área do núcleo e as inércias de flexão de cada secção foram medidos através do *software* de desenho Autodesk *AutoCAD 2012* analisando a secção média de cada troço. Posteriormente, foram calculadas as inércias de torção recorrendo à 2ª Fórmula de Bredt (7.1) que permite determinar a inércia à torção de secções de parede fina fechada.

$$J = \frac{4A_0^2}{\oint \frac{\partial S}{e}} \quad (7.1)$$

No caso de secções de parede fina fechada que apresentam espessura constante a fórmula simplifica-se assumindo a forma seguinte (7.2):

$$J = \frac{4A_0^2 P}{e} \quad (7.2)$$

A modelação do tabuleiro foi dividida em dois grupos, da seguinte forma: dois troços retos em ambas as extremidades do viaduto, em que não existem ligações atirantadas e um troço curvo unindo a extremidade de todos os tirantes respeitando a distância de 6 metros entre cada aduela. De acordo com os valores apresentados no projeto para a secção transversal do tabuleiro em estudo, apresentam-se na tabela seguinte (Tabela 7.1) os parâmetros utilizados para efeitos de cálculo.

Tabela 7.1 – Características da secção transversal - Tabuleiro

Tabuleiro	
Largura (m)	28
A (m ²)	15,5
I _{longitudinal} (m ⁴)	25,9
I _{transversal} (m ⁴)	731,76

Os aparelhos de apoio presentes nas ligações pilar-tabuleiro, como foi dito acima, foram descritas pelo projetista como sendo de panela, unidirecionais, deslizantes longitudinalmente e com travamento transversal. Os mastros e pilares respetivos apresentam uma ligação monolítica com o tabuleiro. Por forma a respeitar as

condições de apoio acima descritas, nas 6 ligações pilar-tabuleiro presentes no viaduto foram consideradas libertações internas (Figura 7.4).

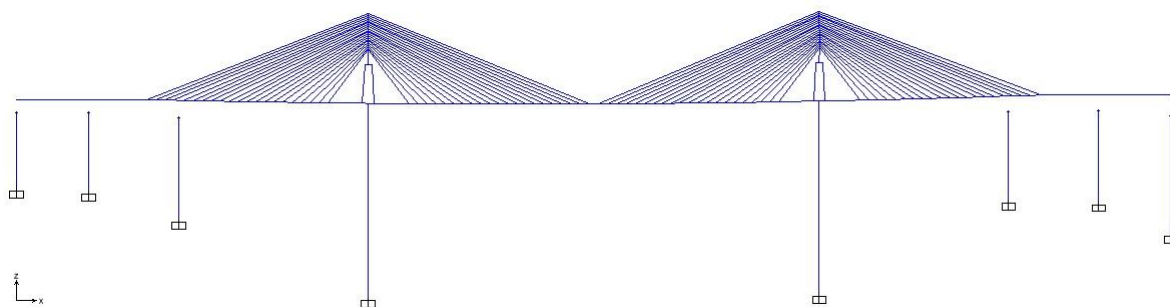


Figura 7.4 – Condições de apoio no Modelo de cálculo

No que diz respeito à modelação dos mastros, optou-se por considerar quatro troços principais, dois troços correspondendo às duas pernas do mastro, um troço horizontal rígido que permite fazer a ligação entre as pernas e a torre, sendo a torre (correspondente ao último dos quatro troços) modelada com 22 elementos finitos de barra como se ilustra na Figura 7.5. Em cada um dos nós deste troço vertical (i.e. linha média da torre) ligam-se os elementos de barra que simulam os tirantes.

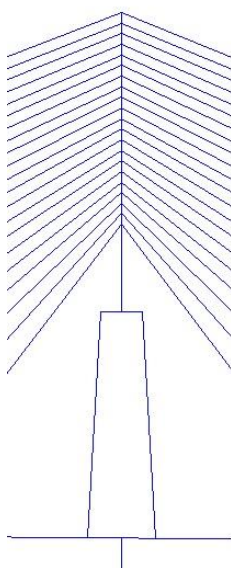


Figura 7.5 – Pormenor do Mastro modelado em SAP2000 - Modelo Inicial

Os tirantes foram modelados através de elementos de barra, tal como todos os elementos remanescentes (e.g. pilares, tabuleiro, elementos do mastro). Foi previamente constatado pelo projetista que a importância do comportamento não linear dos tirantes era insignificante para o comportamento global da estrutura.

Por forma a obter a inclinação correta de cada tirante, bem como do desenvolvimento do tabuleiro na zona atirantada, realizou-se uma importação dos

desenhos presentes no projeto para o modelo de cálculo criado no SAP2000 (Figura 7.6).

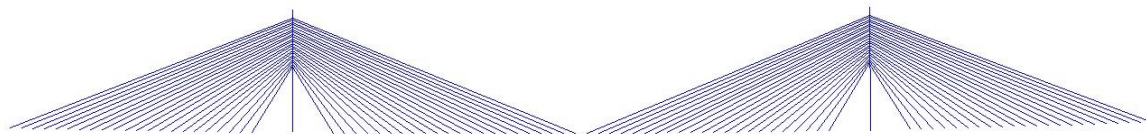


Figura 7.6 – Representação dos tirantes no modelo de cálculo inicial

A numeração dos tirantes no modelo foi realizada seguindo a metodologia exibida no projeto. Assim sendo, o tirante nº 1 é o mais vertical seguindo até ao número 22, que apresenta a menor inclinação. Posteriormente, no seguimento da metodologia apresentada pelo projetista, os tirantes distinguem-se consoante o pilar em que o seu mastro se encontra apoiado e consoante o vão onde se realiza a ligação de cada tirante com o tabuleiro. Tomando como exemplo o tirante nº 8, que liga o mastro apoiado sobre o pilar P18 ao vão central do tabuleiro, temos como designação T18.C.8. Por uma questão de facilidade, utilizou-se a mesma metodologia de designação, trocando apenas a letra que indica o vão a que o tirante corresponde com o número do pilar sobre o qual o mastro correspondente se encontra apoiado (Figura 7.7). Assim sendo, a designação do pilar T18.C.8 apresenta-se T.C.18.8.

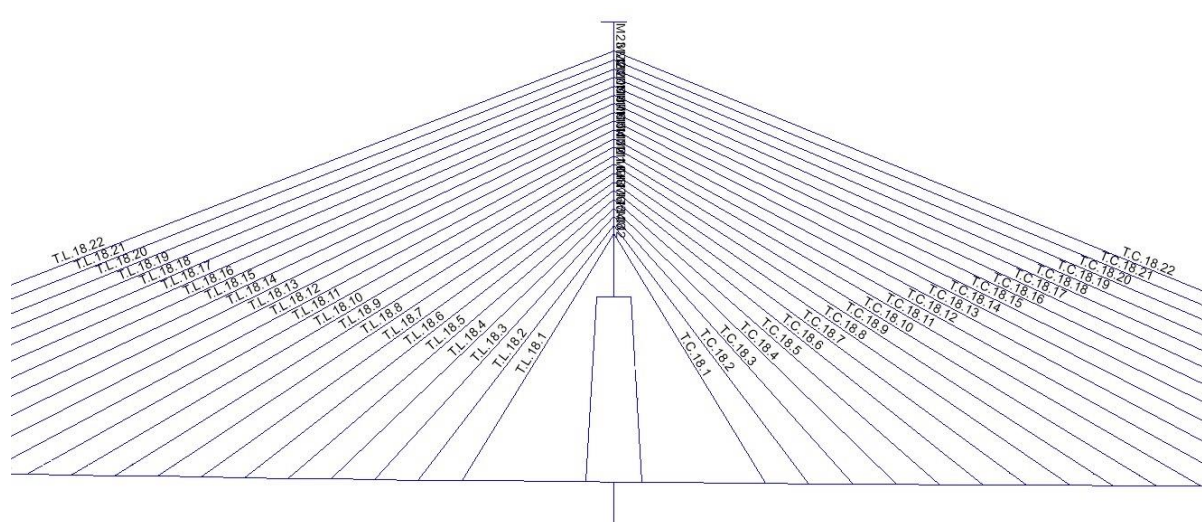


Figura 7.7 – Numeração dos tirantes no modelo de cálculo

No que diz respeito à área correspondente a cada tirante, foram criadas 22 secções de áreas diferentes, para atribuir a cada tirante. Isto porque a área do tirante T18.C.21 é a mesma dos tirantes T18.L.21; T19.C.21; T19.L.21. Por forma a atribuir uma área a cada elemento criado no modelo utilizaram-se as áreas apresentadas pelo projetista, presentes no Anexo C.

7.3 Análise de Resultados

Foram analisados os 16 casos de carga com os veículos em posições estáticas no modelo de cálculo desenvolvido.

Como referido anteriormente, considerou-se o peso por camião como sendo de 250 kN (peso máximo do veículo carregado). Desta forma, para simular os casos de carga do percurso I (4+4 veículos alinhados) foi adotada a utilização de uma carga uniformemente distribuída numa distância aproximada do alinhamento dos veículos. Assim sendo, visto que o espaçamento entre eixos é de 9,4 m, com um espaçamento de 1,05 m entre veículos para o percurso I, calculou-se uma distância para a área de ação da carga distribuída a utilizar.

$$n_{veiculos} \cdot L_{veiculos} - (n_{veiculos} - 1) * e = 4 * 9,4 - (4 - 1) * 1,05 = 34,45m \quad (7.3)$$

Neste seguimento adotou-se o comprimento de 30 m para a área de ação da carga distribuída.

Quanto ao valor da mesma calcula-se facilmente utilizando o peso por veículo de 250 kN e tendo em conta que o percurso I é constituído por 2 alinhamentos de 4 veículos:

$$n_{veiculos} * 2 * 250kN = 2000kN \quad (7.4)$$

$$\frac{2000kN}{30m} = 66,667kN / m \quad (7.5)$$

Para o percurso II (8+8 veículos alinhados) foi adotada a metodologia do percurso anterior, aumentando apenas o comprimento da carga distribuída para o dobro visto que o número de veículos aumenta também dessa forma. Desta forma distribui-se o dobro da carga absoluta pelo dobro da distância como se demonstra seguidamente.

$$n_{veiculos} * 2 * 250kN = 4000kN \quad (7.6)$$

$$\frac{4000kN}{60m} = 66,667kN / m \quad (7.7)$$

No Anexo D apresentam-se todos os casos de carga realizados no modelo numérico de cálculo nas posições respetivas. Como exemplo, as figuras seguintes ilustram os casos de carga de cada percurso em que foram verificados os deslocamentos máximos a meio vão (caso de carga 6 e caso de carga 14).

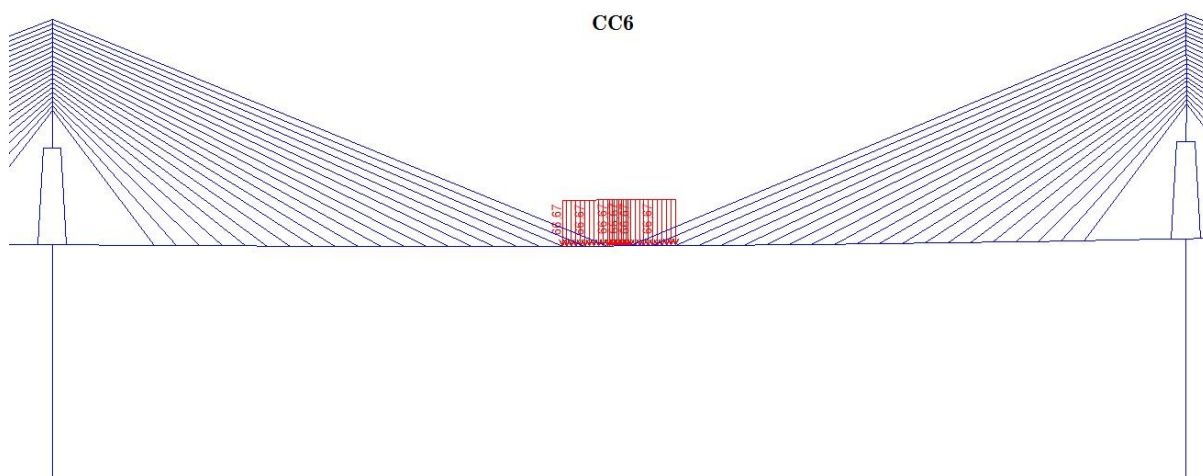


Figura 7.8 – Localização carga distribuída CC6 – Percurso I

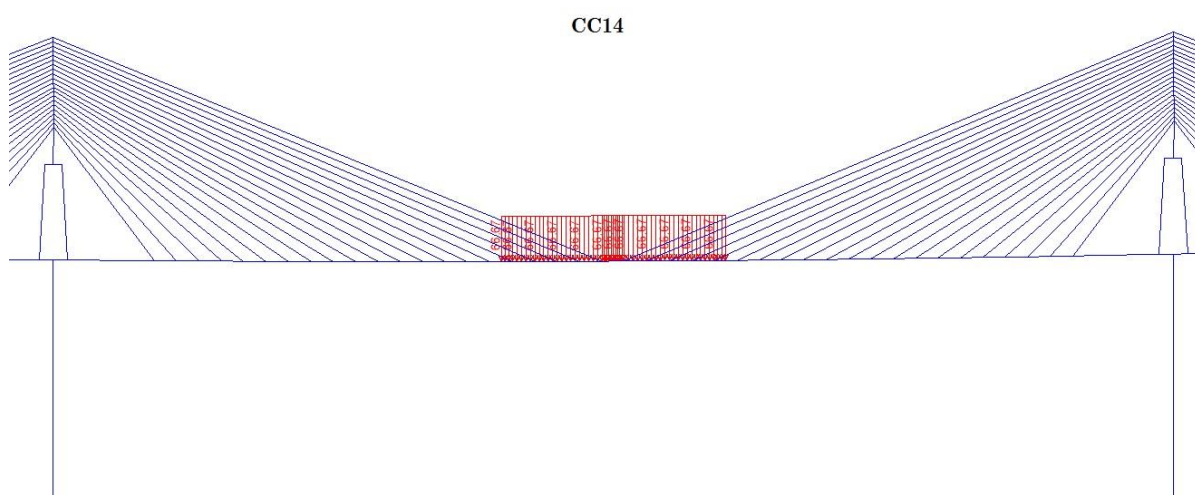


Figura 7.9 – Localização carga distribuída CC14 – Percurso II

Através da introdução das cargas acima descritas foram obtidos os gráficos seguintes (Figura 7.10 e Figura 7.11), que mostram a evolução do deslocamento vertical a meio vão do sub-viaduto central:

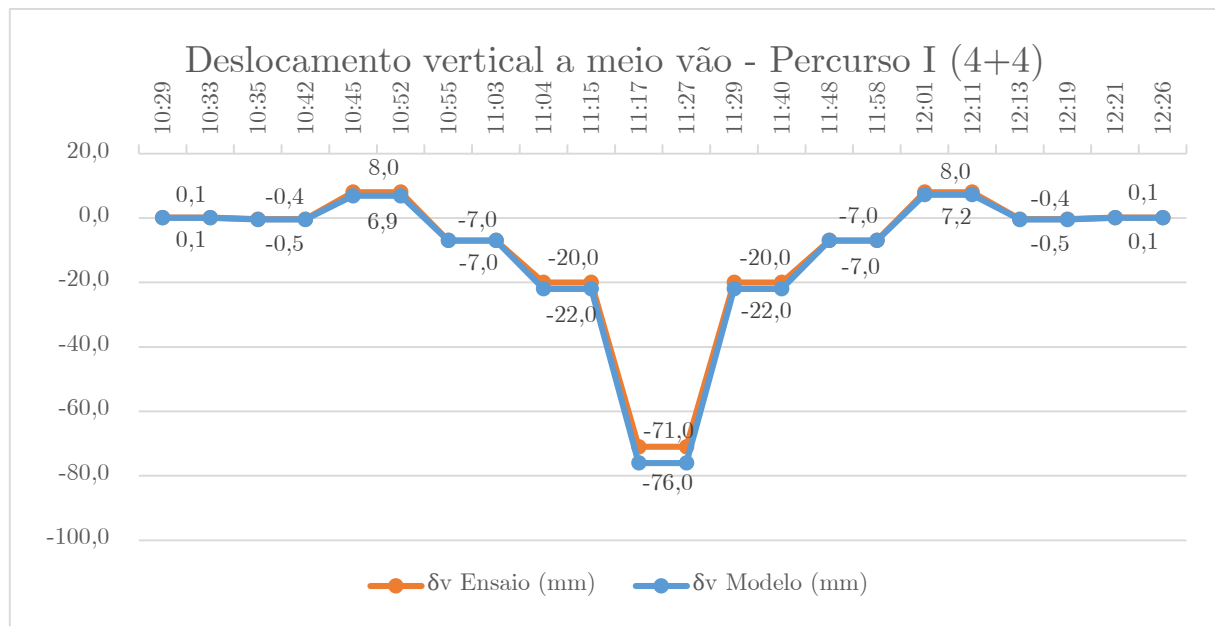


Figura 7.10 – Deslocamento vertical a meio vão: Percurso I – Modelo 1 (antes da calibração)

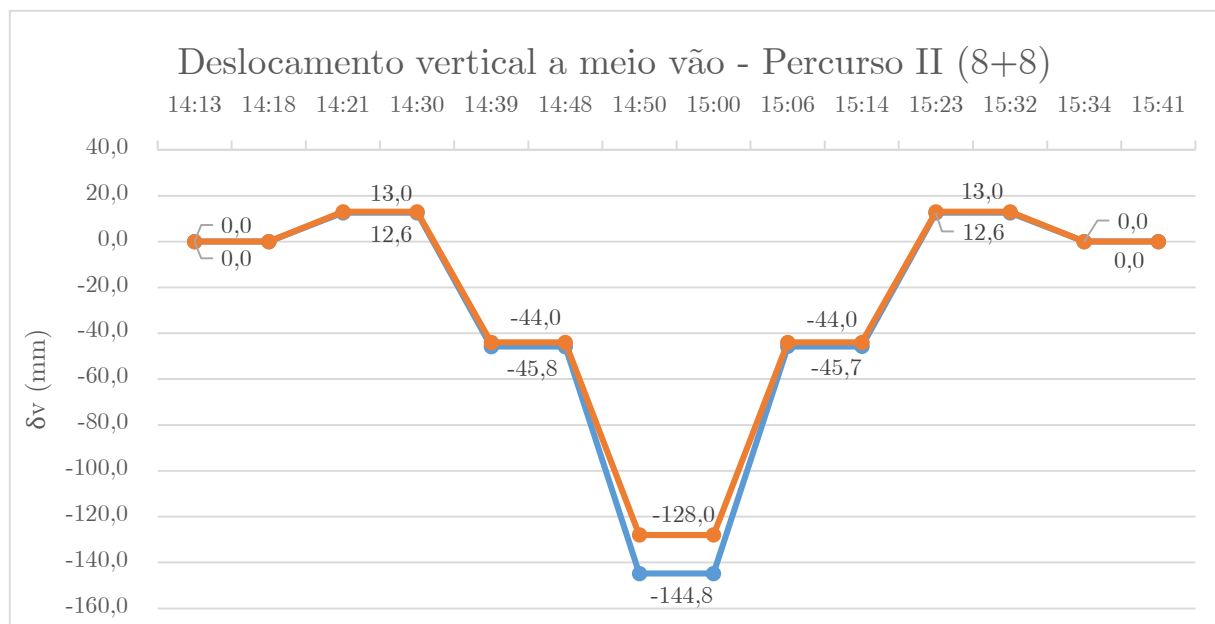


Figura 7.11 – Deslocamento vertical a meio vão: Percurso II – Modelo 1 (antes da calibração)

Verifica-se que os resultados se aproximam bastante bem do comportamento observado em obra. Verificou-se uma diferença entre o ensaio e o modelo de 6.5% para o percurso I e uma diferença de 11.6% no percurso II.

Aparentemente estes resultados parecem sugerir que o modelo em questão, com as simplificações descritas anteriormente descreve adequadamente o comportamento estático do viaduto. Para confirmar que tais simplificações não influenciam

significativamente a rigidez vertical da estrutura decidiu-se elaborar um segundo modelo, descrito na secção seguinte, no qual tanto o comprimento dos tirantes como a rigidez dos mastros é modelada com maior rigor. Este segundo modelo permitirá avaliar a pertinência do refinamento dos modelos numéricos no âmbito dos ensaios de carga estáticos.

7.4 Refinamento do Modelo de Cálculo e Análise de Resultados

No que diz respeito à modelação dos mastros, optou-se por uma via semelhante à adotada na modelação dos pilares centrais. Assim sendo, estes elementos foram também divididos em vários troços, visto que apresentam também uma secção variável no seu desenvolvimento. Calcularam-se então as características correspondentes a cada secção por forma a obter um comportamento mais aproximado da realidade. Para a realização deste cálculo, o mastro foi dividido em 24 troços, 22 troços que ligam os nós de intersecção dos tirantes e os mesmos 2 troços que modelam o comportamento das pernas do mastro.

Seguidamente alterou-se o comprimento dos tirantes para que este correspondesse ao seu comprimento real, visto que o comprimento dos tirantes influencia a rigidez vertical da estrutura. Assim sendo, mediu-se o comprimento dos tirantes considerando a totalidade do seu desenvolvimento, desde a ancoragem inferior até à ancoragem superior (junto à face do mastro) como se ilustra nas Figura 7.12 e Figura 7.13

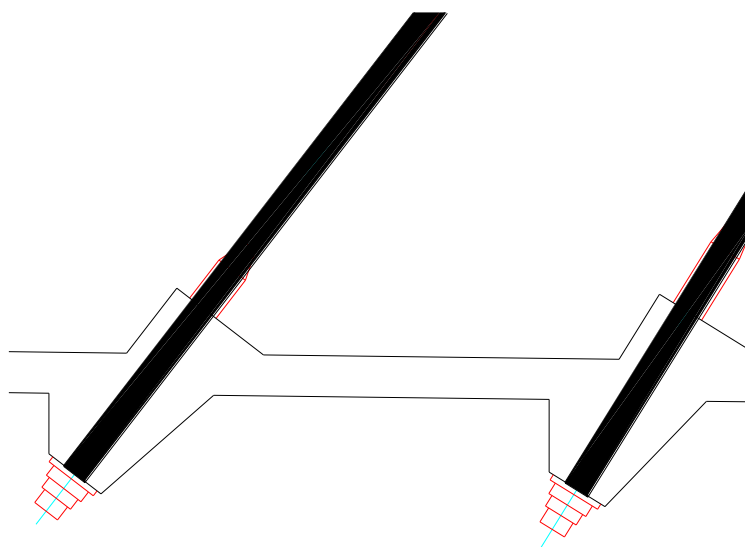


Figura 7.12 – Pormenor das ancoragens inferiores – ligações atirantadas

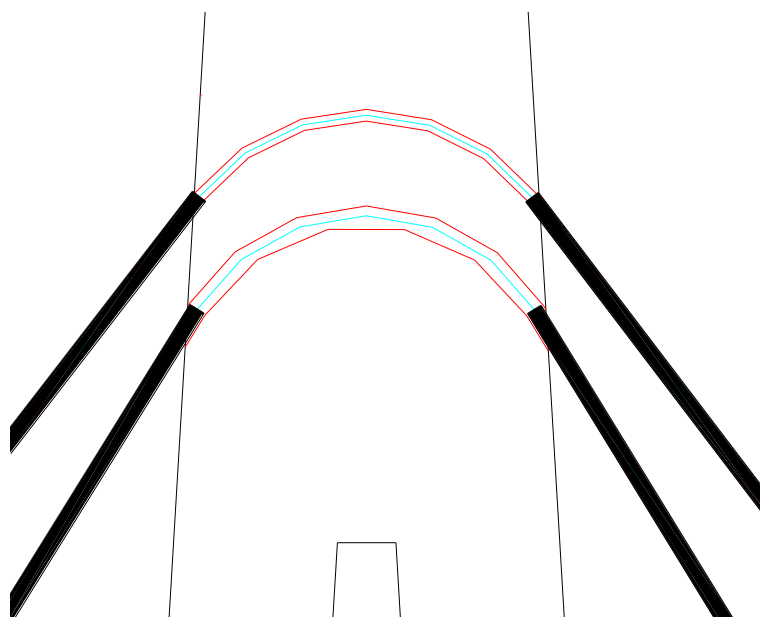


Figura 7.13 – Pormenor das ancoragens superiores – ligações atirantadas

Foram determinados os comprimentos reais dos tirantes recorrendo aos desenhos fornecidos pelo projetista, considerando o comprimento deformável dos tirantes como ilustrado na Figura 7.14.

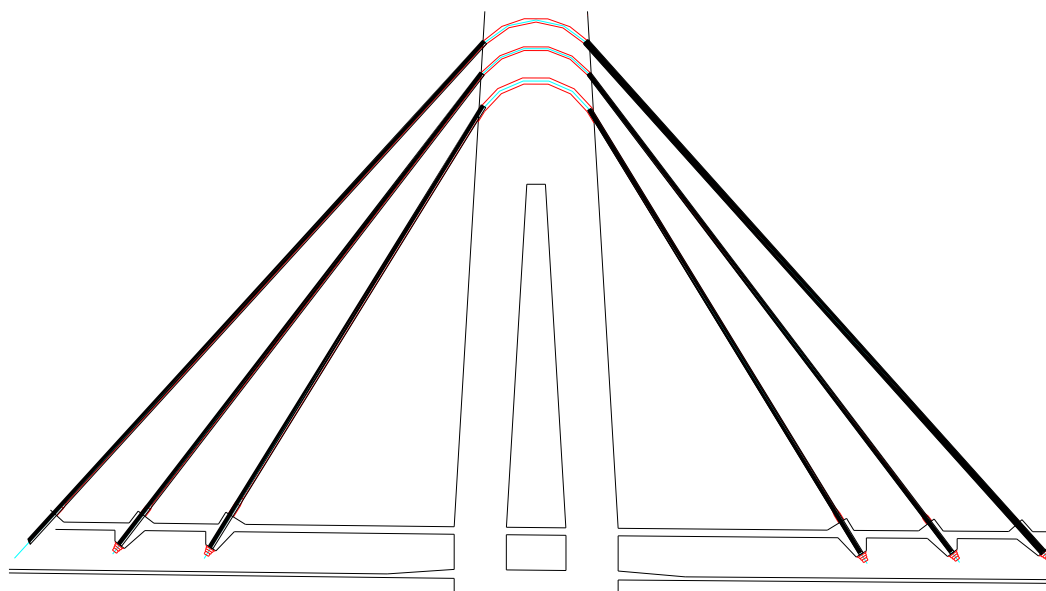


Figura 7.14 – Comprimento deformável dos tirantes

Para realizar a ligação dos tirantes na zona do mastro foram criados elementos de barra horizontais nos mastros com inércia de flexão muito elevada. Desta forma, o comprimento de todos os tirantes corresponde exatamente ao comprimento tracionado que os tirantes apresentam na realidade. O modelo obtido na zona dos mastros encontra-se ilustrado na figura abaixo (Figura 7.15).

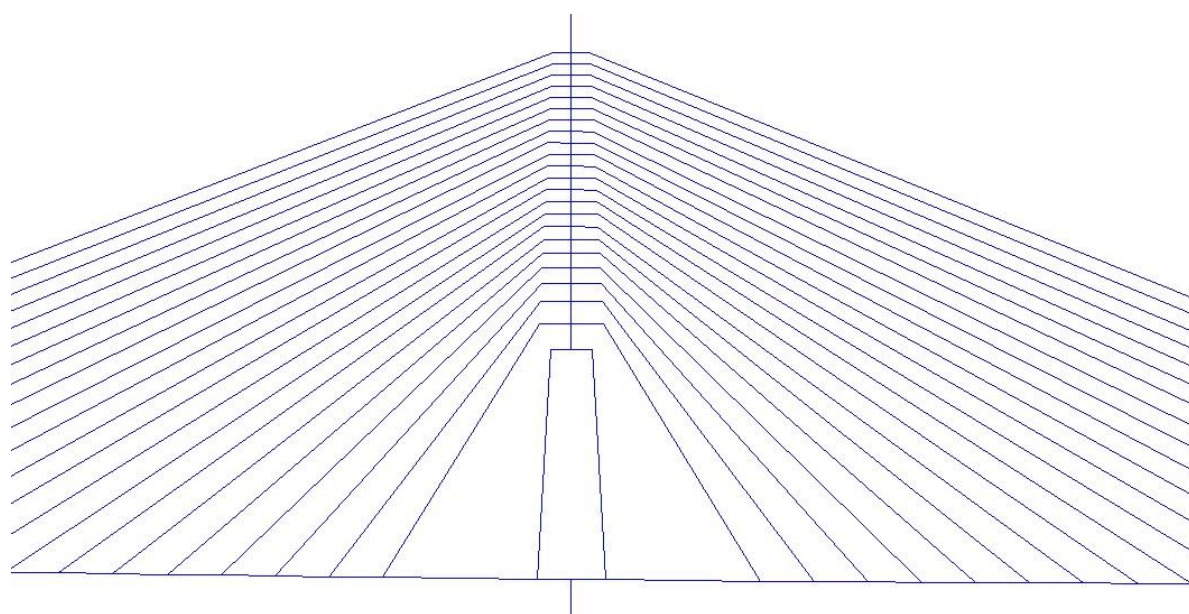
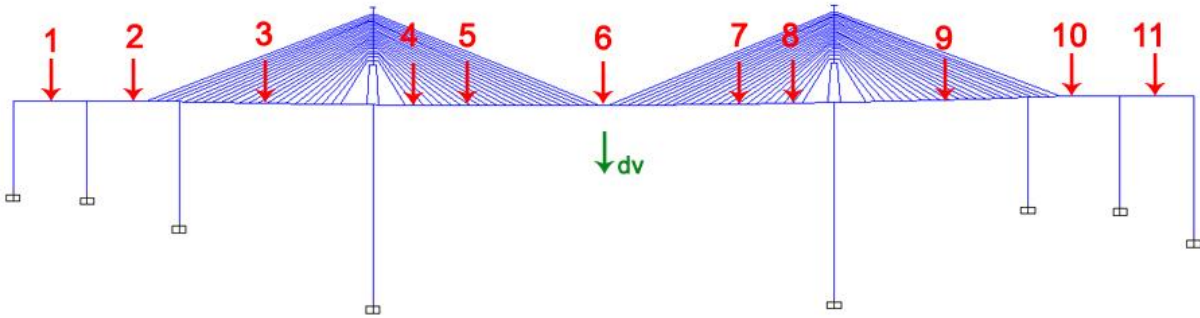


Figura 7.15 – Modelação dos tirantes na zona do mastro - Modelo Final

Mantendo os restantes elementos da estrutura sem qualquer alteração e aplicando os mesmos casos de carga foram obtidos resultados bastante idênticos aos obtidos no modelo anterior (i.e. modelo 1), com deslocamentos mais próximos dos verificados na realidade, ligeiramente inferiores aos obtidos com o modelo 1 como seria de esperar dado que neste segundo modelo, o comprimento dos tirantes é ligeiramente inferior.

Com este modelo mais refinado, os deslocamentos ainda são um pouco superiores aos observados durante o ensaio para os casos em que a carga é aplicada na zona de meio vão (i.e. Casos de carga 6 e 14) como se mostra nas Figura 7.16 e Figura 7.17. As maiores diferenças são de 5% para o Percurso I e de 10% para o Percurso II, o que se considera aceitável.

Casos de Carga



Deslocamento Vertical

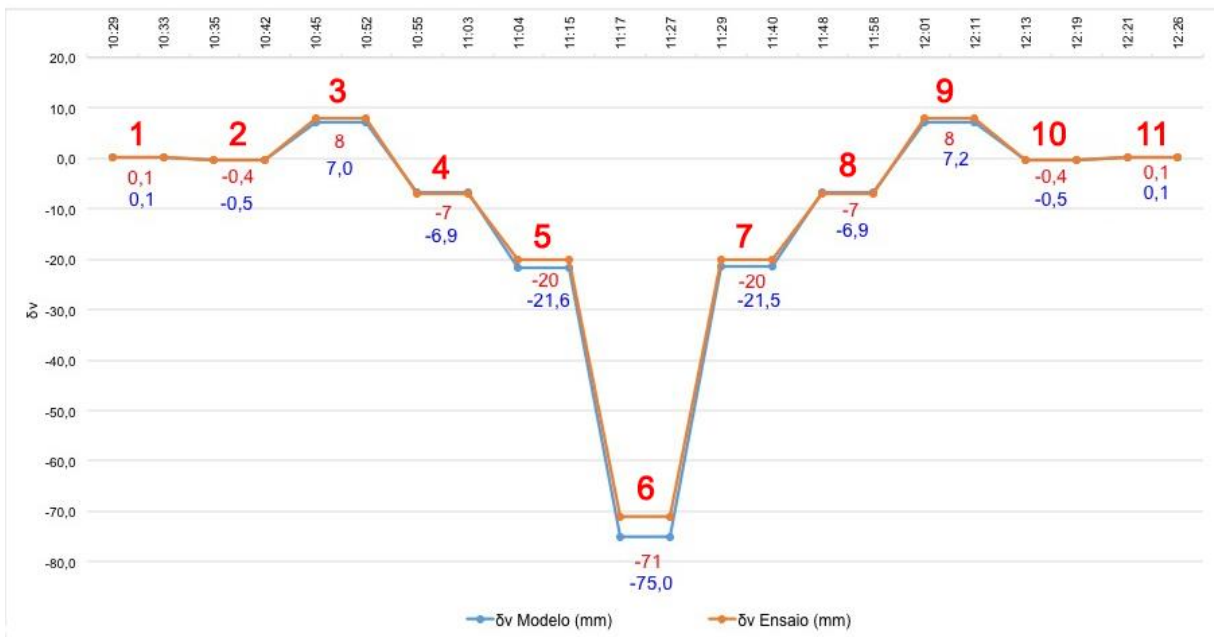


Figura 7.16 – Deslocamento vertical a meio vão: Percurso I – Modelo Final

Como se verifica no gráfico acima os resultados obtidos, o modelo de cálculo valida os resultados experimentais obtidos para o percurso I com dois alinhamentos de quatro camiões.

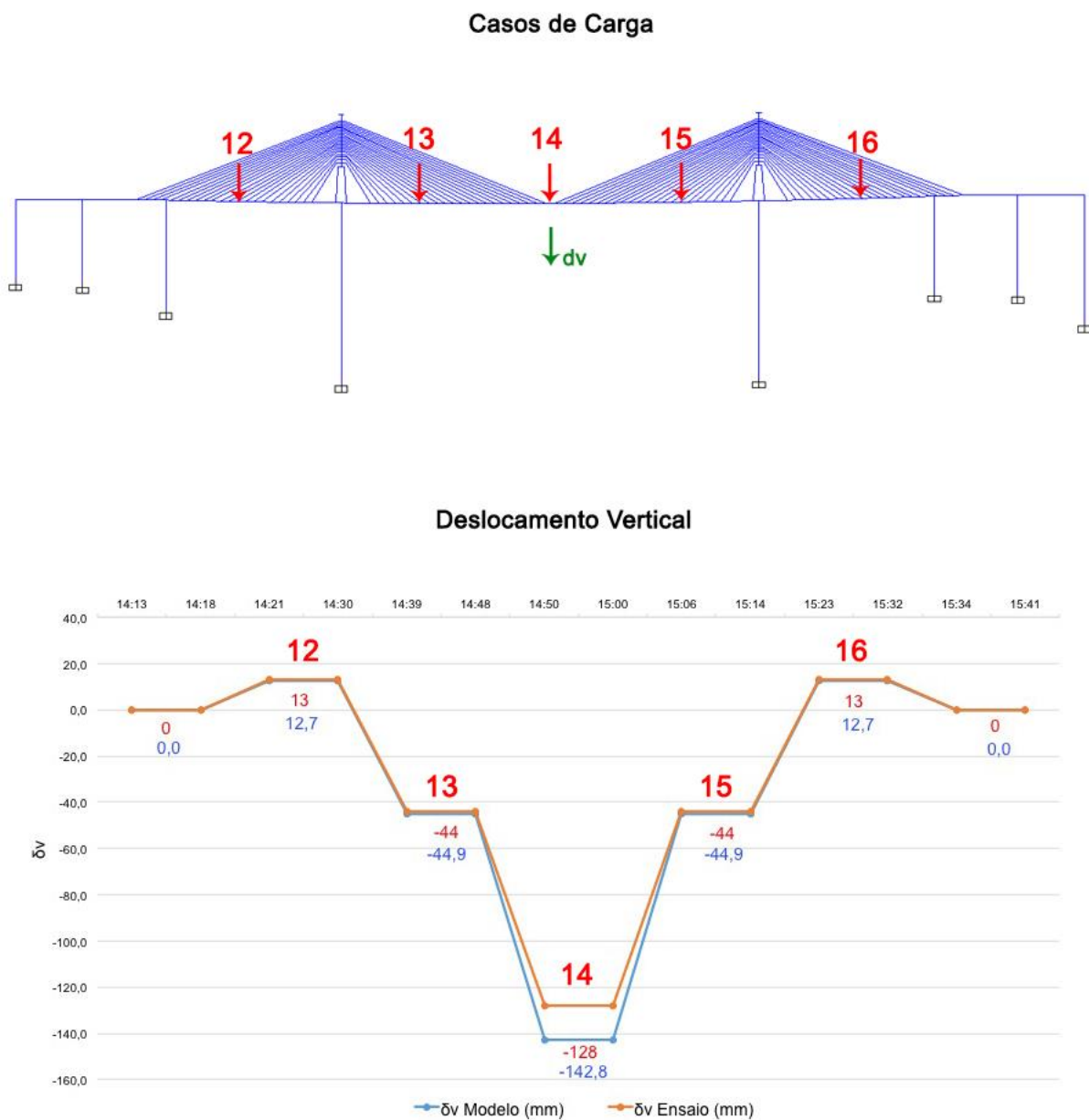


Figura 7.17 – Deslocamento vertical a meio vão: Percurso II – Modelo Final

Como se verifica no gráfico acima, o modelo de cálculo valida os resultados experimentais obtidos para o percurso II com dois alinhamentos de oito camiões.

Os resultados obtidos através deste modelo representam o comportamento do viaduto em estudo bastante idêntico ao que se verificou na realidade. É possível concluir que os melhoramentos do primeiro modelo para um modelo mais refinado não oferecem uma melhoria significativa nos resultados obtidos.

Verifica-se assim que modelos relativamente simples como o modelo 1 modelam satisfatoriamente o comportamento estático de viadutos atirantados.

Ainda assim, verifica-se uma diferença de cerca de 14 mm de deslocamento (142,8 mm registados no modelo contra 128 mm registados no ensaio de carga) no caso de carga 13, um dado que poderá advir de diversos fatores:

- 1) não ser contabilizada a influência das armaduras passivas e de pré-esforço no cálculo da inércia do tabuleiro;
- 2) não ser contabilizada a influência do tapete betuminoso no cálculo da inércia do tabuleiro;
- 3) realização do cálculo com o módulo de elasticidade do betão indicado no Euro-código e não com o módulo de elasticidade medido em obra.

7.5 Considerações finais

Neste capítulo foram validados os resultados experimentais obtidos e conclui-se que os modelos realizados no âmbito desta dissertação, um mais simples e outro mais refinado, descrevem adequadamente o comportamento estático do viaduto. A semelhança entre os valores preditos pelos modelos e os valores medidos experimentalmente permite validar quer os resultados do ensaio, quer os próprios modelos.

Capítulo 8

Conclusões

A presente dissertação, desenvolvida no âmbito de modelos numéricos de análise estrutural, constitui um complemento à observação do comportamento das estruturas. Foi criado um modelo estrutural, tão simples quanto possível, capaz de traduzir os resultados obtidos no ensaio de carga visto que foi obtido um bom acordo entre os resultados experimentais e o modelo numérico.

Foram descritos os sistemas de medição de deslocamentos utilizados no âmbito da realização do ensaio de carga (Sistema de Nivelamento Hidrostático e GNSS) e verificou-se que ainda existem desenvolvimentos necessários para que o sistema GNSS apresente resultados de precisão satisfatória.

Posteriormente, descreveu-se o Viaduto do Corgo referindo alguns aspetos gerais e necessários para elaborar corretamente o modelo numérico representativo e apresentaram-se os dados a considerar para a validação desse modelo, através da descrição do caso de carga, valores da carga e duração do ensaio.

Através da comparação dos resultados obtidos numericamente com os resultados experimentais conclui-se que os modelos numéricos se encontram bem calibrados e representam de forma adequada o comportamento da estrutura durante o ensaio de carga. Verificou-se que, com o refinamento introduzido relativamente ao modelo inicial (modelo 1), obtiveram-se resultados ligeiramente mais próximos dos resultados obtidos durante o ensaio. Contudo, é de referir que o modelo inicial conduziu a resultados também bastante aceitáveis.

Os resultados obtidos permitem concluir que o comportamento real da obra, conforme observado pelos ensaios realizados, é expectável e que esta se encontra apta para a entrada em serviço.

Em relação aos dados que foram obtidos através do sistema GNSS, considera-se que uma causa possível para os ruídos observados nos resultados será o *multipath*

visto que a colocação das antenas faz com que o sinal possa ser desviado e refletido pelos mastros e tirantes. Desta feita, considera-se que seria de todo o proveito realizar este ensaio com a colocação das antenas no topo dos mastros eliminando assim a propensão à presença de sinais refletidos aumentando a probabilidade de obter deslocamentos ainda mais próximos dos que se verificam na realidade.

No âmbito da realização de ensaios de carga estáticos, modelos simples, nos quais o comprimento dos tirantes e a inércia dos mastros são modelados de forma aproximada, conduzem a resultados satisfatórios.

Referências Bibliográficas

- AASHTO. (2011). *The Manual for Bridge Evaluation*. American Association of State Highway and Transportation Officials .
- BA 21/01. (2001). *The Assessment of Highway Bridges and Structures*. Design Manual for Roads and Bridges, Vol. 3, Section 4, Part 3:
<http://www.standardsforhighways.co.uk/dmrb/vol3>.
- BA 54/94. (1995). *Load Testing for Bridge Assessment*. Design Manual For Roads and Bridges, Vol. 3, Section 4, Part 8:
<http://www.standardsforhighways.co.uk/dmrb/vol3>.
- Barata, V. (2012). Viaduto do Corgo da A.E. Transmontana. *Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2012*, 20.
- Bernardi, J. V., & Landim, M. P. (2002). *Aplicação do Sistema de Posicionamento Global (GPS) na coleta de dados*. DGA,IGCE,UNESP/Rio Claro, Lab. Geomatematica, Texto Didático 10, 31 pp. 2002.
- Calado, C. M. (2011). Dissertação de Mestrado. *Concepção Estrutural das Pontes de Tirantes*. Instituto Superior Técnico.
- Campilho, A. (2000). *Instrumentação Electrónica: Métodos e Técnicas de Medição*. Porto: FEUP Edições, Coleção Manual.
- Cruz, P. J. (2006). Congresso Rodoviário Português: estrada 2006, “política rodoviária - os próximos 10 anos”. *Inspeção, diagnóstico, conservação e monitorização de pontes*. Congresso Rodoviário Português.
- Cunha, C. M. (2010). Dissertação de mestrado . *Sistemas de Monitorização de Deslocamentos em Obras de Arte*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- Dimande, A. O. (2010). Tese de Doutoramento. *Análise Experimental de Pontes durante a Construção e Serviço*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- El-Rabbany, A. (2002). *Introduction to GPS: the Global Positioning System*. Boston, London: Artech House, Inc.
- Faria, A. (2010). Dissertação de Mestrado. *Avaliação do Desempenho de Sistemas de Monitorização de Estruturas*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Faria, R. G. (2008). Dissertação de mestrado. *Procedimentos com vista à Monitorização de Estruturas - Teste do Sonar e Ensaio da Ponte do Pinhão*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Félix, C. M. (2004). Tese de doutoramento . *Monitorização e Análise do Comportamento de Obras de Arte*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Figueiredo, E. J. (2006). Dissertação de Mestrado. *Monitorização e Avaliação do Comportamento de Obras de Arte*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Jacinto, L. (2011). Tese de Doutoramento. *Avaliação da Segurança de Pontes Existentes*. Lisboa, Portugal: LNEC.
- Kaplan, E. D., & Hegarty, C. (2006). *Understanding GPS: Principles and Applications*. Norwood: Artech House, Inc.
- Lima, J. N. (s.d.). *Monitorização do Ensaio de Carga do Viaduto do Corgo com o GNSS*. Lisboa: Relatório LNEC (em preparação).
- Lima, J. N., & Casaca, J. (12 e 13 de Outubro de 2009). A Identificação de um Sinal em Ambiente GNSS. *2º Encontro Nacional de Geodesia Aplicada*. Lisboa: LNEC.
- Lima, J. N., Oliveira, S., Henriques, M. J., & Silvestre, A. (2014). A Integração do GNSS no Controlo de Segurança de Grandes Estruturas. *JPEE 2014*.
- Monico, J. F. (2000). *Posicionamento pelo NAVSTAR-GPS Descrição, fundamentos e aplicações*. São Paulo, Brasil: UNESP.
- Montenegro, M. A. (2011). Dissertação de mestrado. *Ensaio de Carga em Pontes - Sistemas de Medição e Análise de Resultados*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- Pestana, A. (2008). *Posicionamento GPS - Versão 2.05*. disponível em http://topografiasig.isep.ipp.pt/apontamentos/apontamentos_topografia/GPS%20v205.pdf e acedido em Outubro 2014.
- Rodrigues, J. (2005). Tese de doutoramento. *Identificação Modal Estocástica. Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil*. Lisboa, Portugal: LNEC.
- RSA. (1983). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio, Imprensa Nacional - Casa da Moeda, Lisboa.
- SAMARIS. (2006b). Deliverable D30. *Guidance for the Optimal Assessment of Highway Structures*. Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructure - V framework programme, <http://samaris.zag.si>.
- Seeber, G. (2003). *Satellite Geodesy*. Berlin: Walter de Gruyter GmbH & Co.
- Structurae*. (15 de 08 de 2014). Obtido de <http://structurae.net/structures/donzere-mondragon-bridge>
- Walther, R., Houriet, B., Isler, W., Moia, P., & Klein, J.-F. (1999). *Cable Stayed Bridges*. Londres: Thomas Telford Publishing.
- Yeh, T.-K., Hwang, C., Xu, G., Wang, C.-S., & Lee, C.-C. (2009). Determination of global positioning system (GPS) receiver clock errors: impact on positioning accuracy. *Measurement Science And Technology*, 7.

Anexo A – Secções Variáveis nos Pilares P18 e P19

Pilar 18													
Corte		h (m)	h _{barra} (m)	e _{média} (m)	b _{variável int} (m)	b _{variável ext} (m)	Frame Section	A (m ²)	I _{torção} (m ⁴)	I ₃ (m ⁴)	I ₂ (m ⁴)	A ₀ (m ²)	P (m)
B-B'	Troço Espessura Variável Topo	4,325	4,325	1,050	8,096	10,196	PC_1	34,872	839,928	498,452	424,504	81,496	33,211
B-B'	Troço Espessura Variável Topo	8,650	4,325	0,750	8,999	10,499	PC_2	26,116	692,538	398,723	356,193	89,656	34,821
B-B'	Troço Espessura Constante	18,650	10,000	0,600	10,150	11,350	PC_3	22,215	663,076	359,950	362,406	101,141	37,026
B-B'	Troço Espessura Constante	28,650	10,000	0,600	10,850	12,050	PC_4	23,055	734,205	382,689	422,171	108,421	38,426
B-B'	Troço Espessura Constante	38,650	10,000	0,600	11,550	12,750	PC_5	23,895	806,721	405,428	487,584	115,701	39,826
B-B'	Troço Espessura Constante	48,650	10,000	0,600	12,250	13,450	PC_6	24,735	880,482	428,167	558,852	122,981	41,226
C-C'	Troço Espessura Constante	58,650	10,000	0,600	12,950	14,150	PC_7	25,575	955,365	450,906	636,179	130,261	42,626
C-C'	Troço Espessura Constante	68,650	10,000	0,600	13,650	14,850	PC_8	26,415	1031,265	473,644	719,773	137,541	44,026
C-C'	Troço Espessura Constante	78,650	10,000	0,600	14,350	15,550	PC_9	27,255	1108,086	496,383	809,839	144,821	45,426
C-C'	Troço Espessura Constante	88,650	10,000	0,600	15,050	16,250	PC_10	28,095	1185,747	519,122	906,582	152,101	46,826
C-C'	Troço Espessura Constante	98,747	10,097	0,600	15,757	16,957	P18_11	28,944	1264,936	542,081	1011,244	159,451	48,239
C-C'	Troço Espessura Constante	108,843	10,097	0,600	16,464	17,664	P18_12	29,792	1344,838	565,039	1123,135	166,802	49,653
C-C'	Troço Espessura Constante	118,940	10,097	0,600	17,170	18,370	P18_13	30,640	1425,396	587,998	1242,467	174,152	51,066
C-C'	Troço Espessura Variável Base	123,940	5,000	0,750	17,045	18,545	P18_14	38,186	1745,905	716,316	1550,118	172,135	50,914
C-C'	Troço Espessura Variável Base	128,940	5,000	1,050	16,795	18,895	P18_15	53,140	2343,798	952,294	2162,532	168,056	50,610

Pilar 19													
Corte		h (m)	h _{barra} (m)	e média (m)	b variável int (m)	b variável ext (m)	Frame Section	A (m ²)	I _{torção} (m ⁴)	I ₃ (m ⁴)	I ₂ (m ⁴)	A ₀ (m ²)	P (m)
B-B'	Troço Espessura Variável Topo	4,325	4,325	1,050	8,096	10,196	PC_1	34,872	839,928	498,452	424,504	81,496	33,211
B-B'	Troço Espessura Variável Topo	8,650	4,325	0,750	8,999	10,499	PC_3	26,116	692,538	398,723	356,193	89,656	34,821
B-B'	Troço Espessura Constante	18,650	10,000	0,600	10,150	11,350	PC_4	22,215	663,076	359,950	362,406	101,141	37,026
B-B'	Troço Espessura Constante	28,650	10,000	0,600	10,850	12,050	PC_5	23,055	734,205	382,689	422,171	108,421	38,426
B-B'	Troço Espessura Constante	38,650	10,000	0,600	11,550	12,750	PC_6	23,895	806,721	405,428	487,584	115,701	39,826
B-B'	Troço Espessura Constante	48,650	10,000	0,600	12,250	13,450	PC_7	24,735	880,482	428,167	558,852	122,981	41,226
C-C'	Troço Espessura Constante	58,650	10,000	0,600	12,950	14,150	PC_8	25,575	955,365	450,906	636,179	130,261	42,626
C-C'	Troço Espessura Constante	68,650	10,000	0,600	13,650	14,850	PC_9	26,415	1031,265	473,644	719,773	137,541	44,026
C-C'	Troço Espessura Constante	78,650	10,000	0,600	14,350	15,550	PC_10	27,255	1108,086	496,383	809,839	144,821	45,426
C-C'	Troço Espessura Constante	88,650	10,000	0,600	15,050	16,250	PC_11	28,095	1185,747	519,122	906,582	152,101	46,826
C-C'	Troço Espessura Constante	98,250	9,600	0,600	15,722	16,922	P19_12	28,902	1261,023	540,951	1005,928	159,090	48,170
C-C'	Troço Espessura Constante	107,850	9,600	0,600	16,394	17,594	P19_13	29,708	1336,947	562,780	1111,800	166,079	49,514
C-C'	Troço Espessura Constante	117,450	9,600	0,600	17,066	18,266	P19_14	30,515	1413,468	584,610	1224,381	173,067	50,858
C-C'	Troço Espessura Variável Base	122,450	5,000	0,750	16,941	18,441	P19_15	38,029	1731,379	712,200	1527,579	171,066	50,706
C-C'	Troço Espessura Variável Base	127,450	5,000	1,050	16,691	18,791	P19_16	52,921	2324,521	946,853	2131,166	167,018	50,401

Anexo B – Secções Variáveis no Mastro

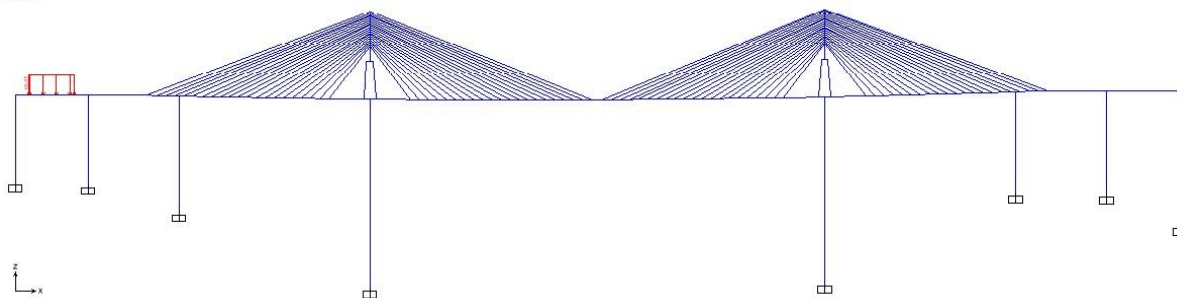
Secção Mastro								
Secções SAP	largura (m)	b _i (m)	b _j (m)	b _{médio} (m)	Frame Section	Área (m ²)	I ₃ (m ⁴)	I ₂ (m ⁴)
Perna Mastro 1	2,5	3,5	3,5	3,5	PernaM	8,750	4,557	8,932
Perna Mastro 2	2,5	3,5	3,5	3,5	PernaM	8,750	4,557	8,932
Secção Cheia 1	2,5	8,1371	7,717	7,92705	M1	19,818	10,322	103,775
Secção Cheia 2	2,5	7,717	7,4046	7,5608	M2	18,902	9,845	90,045
Secção Cheia 3	2,5	7,4046	7,1568	7,2807	M3	18,202	9,480	80,404
Secção Cheia 4	2,5	7,1568	6,9423	7,04955	M4	17,624	9,179	72,987
Secção Cheia 5	2,5	6,9423	6,7473	6,8448	M5	17,112	8,913	66,810
Secção Cheia 6	2,5	6,7473	6,5646	6,65595	M6	16,640	8,667	61,431
Secção Cheia 7	2,5	6,5646	6,3902	6,4774	M7	16,194	8,434	56,619
Secção Cheia 8	2,5	6,3902	6,2216	6,3059	M8	15,765	8,211	52,240
Secção Cheia 9	2,5	6,2216	6,0574	6,1395	M9	15,349	7,994	48,212
Secção Cheia 10	2,5	6,0574	5,8964	5,9769	M10	14,942	7,782	44,482
Secção Cheia 11	2,5	5,8964	5,738	5,8172	M11	14,543	7,574	41,011
Secção Cheia 12	2,5	5,738	5,5815	5,65975	M12	14,149	7,369	37,770
Secção Cheia 13	2,5	5,5815	5,4266	5,50405	M13	13,760	7,167	34,738
Secção Cheia 14	2,5	5,4266	5,2729	5,34975	M14	13,374	6,966	31,898
Secção Cheia 15	2,5	5,2729	5,1204	5,19665	M15	12,992	6,766	29,237
Secção Cheia 16	2,5	5,1204	4,9688	5,0446	M16	12,612	6,568	26,745
Secção Cheia 17	2,5	4,9688	4,8179	4,89335	M17	12,233	6,372	24,411
Secção Cheia 18	2,5	4,8179	4,6676	4,74275	M18	11,857	6,175	22,225
Secção Cheia 19	2,5	4,6676	4,5179	4,59275	M19	11,482	5,980	20,183
Secção Cheia 20	2,5	4,5179	4,3689	4,4434	M20	11,109	5,786	18,277
Secção Cheia 21	2,5	4,3689	4,2199	4,2944	M21	10,736	5,592	16,499
Secção Cheia 22	2,5	4,2199	4,0715	4,1457	M22	10,364	5,398	14,844

Anexo C – Áreas dos Tirantes

Designação do Tirante	Área (mm ²)	Designação do Tirante	Área (mm ²)	Designação do Tirante	Área (mm ²)	Designação do Tirante	Área (mm ²)
T18.L.22	10200	T18.C.1	7200	T19.L.22	10200	T19.C.1	7200
T18.L.21	10650	T18.C.2	6000	T19.L.21	10650	T19.C.2	6000
T18.L.20	10950	T18.C.3	5850	T19.L.20	10950	T19.C.3	5850
T18.L.19	10950	T18.C.4	5850	T19.L.19	10950	T19.C.4	5850
T18.L.18	10500	T18.C.5	6150	T19.L.18	10500	T19.C.5	6150
T18.L.17	9300	T18.C.6	6450	T19.L.17	9300	T19.C.6	6450
T18.L.16	9150	T18.C.7	6900	T19.L.16	9150	T19.C.7	6900
T18.L.15	9000	T18.C.8	7200	T19.L.15	9000	T19.C.8	7200
T18.L.14	8850	T18.C.9	7650	T19.L.14	8850	T19.C.9	7650
T18.L.13	8550	T18.C.10	7950	T19.L.13	8550	T19.C.10	7950
T18.L.12	8400	T18.C.11	8100	T19.L.12	8400	T19.C.11	8100
T18.L.11	8100	T18.C.12	8400	T19.L.11	8100	T19.C.12	8400
T18.L.10	7950	T18.C.13	8550	T19.L.10	7950	T19.C.13	8550
T18.L.9	7650	T18.C.14	8850	T19.L.9	7650	T19.C.14	8850
T18.L.8	7200	T18.C.15	9000	T19.L.8	7200	T19.C.15	9000
T18.L.7	6900	T18.C.16	9150	T19.L.7	6900	T19.C.16	9150
T18.L.6	6450	T18.C.17	9300	T19.L.6	6450	T19.C.17	9300
T18.L.5	6150	T18.C.18	10500	T19.L.5	6150	T19.C.18	10500
T18.L.4	5850	T18.C.19	10950	T19.L.4	5850	T19.C.19	10950
T18.L.3	5850	T18.C.20	10950	T19.L.3	5850	T19.C.20	10950
T18.L.2	6000	T18.C.21	10650	T19.L.2	6000	T19.C.21	10650
T18.L.1	7200	T18.C.22	10200	T19.L.1	7200	T19.C.22	10200

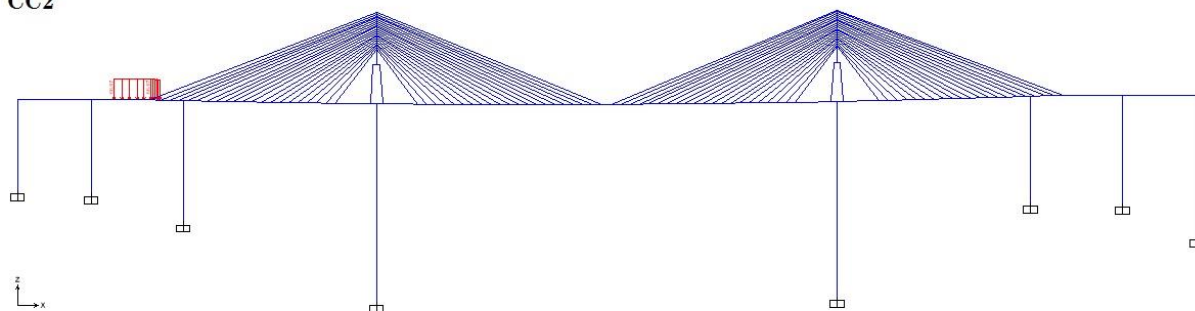
Anexo D – Localização dos Casos de Carga no Modelo de Análise

CC1



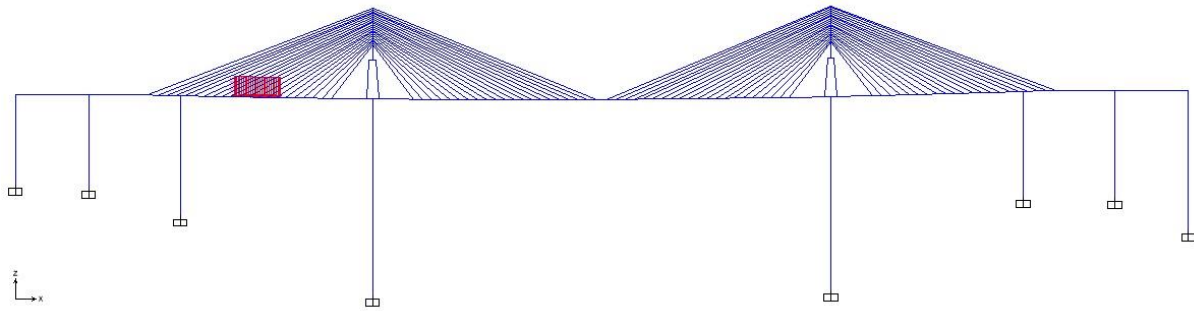
Caso de Carga 1

CC2



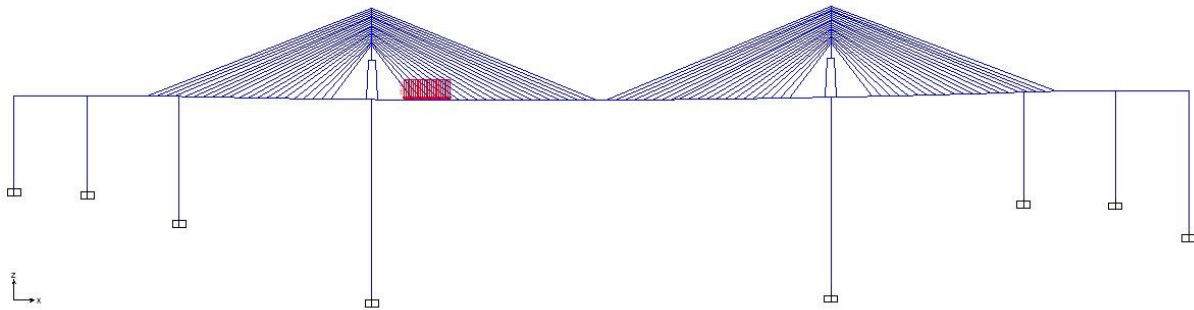
Caso de Carga 2

CC3



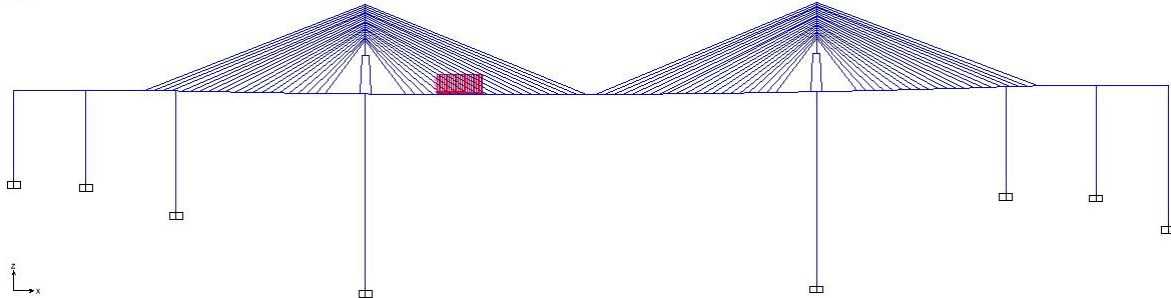
Caso de Carga 3

CC4



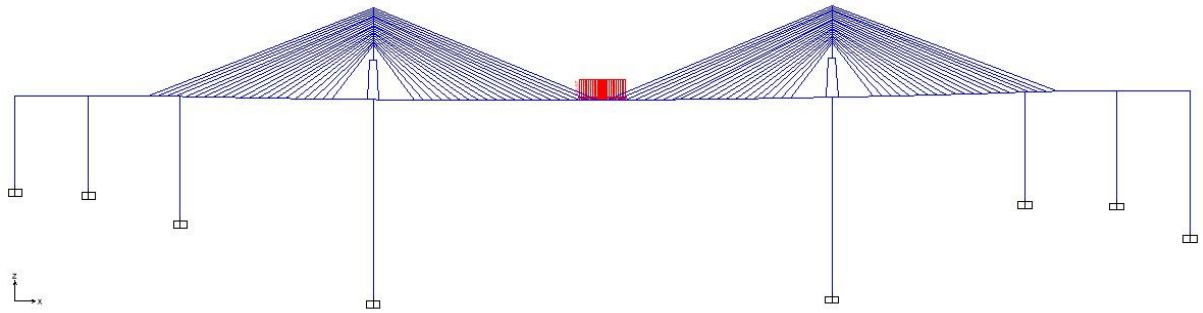
Caso de Carga 4

CC5



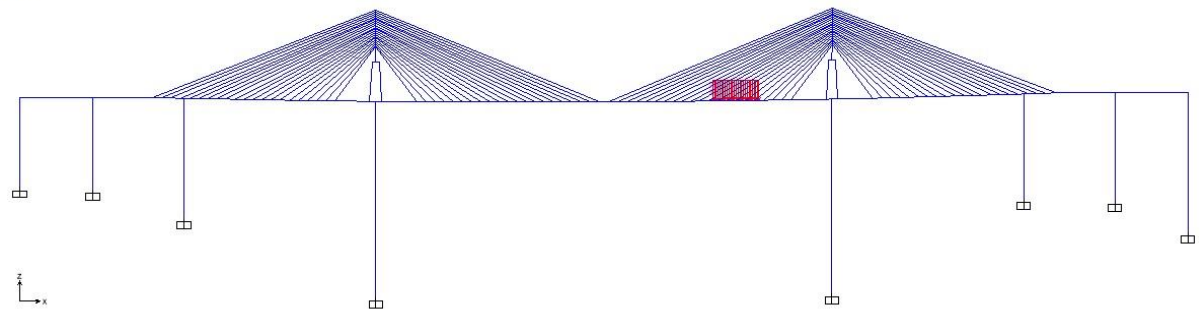
Caso de Carga 5

CC6



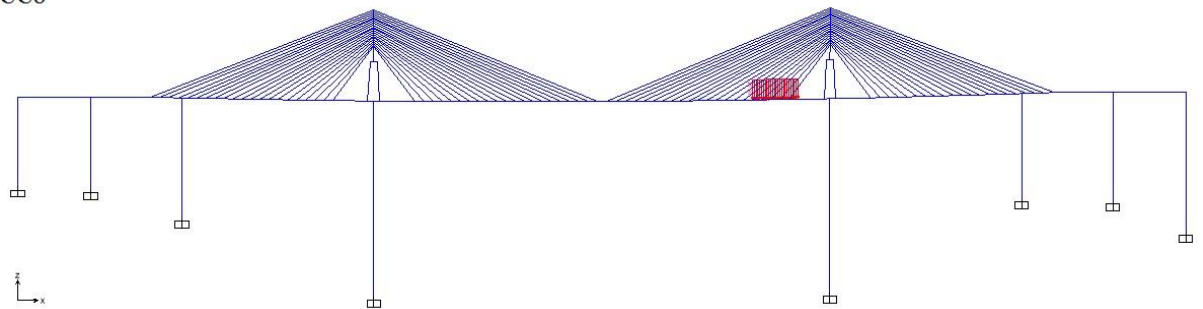
Caso de Carga 6

CC7



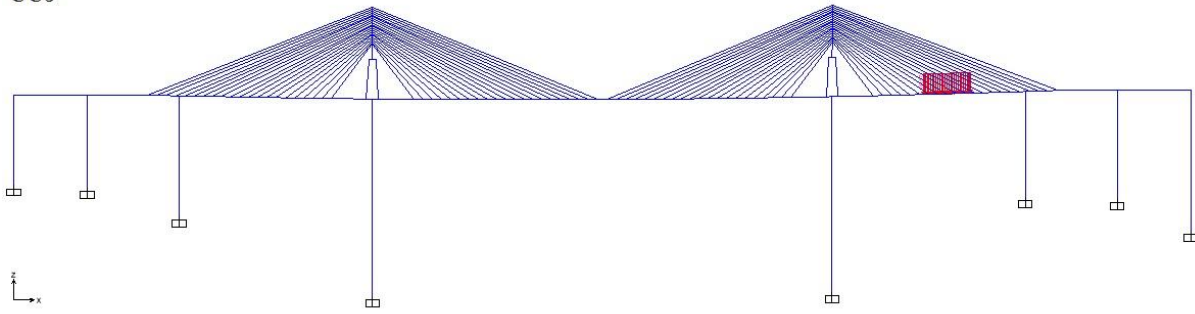
Caso de Carga 7

CC8



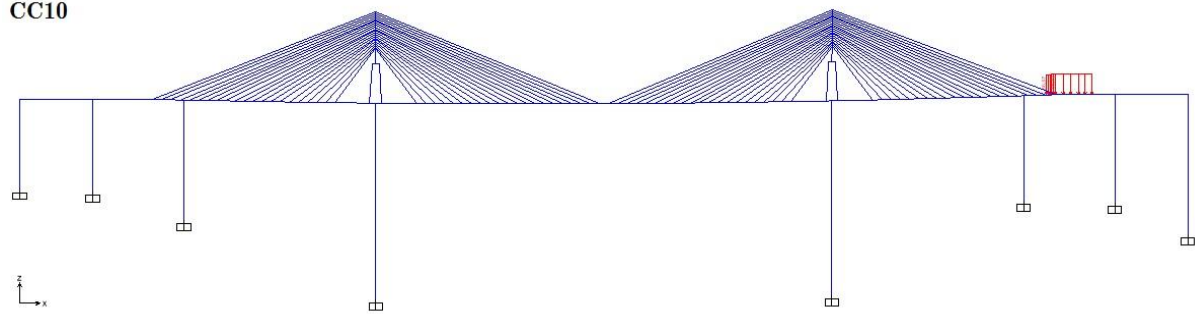
Caso de Carga 8

CC9



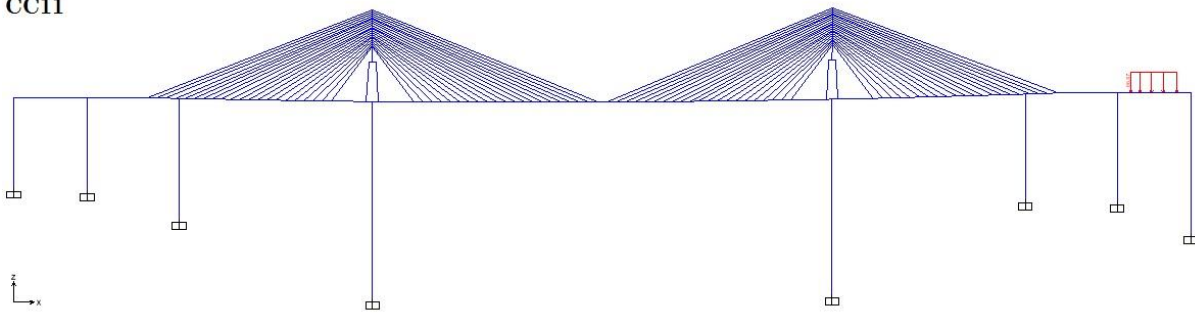
Caso de Carga 9

CC10



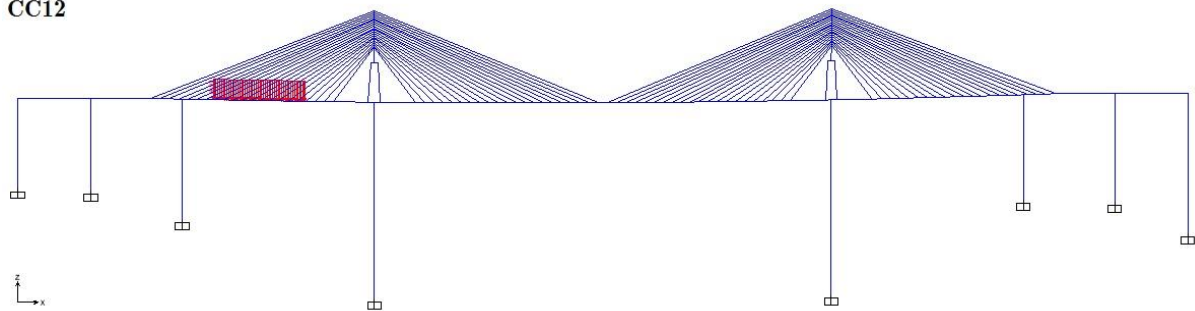
Caso de Carga 10

CC11

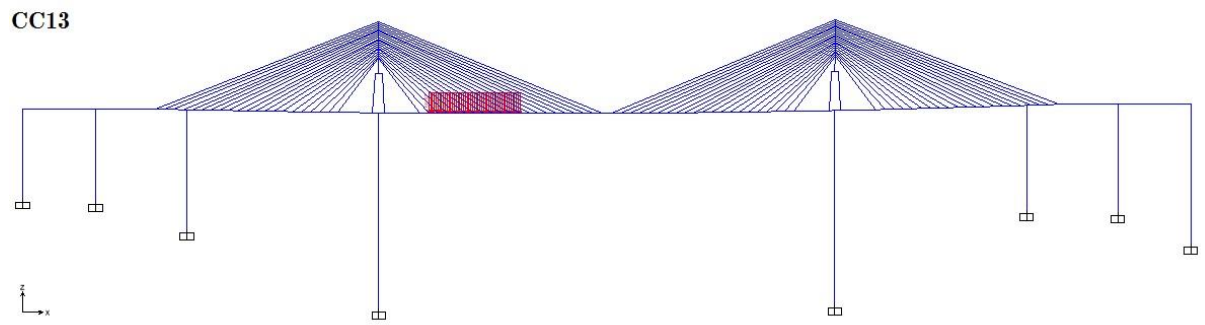


Caso de Carga 11

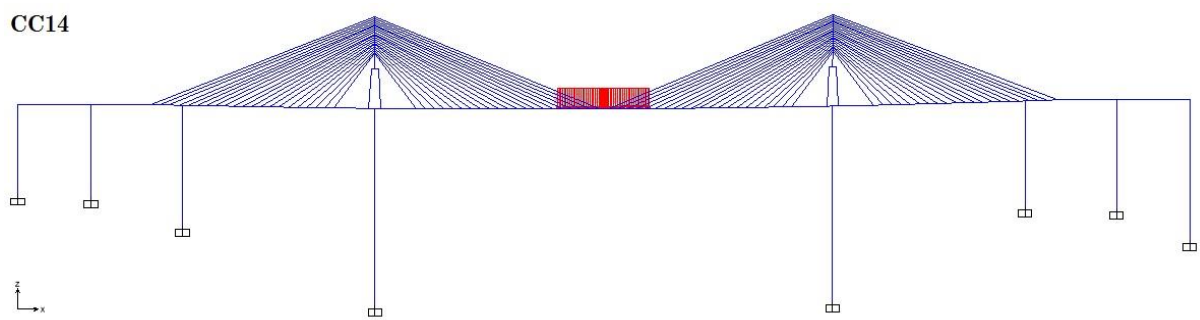
CC12



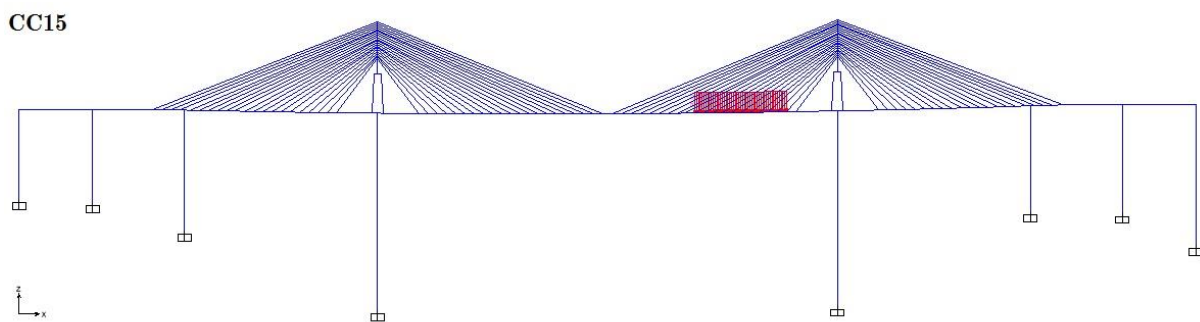
Caso de Carga 12



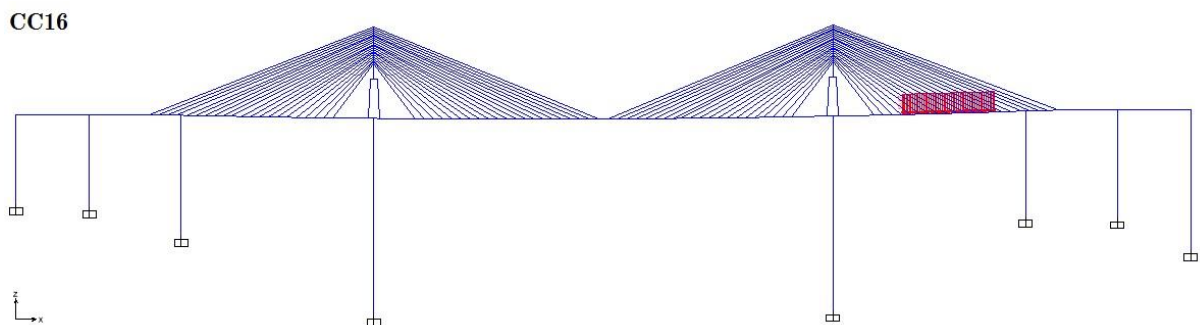
Caso de Carga 13



Caso de Carga 14



Caso de Carga 15



Caso de Carga 16

