

PONTE PEDONAL SUSPENSA SOBRE O RIO DOURO

Estudo da Geometria do Cabo

JOÃO TOMÁS DAMASCENO CORRÊA DE SÁ

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

Professor Doutor António Adão da Fonseca

Engenheiro Tiago Alves

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

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

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

Aos que estiveram sempre presentes

*“Quero ser Engenheiro para ser feliz
e Arquitecto para ganhar dinheiro.”*

João Corrêa de Sá, aos 6 anos de idade

“Segui o caminho da felicidade.”

AGRADECIMENTOS

Usualmente os agradecimentos começam pelas pessoas que tiveram parte activa na execução do trabalho em causa, mas a minha irreverência faz com que comece com o agradecimento àqueles a quem devo ser quem sou, pois é graças a eles que me transformei no que sou hoje, por isso agradeço à minha família que muitas vezes poderá ter tido as palavras que menos incentivam, mas no fundo, bem lá no fundo, sempre acreditaram e acreditam em mim.

Continuando com a irreverência, agradeço aos amigos, primeiro aos que me acompanharam até à chegada ao novo mundo, à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, mas, e peço desculpa se ofender alguém, aos que me acompanharam de perto nesta viagem que se aproxima do fim, sendo que neste ponto terei de destacar algumas pessoas pelo seu papel distinto.

A primeira referência não podia deixar de ser às três mulheres que me acompanharam de perto durante todo o curso, pois está provado que por detrás de um grande homem está uma grande mulher, e felizmente consegui ir tendo três grandes mulheres como amigas e colaboradoras nos diversos desafios que foram surgindo no percurso.

A segunda referência deveria estar um pouco mais abaixo para alguns e refere-se ao Nuno e ao Ricardo, pois grande parte dos avanços do projecto foram feitos nas longas conversas e debates sobre os cabos e as pontes suspensas que cada um estudava.

A terceira e última referência particular destina-se à Ana Margarida, que se disponibilizou desde o primeiro momento para ler e corrigir o texto presente nestas páginas tornando-se numa ajuda importante para a melhoria da qualidade do mesmo.

De resto agradeço a todos amigos e colegas que estiveram presentes ao longo de todo o percurso desta viagem que cada vez mais se aproxima da luz.

Agora sim posso passar ao primeiro agradecimento do costume, ou seja manifesto o meu agradecimento e reconhecimento ao Professor Doutor António Adão da Fonseca que, para além de me dar a oportunidade e privilégio de participar neste trabalho, mostrou toda a disponibilidade, mesmo quando o tempo disponível não existia, para ajudar partilhando ensinamento, dicas e experiências que em muito se verificaram determinantes para a realização deste projecto.

Em seguida agradeço ao Eng. Tiago Alves, sempre se mostrou disponível para dar o seu apoio e partilhar as experiências de quem já tinha passado pelos mesmos problemas e dúvidas.

Por fim agradeço aos restantes Professores da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, com os quais tive o prazer de conviver nos últimos anos e a quem devo grande parte do saber que tenho hoje. Agradeço principalmente aos que marcaram e marcam o ensino da Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia pela sua capacidade de transmissão de conhecimento e experiências.

Obrigado a todos, não serão esquecidos.

RESUMO

O presente projecto tem como objectivo o desenvolvimento de uma solução para a geometria dos cabos de uma ponte suspensa sobre o Rio Douro.

O sistema estrutural estava previamente determinado, sendo uma ponte suspensa com um tabuleiro formado por 150 m de alinhamento recto e 150 m de alinhamento curvo.

O primeiro passo consistiu num estudo dos cabos, conhecendo assim os tipos de cabos existentes e as suas propriedades. Neste ponto refere-se também alguma da protecção necessária para a aplicação dos cabos como elemento estrutural.

No ponto seguinte pretende-se fazer um estudo das metodologias analíticas para a determinação do comportamento estático do cabo, sendo consideradas a catenária elástica e a parábola elástica.

No capítulo 5 encontra-se a maior parte do trabalho, sendo que este se inicia com uma abordagem teórica sobre os efeitos do comportamento não linear, nomeadamente do efeito $P-\Delta$ existente. Posto isto segue-se com a execução do modelo, sendo no entanto necessário fazer o pré-dimensionamento e estabelecer critérios para a definição da geometria. O passo seguinte consiste no ajuste da geometria do modelo para a geometria pretendida com a selecção do comprimento do cabo a usar e com o ajuste do comprimento dos pendurais.

O passo seguinte antes da análise estrutural prende-se com o facto de ser necessário fazer validação do modelo, sendo que esta foi feita inicialmente pela validação do funcionamento dos elementos de cabo e de barra do programa de cálculo de elementos finitos e posteriormente com a comparação de resultados entre modelos construídos em diferentes programas de elementos finitos, permitindo assim uma segunda validação dos resultados.

Posteriormente faz-se a análise dos resultados, sendo necessária uma abordagem de alguns conceitos teóricos sobre a análise dinâmica. Nesta altura verifica-se as condições estáticas e dinâmicas da estrutura e efectua-se o dimensionamento da estrutura de acordo com as normas europeias e outras recomendações.

PALAVRAS-CHAVE: ponte suspensa, ponte pedonal, catenária, cabos, não-linearidade

ABSTRACT

This project has as goal the development of a solution for the geometry of the cables in a suspended bridge across the Douro River.

The structural system was previously determined being a suspension bridge with the bridge deck composed by 150 m of straight alignment and 150 m of curve alignment.

The first step consists on a study of the cable, knowing the different types of cables that exist and their properties. In this point there is some reference to the protection necessary for the cables to be applied as structural element.

In the following point the aim is to make a study of analytical methodologies for determining the static behavior of the cable, which considers the elastic catenary and the elastic parabola.

In Chapter 5 it's the concentration of most part of the work and it starts with a theoretical approach on the effects of nonlinear behavior, including the P- Δ effects. This is followed by the construction of the model, however to accomplish that it's needed to do the pre-design and to establish criteria for defining the geometry. The next step is to adjust the geometry of the model for the target geometry by selecting the desired length of cable to use and the adjustment of the length of the secondary cables.

The next step previous to the structural analysis is the fact that it is necessary to validate the model. This starts with the validation of the functionality of the cable elements and bar elements of the finite element program and then with the comparison between the results of models constructed in different finite elements programs allowing to a second validation of the results.

Later the results are analysed. However this requires a theoretical approach about some dynamic analysis concepts. At last it's verified the static and dynamic conditions of the structure and it's controlled the deformation the structure in accordance with European standards and other recommendations.

KEYWORDS: pedestrian bridge, suspended bridge, catenary, cable, non linearity.

ÍNDICE GERAL

Agradecimentos	i
Resumo	i
Abstract	iii
1 INTRODUÇÃO.....	1.1
1.1 Enquadramento dos estudos e objectivos.....	1.1
1.2 Metodologia e Organização	1.2
2 O PASSADO, O PRESENTE E O FUTURO.....	2.5
2.1 As pontes	2.5
2.1.1 Pontes em viga	2.6
2.1.2 Pontes em arco.....	2.6
2.1.3 As pontes suspensas.....	2.7
2.2 O Porto e o Rio Douro	2.8
2.2.1 As pontes do porto	2.8
2.3 A Ponte Pedonal Suspensa sobre o Rio Douro.....	2.10
2.3.1 A nova Ponte Pedonal sobre o Rio Douro	2.11
3 CABOS.....	3.13
3.1 Nota introdutória.....	3.13
3.2 Tipos de Cabos	3.14
3.2.1 Cordões Helicoidais	3.14
3.2.2 Cabo <i>locked-coil</i>	3.16
3.2.3 Cabo de fios paralelos	3.17
3.2.4 Aplicações correntes para os tipos de cabos.....	3.17
3.3 Protecção contra a corrosão	3.18
3.3.1 Tratamentos para a corrosão	3.19
3.3.1.1 Galvanização.....	3.19
3.3.1.2 Bainhas	3.20
3.4 Colocação de cabos em pontes	3.20
4 TEORIAS DE ANÁLISE DE CABOS.....	4.23
4.1 Introdução	4.23
4.2 O cabo como elemento estrutural.....	4.24
4.2.1 Carregamento transversal.....	4.24

4.2.2 Carregamento axial.....	4.26
4.3 Análise estática de cabos e comparação de metodologias	4.26
4.3.1 Catenária elástica.....	4.27
4.3.2 Parábola elástica.....	4.29
4.3.3 Parábola elástica com consideração da inércia à flexão.....	4.32
4.3.4 Comparação entre catenária e parábola elásticas.....	4.32
5 MODELAÇÃO DA PONTE.....	5.35
5.1 Nota introdutória.....	5.35
5.2 Estruturas com sistemas não-lineares.....	5.35
5.3 Definição da estrutura	5.36
5.3.1 Tabuleiro.....	5.37
5.3.2 Pendurais	5.37
5.3.3 Cabos principais	5.38
5.3.3.1 Maior vão.....	5.38
5.3.3.2 Menor vão	5.39
5.4 Modelação.....	5.39
5.4.1 Método de cálculo	5.40
5.4.2 Ajuste do comprimento do cabo	5.41
5.4.3 Ajuste do comprimento dos pendurais	5.43
5.4.4 Realização e análise do modelo num programa de análise estrutural	5.43
5.4.5 Validação do modelo	5.46
5.4.5.1 Validação do elemento de cabo e de barra para a sua utilização no modelo	5.47
5.4.5.2 Validação do modelo por comparação com os resultados do SAP 2000.....	5.48
5.5 Análise estática.....	5.49
5.5.1 Solicitações	5.49
5.5.1.1 Cargas permanentes	5.49
5.5.1.2 Sobrecargas de utilização	5.50
5.5.1.3 Variação uniforme da temperatura	5.51
5.5.2 Combinação de acções	5.52
5.5.2.1 Combinações de estados limites de serviço (ELS)	5.53
5.5.2.1.1 Combinação característica	5.53
5.5.2.1.2 Combinação frequente.....	5.53
5.5.2.1.3 Combinação quase-frequente.....	5.53
5.5.2.2 Combinações de estado limite último (ELU).....	5.53
5.5.2.2.1 Combinações EQU	5.54
5.5.2.2.2 Combinações STR	5.54
5.5.2.3 Síntese das combinações.....	5.54
5.5.3 Resultados da análise	5.55
5.5.3.1 Combinação 1	5.55
5.5.3.2 Combinação 2 e 3	5.56

5.5.3.3 Combinação 10 e 11	5.58
5.5.3.4 Combinação 14 e 15	5.60
5.5.4 Síntese dos resultados da análise estática	5.62
5.6 Análise dinâmica	5.62
5.6.1 Conceitos teóricos	5.62
5.6.1.1 Vibrações verticais.....	5.63
5.6.1.2 Vibrações horizontais	5.64
5.6.1.3 Efeito “Lock-in”	5.64
5.6.1.4 Vibrações devidas ao vento.....	5.65
5.6.1.5 Método de verificação das acelerações máximas verticais.....	5.65
5.6.2 Análise dos resultados.....	5.67
5.7 Dimensionamento dos elementos estruturais.....	5.70
5.7.1 Tabuleiro.....	5.70
5.7.2 Pendurais.....	5.71
5.7.3 Cabos principais.....	5.71
6 CONCLUSÕES.....	6.73
Bibliografia.....	75
Anexos	77

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Azulejo representativo da Ponte das Barcas.....	2.8
Figura 2.2 – Imagem da Ponte Pênsil.....	2.9
Figura 2.3 – Ponte D. Luiz I (http://fotosonic.googlepages.com).....	2.10
Figura 2.4 – Fotomontagem da Ponte Pedonal sobre o Rio Douro.....	2.11
Figura 2.5 – Fotomontagem da Ponte Pedonal sobre o Rio Douro.....	2.12
Figura 3.1 – Três cordões de aço de 7 fios.....	3.14
Figura 3.2 – Cordão helicoidal.....	3.15
Figura 3.3 - Esquema representativo de um cabo helicoidal.....	3.15
Figura 3.4 – Esquema representativo de um cabo Locked-coil.....	3.16
Figura 3.5 – Cordão <i>Locked-coil</i>	3.16
Figura 3.6 – Esquema representativo de um cabo de fios paralelos.....	3.17
Figura 3.7 – Fotografia da Ponte de Köhlbrand.....	3.19
Figura 3.8 – Esquema ilustrativo do método <i>Cable Spinning</i> utilizado na Brooklyn Bridge.....	3.21
Figura 4.1 – Figura ilustrativa da analogia entre o cabo e outros elementos estruturais.....	4.24
Figura 4.2 – Reacções nos apoios nos sistema de cabo e da viga, esquerda e direita respectivamente.....	4.25
Figura 4.3 – Catenária Elástica.....	4.27
Figura 4.4 – Parábola Elástica.....	4.31
Figura 4.5 Gráfico comparativo da flecha entre parábola e catenária de 102 e 105.....	4.33
Figura 5.1 – Exemplo de não linearidade geométrica.....	5.36
Figura 5.2 – Representação do tabuleiro definido.....	5.37
Figura 5.3 – Planta inicial da geometria da ponte pedonal.....	5.38
Figura 5.4 – Visualização do modelo – Planta.....	5.45
Figura 5.5 – Visualização do modelo – Alçado Este.....	5.45
Figura 5.6 – Visualização do modelo – Alçado Norte.....	5.45
Figura 5.7 – Visualização do modelo – 3D com origem na direcção Nordeste.....	5.46
Figura 5.8 – Figura ilustrativa dos três modelos considerados para comparação entre os três tipos de elementos e a sua deformada – vista 3D.....	5.48

Figura 5.9– Figura ilustrativa dos três modelos considerados para comparação entre os três tipos de elementos e a sua deformada – alçado	5.48
Figura 5.10 – Gráfico para conversão das temperaturas do ar nos valores a aplicar na estrutura...	5.52
Figura 5.11 – Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação permanente - Alçado.....	5.56
Figura 5.12 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação permanente - Planta	5.56
Figura 5.13 – Diagrama de esforços axiais na combinação permanente - Alçado.....	5.56
Figura 5.14 - Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação Carac. Sc. t+ - Alçado.....	5.57
Figura 5.15 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação Carac. Sc. T+ - Planta.....	5.57
Figura 5.16 - Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação Carac. Sc. T- - Alçado	5.57
Figura 5.17 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação Carac. Sc. T- - Planta	5.57
Figura 5.18 – Diagrama de esforços axiais na combinação Caract. Sc. T+ - Alçado.....	5.58
Figura 5.19 – Diagrama de esforços axiais na combinação Caract. Sc. T- - Alçado.....	5.58
Figura 5.20 - Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação QP. T+ - Alçado	5.59
Figura 5.21 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação QP. T+ - Planta	5.59
Figura 5.22 - Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação QP. T- - Alçado	5.59
Figura 5.23 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação QP. T- - Planta	5.59
Figura 5.24 – Diagrama de esforços axiais na combinação STR. Sc. T+ - Alçado	5.60
Figura 5.25 – Diagrama de esforços axiais na combinação STR. Sc. T- - Alçado	5.60
Figura 5.26 - Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação STR Sc. T+ - Alçado.....	5.61
Figura 5.27 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação STR Sc. T+ - Planta	5.61
Figura 5.28 - Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação STR Sc. T- - Alçado	5.61
Figura 5.29 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação STR Sc. T- - Planta	5.61
Figura 5.30 – Modos de vibração naturais (<i>Strasky J. (2005)</i>)	5.63

Figura 5.31 – Factor de amplificação dinâmica para uma resposta de ressonância devido a uma força sinusoidal em movimento segundo um vão (Bachmann, H. et al (1995))	5.66
Figura 5.32 – Representação dos 4 primeiros modos de vibração para as três combinações consideradas.....	5.68
Figura Anexo C.1 – Alçado Oeste.....	83
Figura Anexo C.2 Alçado Noroeste.....	83
Figura Anexo C.3 – Alçado Norte.....	83
Figura Anexo C.4 – Alçado Nordeste.....	84
Figura Anexo C.5 – Alçado Oeste.....	84
Figura Anexo C.6 – Alçado Sul	84
Figura Anexo C.7 – Visualização 3D de Sudeste	85
Figura Anexo C.8 – Visualização 3D Sudoeste	85
Figura Anexo C.9 – Visualização 3D Noroeste.....	86

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Comparação entre cabo de aço e aço estrutural (adaptado de Gimsing, 1997).....	3.13
Tabela 3.2 – Aplicações correntes para cordões, cabos e cordas de aço (adaptado de Botelho, 2008)	3.18
Tabela 4.1 – Tabela de comparação entre flechas da parábola e da catenária.....	4.33
Tabela 5.1 – Síntese dos valores da $T_{horizontal}$ e flecha para validação do modelo realizado.	5.47
Tabela 5.2 – Tabela síntese das combinações consideradas e os factores de majoração e minoração dos diferentes carregamentos.....	5.55
Tabela 5.3 – Tabela síntese dos resultados da análise estática efectuada pelo Autodesk Robot Structural Analysis Professional.....	5.62
Tabela 5.4 – Síntese das frequências obtidas na análise modal para as combinações	5.67
Tabela 5.5 – Cálculo e verificação das acelerações verticais máximas pelos métodos expeditos para as combinações 1, 2 e 4	5.69
Tabela 5.6 – Verificação das secções com o programa de cálculo, segundo o EC3.....	5.71

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A	Área da secção [m ²]
A ₀	Área inicial do cabo [m ²]
a _{lim,BS5400}	Aceleração pela norma britânica BS5400 [m/s ²]
a _{lim,ONT83}	Aceleração pela norma canadiana ONT83 [m/s ²]
a _{max}	Aceleração máxima [m/s ²]
E	Módulo de Elasticidade ou módulo de Young [Pa]
F	Força [N]
f	Frequência natural [Hz]
f _r	factor de redução da inércia do cabo
g	Aceleração da gravidade [m/s ²]
G _k	Valor característico de uma acção permanente
H	Força horizontal [m]
h	Desnível entre apoios ou altura [m]
I ou I ₀	Inércia inicial do cabo [m ⁴]
l	Comprimento do vão [m]
L ₀ ou l ₀	Comprimento do cabo indeformado [m]
M	Matriz de massa ou a massa modal da estrutura
M	massa do cabo [kg]
N	Esforço axial [N]
N _i	Número de pessoas
Q _k	Valor característico de uma acção variável
s	Coordenada langrangeana [m]
T	Esforço axial no cabo [N]
T _{max}	Temperatura máxima do ar [°C]
T _{min}	Temperatura mínima do ar [°C]
T _{e,max}	Temperatura máxima uniforme da ponte [°C]
T _{e,min}	Temperatura mínima uniforme da ponte [°C]
x	Coordenada cartesiana [m]
y	Coordenada cartesiana [m]
W	Peso do cabo [N]
z	Coordenada cartesiana [m]
α	Coefficiente de dilatação térmica ou ângulo ou coeficiente de participação de Fourier

ε	Extensão
ε_0	Extensão inicial do cabo
Δ	Deslocamento
ΔT	Varição térmica [°C]
γ	Peso volúmico do cabo
ρ	Massa volúmica [kg/m ³]
ϕ	Factor de amplificação dinâmica
Ψ	Designação genérica dos coeficientes de redução das acções
ξ	Coefficiente de amortecimento
σ	Tensão normal [Mpa]

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DOS ESTUDOS E OBJECTIVOS

O desenvolvimento tecnológico, aumentando continuamente as possibilidades de transformação dos materiais, tem sido responsável pela alteração drástica do nosso conceito de proporção. O que antes classificaríamos como “grande” (ou “gigantesco”), chamamos hoje de “pequeno” ou “insignificante”.

Também a engenharia civil vive esta situação (lembramos por exemplo que os 449 metros de altitude do *Empire State Building* não passam hoje de um marco do passado e que o hoje “gigantesco” *Taipé 101*, e os seus incríveis 509 metros de altura, rapidamente será ultrapassado pelos 818 metros que o *Burj Dubai* prevê alcançar em Setembro de 2009), sendo que o mesmo se constata no tipo de estrutura que este trabalho incide, ou seja as pontes. Embora estas não se notabilizem pela sua altura, mas pelo vão. No que se refere a este tipo de estruturas, os 1280 metro de vão da *Golden Gate Bridge* (Estados Unidos da América) apresentam-se como uma distância insignificante perante os 1991 metros da *Akashi-Kaikvō Bridge* (Japão).

As pontes foram desde sempre marcos importantes no mundo da engenharia civil, pelo facto de desempenharem um papel relevante pela sua utilidade. Contudo a evolução levou a uma mudança do famoso “*core business*” das empresas e das pontes também. Estas deixaram se ser apenas marcos pela sua utilidade, ou seja por permitirem a travessia de um curso de água ligando assim localidades, criando linhas de comunicação, sendo hoje consideradas como obras de arte da humanidade, marcos do desenvolvimento da sociedade. É por estas razões que o projecto proposto se apresenta instantaneamente como um projecto aliciante e quase irrecusável.

Quando pensamos no campo das pontes, desde logo nos apercebemos da sua vastidão, não só pelos diferentes tipos de pontes existentes, mas também pelo pelos inúmeros de detalhes que cada uma dessas vertentes apresenta. As razões que levam a optar-se por uma ou outra vertente não vão ser aqui abordadas, pelo facto de existir uma solução concreta a ser estudada, no entanto irão ser brevemente abordadas adiante.

O presente trabalho recai sobre uma ponte suspensa sobre o rio Douro, mais concretamente sobre o estudo dos elementos estruturais, ou seja os cabos de suspensão. O estudo de uma estrutura com elementos de cabo implica, à partida, um estudo mais complexo do que as estruturas comuns, sendo que isto deve-se ao comportamento não linear adjacente a estes elementos. Este efeito do comportamento não linear é reconhecido por quase todos, pois é observado com facilidade. Este comportamento irregular transforma o cálculo estrutural num processo demorado e complexo.

O principal objectivo deste projecto consiste em obter uma solução estrutural que satisfaça as condições de comportamento estático e dinâmico e de estética estabelecidas. Se em relação ao comportamento estático e dinâmico as condições de comportamento não são difíceis de compreender, pois a maioria são limitações introduzidas por regulamentação adequada ou por recomendações específicas da área, todavia quando consideramos a estética sabemos que as condições a adoptar são definidas pela equipa de projecto, sendo que no caso particular estas serão definidas genericamente no capítulo 2, havendo, no entanto, referências mais específicas às mesmas ao longo do processo descritivo do projecto.

Em suma com este projecto pretende-se criar uma proposta para a concepção da ponte, nomeadamente a definição da geometria dos cabos de suspensão. Pela natureza da estrutura em análise a sua concepção obriga à necessidade de verificação do comportamento estático e dinâmico da estrutura.

1.2 METODOLOGIA E ORGANIZAÇÃO

A metodologia considerada para a concretização dos objectivos consistiu numa investigação de temas fundamentais ao projecto que se seguiram com a aplicação prática dos conceitos teóricos, nomeadamente na execução de modelos estruturais simples. Posto isto, passou-se ao objectivo principal do projecto tendo iniciado o estudo da ponte em análise com execução de diversos modelos e materiais auxiliares com o intuito de compreender o funcionamento da estrutura, sendo que após terminado este passo passou-se ao estudo do modelo com base na regulamentação existente validando os resultados e fazendo o estudo detalhado da estrutura, nomeadamente o dimensionamento dos seus elementos estruturais.

No capítulo 2 apresenta-se uma abordagem genérica da estrutura que esta tese estuda, focando pontos como o enquadramento histórico das pontes e mais especificamente das pontes suspensas. Terminado o enquadramento da ponte no mundo das mesmas, faz-se o enquadramento histórico das ligações entre a cidade de Porto e Vila Nova de Gaia, bem como uma observação da zona de intervenção do projecto em estudo. Em seguida, e finalizando o capítulo, faz-se a apresentação do projecto em estudo, das suas particularidades e das premissas existentes no projecto, nomeadamente, a definição dos parâmetros geométricos da pontes e dos respectivos critérios estéticos adjacentes.

O capítulo 3 consiste numa abordagem aos cabos e à sua utilização como elementos estruturais em pontes suspensas e atirantadas. Esta abordagem centra-se nas propriedades de cada um dos tipos de cabos existentes e nas necessidades afectas à sua utilização como elemento estrutural.

O capítulo 4 centra o seu estudo nas teorias da análise estática do cabo como elemento estrutural, iniciando-se com uma breve introdução histórica às teorias sobre o comportamento dos cabos, prossegue com um breve estudo dos cabos que pretende melhorar a percepção do funcionamento do cabo como elemento estrutural. Terminada esta breve introdução ao comportamento do cabo faz-se uma comparação entre duas curvas de definição da geometria do cabo e o seu comportamento, ou seja a catenária elástica e a parábola elástica, sendo que este capítulo termina com a comparação entre as duas metodologias.

Por fim segue-se o capítulo 5, sendo considerado como o mais relevante do projecto pela concentração de objectivos aqui materializados. O processo de estudo da ponte inicia-se pelo pré-dimensionamento dos elementos estruturais e execução do modelo estrutural da ponte. A execução deste modelo é, talvez, o ponto mais relevante, pois todo o projecto gira em torno da criação deste ou dos resultados obtidos com base neste. A sua execução é das tarefas mais complexas e implica um estudo

aprofundado do comportamento do mesmo e um ajuste do modelo para a sua integração à geometria pretendida para a ponte, nomeadamente com a calibragem cuidada do modelo.

Após concluída a execução do modelo seguiu-se a análise do mesmo, que se inicia com um estudo das normas existentes para o cálculo estrutural e de alguns critérios adicionais específicos para este tipo de estruturas, nomeadamente no que se refere ao comportamento dinâmico da estrutura.

É neste capítulo que se faz a análise dos resultados obtidos com recurso a programas de análise estrutural e com base nos quais se verifica o comportamento adequado ou não da estrutura e se efectua o dimensionamento de todos os elementos estruturais, ponto que dá por terminado o capítulo.

2

O PASSADO, O PRESENTE E O FUTURO

2.1 AS PONTES

Um provérbio português diz que “todos os caminhos vão dar a Roma”. Este provérbio remonta ao passado, remonta para o império romano e refere-se ao que foi considerada como uma das razões para os romanos terem sido capazes de criar o vasto Império do Mediterrâneo, ou seja para as vias de comunicação. As vias de comunicação desempenham desde sempre um papel notável na evolução das sociedades garantindo a capacidade de movimentação de pessoas e bens. As pontes surgiram como um elemento crucial das vias de comunicação, pois são elas que permitem a travessia sobre linhas de água e, mais recentemente, com a utilização de viadutos sobre zonas acidentadas do terreno.

A construção de pontes sempre foi uma empreitada de grande complexidade e minuciosidade, cuja técnica tem evoluído continuamente e sofrido aperfeiçoamentos e ramificações, originando assim a existência de um vasto leque de tipos estruturais de pontes. Cada um destes tipos é caracterizado por particularidades que podem ser no campo dos elementos estruturais ou no método utilizado para suspensão do tabuleiro, sendo que alguns dos variados tipos estruturais são: pontes em arco, pontes em pórtico, pontes em viga, pontes suspensas, pontes atirantadas, *stress ribbon*, pontes elevatórias, entre outras.

Mediante este vasto leque de variados tipos estruturais leva-nos a depreender que terá de haver um conjunto de aspectos que permita a escolha, sendo que os mais comuns são:

- comprimento total da ponte;
- uso da ponte, nomeadamente para caracterização do tipo de carregamento que irá estar presente;
- a possibilidade de estruturas de suporte intermédias;
- o solo de fundação;
- as condições climatéricas;
- o custo,
- a altura da ponte;
- os acessos;
- o método construtivo.

Sendo necessário referir que o último ponto poderá ser dos mais limitativos pois além de ser dependente de grande parte dos referidos previamente, é aquele que define a viabilidade da construção da obra.

Exposta a variedade de pontes existentes abordaremos um pouco as duas pontes mais relevantes por razões históricas e de predominância no panorama geral das pontes existentes, ou seja das pontes em viga e pontes em arco. Em adição a estes dois tipos abordaremos o tipo de ponte em estudo, ou seja as pontes suspensas.

2.1.1 PONTES EM VIGA

As pontes em viga apresentam-se como o tipo estrutural de pontes de construção mais simples e mais antiga. A sua concepção genérica é de um conjunto de vigas, elementos horizontais, suportados por elementos que podem ser naturais, o terreno, ou, mais recentemente, artificiais, os pilares. Este tipo estrutural pela sua simplicidade apresenta-se como um dos menos dispendiosos, sendo a sua utilização massificada em pontes de vão reduzido, normalmente não excedendo os 80 a 100 metros.

Em relação ao método de construção, esta pode ser lançada, empurrada, construída por avanços, enfim um variado número de possibilidades de construção o que leva a um variado número de formas estruturais da viga: viga em caixão, viga em treliça, viga pré-esforça, entre outras.

Esta simplicidade e variedade de construção levam-nos a pensar que não precisamos de mais nenhum tipo de ponte. No entanto a maior contrariedade já referida, ou seja o reduzido tamanho do vão, condiciona a sua aplicação em muitas ocasiões, contudo a sucessão de vãos permite que sejam construídas pontes de maiores dimensões. É de frisar que uma análise sobre o mundo das pontes leva à conclusão que as pontes de maiores dimensões são pontes em viga em toda ou na maior parte da sua extensão, sendo que este facto se deve à simplicidade, custo e rapidez de construção.

2.1.2 PONTES EM ARCO

As pontes em arco apresentam-se como o sistema estrutural predominante na construção de pontes durante a época romana, visto ter sido durante esta época que tiveram o seu apogeu. As pontes romanas marcaram a história e continuam a marcar, primeiro por terem sido fundamentais nas movimentações das legiões romanas e em segundo por estarem conservadas até aos dias de hoje.

As pontes romanas caracterizam-se pela simplicidade de serem apenas pedra sobre pedra e se manterem estáveis, de funcionarem sobre compressão e não sobre tensão, como ocorre predominantemente nas estruturas actuais da engenharia civil (excepto pilares).

As restantes pontes evoluíram e as pontes em arco também, sendo que hoje são usadas para um intervalo de vão entre os 150 m e os 400 m, sendo que, actualmente, a com maior comprimento de vão é a ponte *Chonqing* na China com um vão de 552 m.

Neste campo particular não podiam deixar de ser referidos os dois exemplos mais notáveis na história recente da classe no Porto e em Portugal. A Ponte da Arrábida, construída em 1963 e idealizada pelo Professor Edgar Cardoso, marca pela sua estética, mas também por ser no fim da construção o arco mais comprido do mundo. Por fim, a ponte mais recente é a Ponte Infante D. Henrique, construída em 2002 e tendo como responsável pelo projecto o Professor Adão da Fonseca, assumiu-se no fim da sua construção como mais um recorde mundial pela relação flecha-vão, pelo facto de ter uma flecha de 11 metros em oposição a um vão de 280 metros.

2.1.3 AS PONTES SUSPENSAS

Embora o princípio de transmissão de esforços com recurso à suspensão de cordas, correntes ou cabos já ser utilizado pelas culturas ancestrais, só em 1823 foi construída em Génova, a primeira ponte suspensa permanente. Nos anos que se seguiram muitas foram erguidas por toda a Europa. No entanto, estas pontes tinham problemas de comportamento pela utilização de cabos de diâmetros muito finos. A inovação chegou quando foi erguida a *The Menai Bridge* em 1826 no Reino Unido, sendo que a mudança existente consistiu na utilização de uma corrente como elemento de estrutural. As décadas seguintes foram caracterizadas pela construção de diversas pontes suspensas com vãos maiores em toda a Europa e Estados Unidos da América.

O contínuo desenvolvimento das pontes suspensas terminou na construção de um dos marcos históricos, ou seja da *Brooklyn Bridge*. Esta ponte faz a travessia do *East River*, ligando a ilha de *Manhattan* a *Long Island*. Esta ponte pode ser reconhecida como a antecessora de todas as pontes suspensas da actualidade, sendo formada pela combinação de um sistema de suspensão e de um sistema de atirantamento. Idealizada e detalhadamente desenhada por *Roebing* antes da sua morte, esta marcou o mundo pela sua extensão, visto 1058 m serem suportados pelo cabo de suspensão. *Roebing* projectou esta ponte baseando-se no conhecimento empírico obtido com a execução de diversas pontes suspensas, tendo afirmado “*A força de suporte do atirantamento é de 15000 toneladas; suficiente para suportar o tabuleiro. Se os cabos forem retirados, a ponte afundar-se ao centro mas não cairá.*”

Outro dos marcos da engenharia das pontes suspensa foi *The Golden Gate Bridge*, sendo que esta marcou o mundo, não só pelo seu vão central de 1280 m, 20 m maior que o da *George Washington Bridge*, anterior ponte suspensa com maior vão central, mas também pelo seu rácio entre a flecha e o vão, visto ser de 1/168, valor muito baixo para parâmetros da época.

A ponte seguinte, *The Tacoma Narrows Bridge*, provocou mudanças drásticas na Engenharia Civil e principalmente no que se refere às pontes suspensas. A história desta ponte foi marcada pelo desastre ocorrido a 7 de Novembro de 1940, quando a ponte entrou em ressonância pela acção de ventos de velocidade de 68 km/h. A ponte oscilou em modo de torção durante cerca de uma hora, tendo posteriormente colapsado. Felizmente não houve vítimas mortais, facto que se deve à capacidade dúctil da ponte.

Este desastre a e a necessidade de compreensão dos fenómenos ocorridos levou ao desenvolvimento dos estudos dinâmicos e aerodinâmicos, estudos que se tornaram imprescindíveis na construção de pontes suspensas, permitindo assim ter garantias de que não ocorreriam mais colapsos idênticos.

A evolução das pontes suspensas continuou até aos dias de hoje, havendo no entanto de frisar a construção da Ponte Salazar, posteriormente renomeada para Ponte 25 de Abril. Esta ponte constitui um marco na história das pontes suspensas por, aquando o fim da sua construção, a ser a maior ponte suspensa fora dos Estados Unidos da América. Contudo apresenta-se com mais relevância na realidade nacional das pontes suspensas por ser, até aos dias de hoje, a única ponte suspensa em Portugal.

Embora em Portugal as pontes suspensas não tenham evoluído mais, pois mais nenhuma foi edificada, no mundo continuaram a crescer chegando aos 1991 m de vão, ponte Akashi-Kaikyo no Japão.

2.2 O PORTO E O RIO DOURO

As cidades medievais tinham como critérios principais para a sua localização a existência de água e a possibilidade de defesa, normalmente a existência numa zona alta era benéfica. Estes dois critérios conjugam-se na cidade do Porto, cidade esta que conjugava estas qualidades com a sua presença junto à foz do Rio Douro permitindo assim o seu crescimento como entreposto comercial. Era ainda a zona de ligação entre as duas margens do rio na zona litoral, ou seja o ponto de maior circulação de bens e pessoas entre a zona a Sul do rio Douro e a zona a Norte em toda a zona litoral da Península Ibérica, tendo assim todas as condições para o vasto crescimento que ocorreu. Esta conjugação de factos, nomeadamente o grande fluxo de pessoas e bens que circulava no rio levou ao aparecimento de uma povoação do outro lado do rio para dar assistência a essa travessia, ou seja nasceu a cidade de Vila Nova de Gaia.

2.2.1 AS PONTES DO PORTO

O tempo e o crescimento do tráfego entre as duas cidades levou à necessidade de construção de pontes para fazerem a ligação entre as duas margens, a primeira das quais consistiu no recurso a um processo utilizado pelos romanos, ou seja à construção da Ponte das Barcas. A primeira ponte no rio Douro consistia numa ponte flutuante composta por um conjunto de barcas ligadas por cabos de aço. Esta solução muito eficaz, de baixo custo e que tinha como benefício a permissão de passagem do tráfego fluvial com a sua abertura, tinha uma desvantagem crucial, ou seja a necessidade de ser desmontada perante a mais remota ameaça de cheia. A primeira Ponte das Barcas (Figura 2.1) teve uma curta duração, visto a sua abertura ter sido em 1806 e a sua destruição em 1809 durante as invasões francesas.



Figura 2.1 – Azulejo representativo da Ponte das Barcas no Café Novo, Rua da Lapa, Porto

(<http://babaluondeestatu.blogspot.com>)

Após a referida destruição, a ponte foi reconstruída, sendo no entanto efectuada a sua substituição em 1843 com o surgimento da nova solução, a Ponte Pênsil (Figura 2.2). Esta ponte representa a evolução trazida pela revolução industrial, com a qual surgiu o ferro fundido e a possibilidade de as pontes vencerem maiores vãos. Esta ponte foi edificada na zona onde hoje se encontra a ponte D. Luiz e era uma verdadeira inovação para a época, era uma ponte suspensa. Contudo, a desconfiança sobre a ponte começou logo nos começos após a sua construção, desconfiança causada pelas oscilações constantes da ponte. Este facto aliado às dificuldades de manutenção e reparação da Ponte Pênsil, aos desastres ocorridos em pontes de geometria semelhante em França e à incapacidade de resposta ao tráfego existente pela Ponte Pênsil levou à sua substituição com a construção da Ponte D. Luiz I.



Figura 2.2 – Imagem da Ponte Pênsil
(<http://babaluondeestastu.blogspot.com>)

A construção da Ponte D. Luiz I foi um projecto de execução muito rápida, tendo sido solicitada pela Câmara Municipal do Porto ao Governo em 17 de Fevereiro de 1876 e tendo sido aberta ao tráfego em 1886. Este projecto encabeçado pelo Engenheiro Teófilo Seyrig, já responsável anteriormente pela concepção e chefia da equipa de projecto da Ponte D. Maria Pia, é formado por uma estrutura metálica com dois tabuleiros, superior de 392m de comprimento, à cota de 62m, e o inferior de 174m, à cota de 12m. Esta ponte é uma ponte em arco e a suspensão do tabuleiro inferior é feita por 4 pendurais de cada lado ligados ao tabuleiro superior.



Figura 2.3 – Ponte D. Luiz I
(<http://fotosonic.googlepages.com>)

Esta ponte apresenta-se como a mais relevante para o projecto em causa por razões que serão perceptíveis posteriormente. Esta ponte, agora um marco da cidade do Porto, mantêm-se no activo até aos dias de hoje, tendo no entanto sofrido alteração do tipo de tráfego que circula no tabuleiro superior, pois este foi previsto para tráfego rodoviário, tendo sido alterado para receber o Metropolitano do Porto.

As pontes do Porto não se ficam por estas e muito há a falar sobre a Ponte Maria Pia, ponte ferroviária construída pouco antes da ponte D. Luiz I, ou sobre as pontes mais recentes, nomeadamente da Ponte da Arrábida, da Ponte de S. João e da Ponte do Infante, ou até da Ponte do Freixo, ponte mais afastada da zona central do Porto e que se apresenta como a menos fascinante em termos arquitectónicos. No entanto estas pontes não serão abordadas pela sua existência não ser relevante para a ponte em estudo.

2.3 A PONTE PEDONAL SUSPensa SOBRE O RIO DOURO

As cidades de Porto e Vila Nova de Gaia tiveram como pólo gerador do seu desenvolvimento o rio Douro, o que culminou numa concentração de pontos fortes de lazer e turismo de ambas as cidades estarem nas margens do rio, nomeadamente a zona da Ribeira do Porto, zona classificada como Património Mundial da Humanidade, e a zona do Centro Histórico da cidade de Vila Nova de Gaia. Considerando que estes dois pólos de atracção distam cerca de 250 metros em linha recta, isto levamos a pensar que uma ligação entre ambas é, aparentemente, algo muito vantajoso para ambas as cidades. Esta é a teoria defendida por diversas entidades e que está na origem deste projecto, ou seja a criação de uma ligação entre a zona da Ribeira do Porto e o Cais de Gaia (zona pertencente ao Centro Histórico), reforçando assim a conexão entre as duas cidades e marcando arquitectonicamente a paisagem.

Esta ideia da criação de uma ponte a ligar as duas margens já tem algum tempo e já foi razão para diversas trocas de opiniões, nomeadamente no mundo da blogosfera. As razões para a sua construção já foram referidas e assentam primordialmente na tentativa de exponenciar estas duas zonas de lazer e turismo, bem como a introdução de algo inovador e marcante na paisagem. Em relação aos argumentos contra a construção, estes focam em dois pontos cruciais, sendo o primeiro relacionado com o custo do investimento a realizar, enquanto que o segundo argumento é a existência da ponte D. Luiz I, localizada a Nascente do local em estudo. Nas diversas discussões verifica-se a predominância de uma contra-argumentação a este último factor que assente no elevado desconforto presente no atravessamento da ponte D. Luiz I pela sua predominância ao tráfego automóvel, bem como na elevada distância a percorrer nas duas margens para ir de uma zona até à outra.

2.3.1 A NOVA PONTE PEDONAL SOBRE O RIO DOURO

Se o passado foi toda a abordagem sobre as pontes e a sua evolução ao longo do tempo e o presente refere-se à cidade do Porto actual, nomeadamente à zona de intervenção em estudo, o futuro dirige-se para a proposta de ponte presente neste projecto.

Explanados alguns dos prós e contras em relação à construção da ponte e dada uma breve perspectiva da zona de intervenção resta falar da ponte em causa. O ponto de partida foi um conceito de uma ponte que já tinha sido previamente trabalhada, sendo contudo o objectivo principal apresentar um novo estudo do sistema estrutural, ou seja dos cabos da ponte.



Figura 2.4 – Fotomontagem da Ponte Pedonal sobre o Rio Douro
(Adão da Fonseca engenheiros consultores)

A definição da geometria do tabuleiro não pertence aos objectivos, sendo fornecida uma geometria que será usada, havendo no entanto uma análise dos perfis metálicos a usar. Em relação à definição da geometria do cabo estavam definidas algumas considerações iniciais, nomeadamente a cota superior

do pilar, sendo esta de 62 m de altura (cota do tabuleiro superior da ponte D. Luiz I), bem como a cota inferior do tabuleiro ter de ser superior a 12 metros, visto ser esta a cota do tabuleiro inferior da Ponte D. Luiz I. Outra das coisas definidas consistia no apoio na margem do Porto, sendo que nesta zona existe uma roda que o cabo acompanha até ao maciço de fundação, sendo que o valor inicialmente considerado para o diâmetro desta roda é de 5 metros, podendo no entanto este valor ser alterado, sabendo-se também que o ponto de amarração encontra-se a 1 metro do tabuleiro para o lado exterior. Outro dos dados a referir consiste no raio da curva existente no tabuleiro, tendo este sido de 100 m no eixo do tabuleiro.

Além destes dados específicos apenas foram introduzidos alguns critérios de estética, como por exemplo a intenção de que a catenária formada pelo cabo principal seja pronunciada e que a cota desta não diste menos de 2 m da cota do tabuleiro no ponto baixo.



Figura 2.5 – Fotomontagem da Ponte Pedonal sobre o Rio Douro
(Adão da Fonseca engenheiros consultores)

3 CABOS

3.1 NOTA INTRODUTÓRIA

Pretende-se neste capítulo abordar variadas questões relacionadas com os cabos utilizados como elemento fundamental de estabilidade, nomeadamente em pontes suspensas e atirantadas. Em virtude dos cabos serem o elemento fundamental de estabilidade e de terem propriedades muito particulares, o estudo dos mesmos permite constatar a existência de características muito próprias e bastante distintas das normalmente verificadas para as estruturas da engenharia civil, nomeadamente vigas e pórticos.

O elemento básico utilizados nos cabos é o fio de aço, caracterizado por uma tensão de rotura muito superior à do aço regular. O fio de aço vulgar assume uma forma cilíndrica e o seu diâmetro não excede os 5.5 mm para pontes suspensas e os 7 mm para pontes atirantadas.

O aço utilizado, como já referido atrás, tem uma tensão de rotura muito superior devendo-se este facto a diferenças na composição química do mesmo. Porém, a diferença mais notória está relacionada com a elevada percentagem de carbono, dado que pode ser verificado pela Tabela 3.1, onde se efectua uma

Tabela 3.1 – Comparação entre cabo de aço e aço estrutural (adaptado de Gimsing, 1997)

Propriedades Mecânicas	Cabo de Aço	Aço Estrutural	
	(fio de 5 ou 7 mm)	Normal	Alta Resistência
Tensão de cedência (MPa)	1180	240	690
Tensão Última (MPa)	1570	370	790
Módulo de Elasticidade	205	210	210
Composição Química Típica			
Carbono (C)	0,80%	0,20%	0,15%
Silício (Si)	0,20%	0,30%	0,25%
Manganês (Mn)	0,60%		0,80%
Cobre (Cu)	0,05%	0,20%	0,30%
Níquel (Ni)	0,05%		0,80%
Crómio (Cr)	0,05%	0,30%	0,50%
Fósforo (P)	0,03%	0,04%	0,03%
Enxofre (S)	0,02%	0,04%	0,03%

comparação entre o cabo de aço e o aço estrutural. É de salientar que o aumento da tensão de rotura no aço estrutural é acompanhado pela diminuição ductilidade, factor com alguma relevância, pois altera algumas considerações estruturais. Em adição a este factor teremos ainda a impossibilidade de recorrer a ligações soldadas, pois a elevada percentagem de aço não o permite.

3.2 TIPOS DE CABOS

Embora o elemento básico para cabos seja o fio de aço, a sua utilização bem como venda é feita não em fio, mas em cordão, ou seja numa assemblagem de um conjunto de fios. É este cordão que passa a ser designado como o elemento básico que é comercializado e utilizado em obra na construção do cabo final.

O elemento basilar em estruturas, tanto para estruturas suspensas ou atirantadas como para estruturas de betão pré-esforçado, é o cordão de 7 fios. O cordão para estruturas suspensas ou atirantadas é normalmente composto por sete fios de 5mm o que perfaz um diâmetro nominal de 15mm, (Figura 3.1). Este tipo de cordão de 7 fios é normalmente caracterizado por uma tensão de rotura ligeiramente superior à tensão de rotura do fio sozinha, situando-se os valores entre 1770 MPa e 1890MPa. Por outro lado o valor do Módulo de elasticidade é 6-8% menor que para os fios, ou seja tem um valor na ordem dos 190 GPa, sendo que esta queda de elasticidade se deve à inclinação existente pelo facto de cordão ser composto por 6 fios enrolados em hélice em volta de um núcleo composto por um fio.

Além dos cordões de 7 fios existem cordões com um maior número de fios, designados por cordões de



Figura 3.1 – Três cordões de aço de 7 fios

(<http://funnel-ltd.com>)

múltiplos fios. Existem diversos tipos de cordões de múltiplos fios que se diferenciam pelo modo como são dispostos os fios, bem como pela forma dos mesmos. Os três tipos mais relevantes e que irão ser abordados mais detalhadamente adiante são os cabos helicoidais (*multi-wire helical strands* ou *spiral strands*), cabos *locked-coil* ou cabos de fios paralelos (*parallel-wire strands*).

3.2.1 CORDÕES HELICOIDAIS

Os cordões helicoidais assemelham-se ao cordão de 7 fios, pois segue o mesmo tipo de organização dos fios, ou seja, são enroladas em forma de espiral diversas camadas de arames, geralmente com direcções opostas e com um número de fios superior, em volta de um núcleo que é composto por um ou mais fios de aço com alinhamento recto (Figura 3.2). Esta configura, em concordância com o que acontece no cordão elementar, ocorre uma perda do módulo de elasticidade que varia entre 15% a 20% do fio, ou seja um valor tipo para o módulo de elasticidade é de 170 MPa.

A torção também origina uma redução da resistência em comparação com o fio. Tipicamente esta redução é de cerca de 10%, fazendo com que o valor da tensão de cálculo do cabo helicoidal seja 90%



Figura 3.2 – Cordão helicoidal

(<http://www.redaellitensotci.com>)

da força de cálculo de um cordão de fios paralelos composto pelo mesmo número de fios.

Há a salientar ainda um ponto importante, pois neste tipo de cordões a deformação é não só devida à deformação elástica, mas também devido à compactação do cordão. Como tal, de forma a remover esta componente inelástica da deformação, é habitual efectuar um pré-esticamento do cabo com o intuito de ter um comportamento o mais próximo possível do comportamento ideal, ou seja do comportamento elástico. Por fim, é de referir, que não é necessário recorrer a nenhum dispositivo para manter os fios juntos, pois isto é garantido pela torção das diversas camadas.

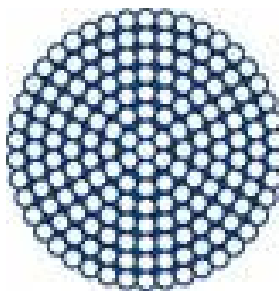


Figura 3.3 - Esquema representativo de um cordão helicoidal

(<http://www.bridon.com>)

3.2.2 CABO LOCKED-COIL

Os cordões do tipo *locked-coil* são compostos por dois tipos de fios, no núcleo central um ou mais fios circulares de forma idêntica ao que acontece nos cabos helicoidais, sendo que em torno do núcleo se entrelaçam uma ou mais camadas de fios de aço com uma configuração específica, forma em Z (Figura 3.4), verifica-se que as diferentes camadas de fios em forma de Z se entrançam, em concordância com o que ocorre para os cabos helicoidais, em diferentes direcções entre camadas (Figura 3.5).

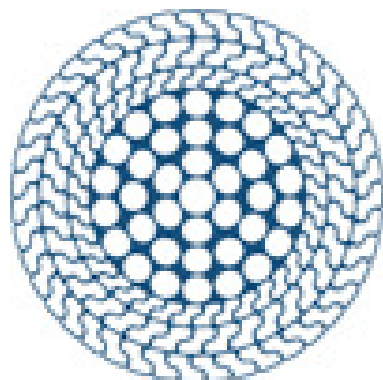


Figura 3.4 – Esquema representativo de um cabo Locked-coil

(<http://www.bridon.com>)

A forma em Z garante uma interligação entre os fios, o que adicionado ao factor de compactação criada pelo arranjo em espiral, fazendo assim com que o cabo esteja bastante compactado, o que se revela importante, pois desta forma o cabo tem uma grande rigidez axial, uma grande resistência à deformação e passível de suportar grandes pressões laterais. Contudo e pelos factos explicados, este tipo de cabos têm uma densidade bastante superior a todos os outros cabos ou fios de aço.



Figura 3.5 – Cordão *Locked-coil*

(<http://www.redaellitensoteci.com>)

A resistência à tracção destes cordões confere-lhes uma desvantagem competitiva, pois a sua resistência varia entre os 1370-1750 MPa, fazendo com que seja necessário um aumento de aproximadamente 10% da secção transversal para igualar a resistência de um cordão de fios paralelos. Estes cordões são produzidos em diâmetros entre os 40 mm e os 180 mm, sendo que o cabo de maior diâmetro já fabricado foi de 174 mm (utilizado na Ponte Chao Phrya, Tailândia), sendo de notar que este tipo de cordão é produzido em comprimento total, bem como secção total e transportado com ligações em torno de grandes roldanas, havendo no entanto alguns casos em que foram criados cordões de menor diâmetro que posteriormente foram acoplados criando um único cabo.

Em relação às propriedades mecânicas há a referir ainda o facto de o módulo de elasticidade ser ligeiramente superior ao dos cordões helicoidais, 180 MPa.

3.2.3 CABO DE FIOS PARALELOS

No seguimento das desvantagens, nomeadamente a perda de rigidez (módulo de elasticidade) e resistência (tensão de rotura), apresentadas pelo tipo de cordões anteriormente referenciados, helicoidais e *locked-coil*, houve um desenvolvimento dos cordões de fios paralelos (Figura 3.6). Estes cordões são compostos, tal como o nome indica, por fios de aço horizontais dispostos paralelamente uns aos outros. No entanto com o tempo foram sendo verificadas um conjunto de adversidades na utilização deste tipo de cordões, desvantagens estas relacionadas com a dificuldade de curvar, pois requer uma extensão dos fios exteriores e uma contracção dos fios interiores à curva.

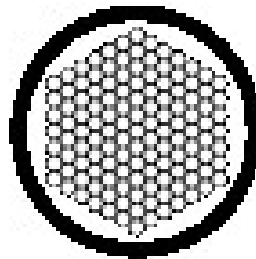


Figura 3.6 – Esquema representativo de um cabo de fios paralelos

([http:// www.corusconstruction.com](http://www.corusconstruction.com))

3.2.4 APLICAÇÕES CORRENTES PARA OS TIPOS DE CABOS

Após a referência aos principais tipos de cabos, é necessário referir ainda, que a sua utilização em pontes é efectuada não só através da sua colocação como cabo, mas sim na sua conjugação com outros cordões para compor um cabo único, salienta-se que o conjunto pode ser feito com a utilização de apenas a um tipo de cordão, mas também recorrendo a tipos diferentes, sendo que um dos cabos mais utilizados é constituído por diversos cordões de 7 fios.

Antes de terminar a descrição dos tipos de cabos falta uma breve referência às cordas de aço, que se apresentam com módulo de elasticidade inferior e apenas em diâmetros pequenos, mas que no entanto se apresentam como soluções eficazes quando rigidez à flexão não é necessária. Como tal e aliando ao facto de serem mais económicas que as outras opções, são soluções muito adoptadas em situações como trabalhos temporários, transporte de materiais, suportes, etc.

A Tabela 3.2 apresenta algumas aplicações correntes para diferentes tipos de cordões, cabos e cordas descritos anteriormente.

Tabela 3.2 – Aplicações correntes para cordões, cabos e cordas de aço (adaptado de Botelho, 2008)

Tipo de Cabo	Pontes suspensas	Pontes atirantadas	Outros
Helicoidal	Cabos principais Pendurais Passadiços	Cabos tirantes Braçadeiras	Redes de cabos Coberturas atirantadas Cabos de suspensão de coberturas Cabos de extremidade
Locked-coil	Cabos principais Pendurais Cabos de suspensão	Cabos tirantes	Coberturas atirantadas Cabos de extremidade
Fios Paralelos	-	Cabos principais	-
Corda	Pendurais Cabos de suspensão Suportes temporários	Atirantamentos secundários Suportes temporários	Redes de cabos Suportes temporários
Cordões Paralelos	.	Cabos principais	-

3.3 PROTECÇÃO CONTRA A CORROSÃO

Ao considerar a durabilidade de uma estrutura de aço, o primeiro entrave considerado é o efeito da corrosão no aço. No entanto, ao ser considerada uma estrutura sujeita a elevadas tensões e com áreas muito reduzidas, facilmente se depreende que esta situação poderá ser muito preponderante na estrutura em termos futuros, podendo levar inclusivamente a perdas humanas. A necessidade de uma protecção à corrosão eficaz é ainda ampliada pelo tipo de estrutura em análise, pois estando perante uma ponte, implica estarmos perante uma estrutura de vida útil bastante prolongada, o que faz com que este ponto assuma uma relevância superior.

A percepção dos custos envolvidos numa reparação desta natureza, bem como da diversidade de factores que podem ser originários da corrosão em estruturas metálicas são perceptíveis no exemplo da ponte de Köhlbrand (Figura 3.7) (Gimsing,1997). Neste caso, verificou-se que 3 a 4 anos após o término da construção da ponte, esta teve de ser alvo de reparação, nomeadamente substituição de cabos e colocação de bainhas protectoras. Esta reparação teve um custo aproximado de 28% do custo total de construção da ponte. Esta situação ocorre como resultante de um conjunto de factores, onde se destaca a elevada presença de enxofre e fósforo na atmosfera, devendo-se este factor à zona industrial que rodeia a ponte. Em adição a este factor de cariz ambiental, ainda surgiram situações de má construção, como a danificação da pasta protectora dos fios na zona das ancoragens por efeitos do calor, o surgimento de esforços, nesta mesma zona das ancoragens, pela utilização de ângulos de curvatura do cabo excessivo. Era também evidente a falta de qualidade da sua pintura protectora, bem como a existência de fendas nos fios exteriores do cabo. Por fim existiu um factor que foi catalisador da corrosão e que se deveu à proximidade dos tirantes com a faixa de rodagem, que provocava o seu contacto com água salgada, catalisador da corrosão.



Figura 3.7 – Fotografia da Ponte de Köhlbrand
(<http://www.kanakari-photos.com>)

Neste momento as medidas para protecção da corrosão são múltiplas e serão brevemente descritas no ponto seguinte.

3.3.1 TRATAMENTOS PARA A CORROSÃO

3.3.1.1 Galvanização

O primeiro tratamento considerado para proteger o aço e o ferro da corrosão é a galvanização, ou seja a cobertura do material por uma camada de zinco, sendo que este material apresenta as características apropriadas para efectuar uma boa protecção, mesmo em ambientes agressivos.

A utilização do zinco como elemento de protecção deve-se a dois factores fundamentais, sendo que o primeiro é a menor velocidade de oxidação do zinco em relação a outros materiais ferrosos, oxida 10 a 100 vezes mais lentamente, bem como a fácil aplicação, pois o zinco ao ser aplicado reage quase instantaneamente com a atmosfera produzindo uma camada que reduz drasticamente a reactividade e o avanço da corrosão. No entanto, tal como em todas as soluções, existe um conjunto de desvantagens, nomeadamente a sua necessidade de manutenção em ambientes agressivos e a alteração provocada nas características mecânicas do material, com uma redução da tensão de rotura em cerca de 5% e um aumento da probabilidade de rotura por fadiga na ordem dos 20%.

Vulgarmente este processo é aplicado aos fios de aço, garantindo uma protecção interna melhor, ou então, muito comum em cabos do tipo "locked-coil", aplicando uma camada nos fios exteriores.

3.3.1.2 Bainhas

O outro processo mais utilizado para protecção da corrosão é a aplicação de bainhas, sendo que este processo complementa a protecção à corrosão, com possíveis melhorias a nível estético e a nível dos efeitos do vento. Nesta solução faz-se a cobertura dos cabos pela introdução de uma bainha de aço inoxidável ou PVC, produzindo um acabamento brilhante, ou de tubos de polietileno, sendo que posteriormente, é usual o enchimento do seu interior injectado com calda de cimento.

A bainha apresenta duas finalidades basilares:

- servir de molde para a calda de cimento ser injectada;
- evitar a corrosão do aço.

Em relação às bainhas feitas com tubos de polietileno, este pode ser de alta, média ou baixa densidade, sendo que esta escolha é importante, na medida em que os de alta densidade apresentam-se como os de maior durabilidade, facto que usualmente determina a sua utilização. Uma das adversidades deste material consiste no seu coeficiente térmico, pois o polietileno expanda cerca de seis vezes a expansão dos cabos de aço, provocando assim inconvenientes devido à incompatibilidade dos materiais, sendo que actualmente este problema é parcialmente solucionado com a cobertura do tubo com fluoreto de polivinil de cor clara, reduzindo a variação térmica.

Em relação aos tubos de aço, estes apresentam como maior inconveniente a necessidade de protecção contra a corrosão e a necessidade de controlo da deformação térmica usando cores claras, tal como para os tubos de polietileno. É de referir que a utilização dos tubos de aço verifica-se ter uma durabilidade superior e uma menor tendência para fendilhar.

Em relação à calda de cimento, esta é usada de forma a garantir um melhor isolamento entre o aço e a atmosfera, garantindo uma melhor protecção à corrosão como pretendido. No entanto o ponto mais relevante para a sua utilização consiste na percepção do método usado para o preenchimento, pois este tem de ser efectuado com recurso a técnicas de betonagem em vácuo, garantindo assim a inexistência de bolsas de ar, factor importante pela contribuição do ar na aceleração da corrosão.

3.4 COLOCAÇÃO DE CABOS EM PONTES

O processo construtivo inerente à construção de pontes suspensas é algo complexo e dependente da estrutura a executar, das condições de acesso e do tipo de cabo utilizado.

O método mais comum para a construção de pontes compostas por fios de aço é o “*cable spinning*”, que é uma técnica mecânica em que se efectua o transporte de fios de aço de um extremo ao outro da ponte, formando assim o cabo principal da ponte, que por sua vez irá ser usado para suporte do tabuleiro através de pendurais. Um esquema ilustrativo do método pode ser observado na Figura 3.8

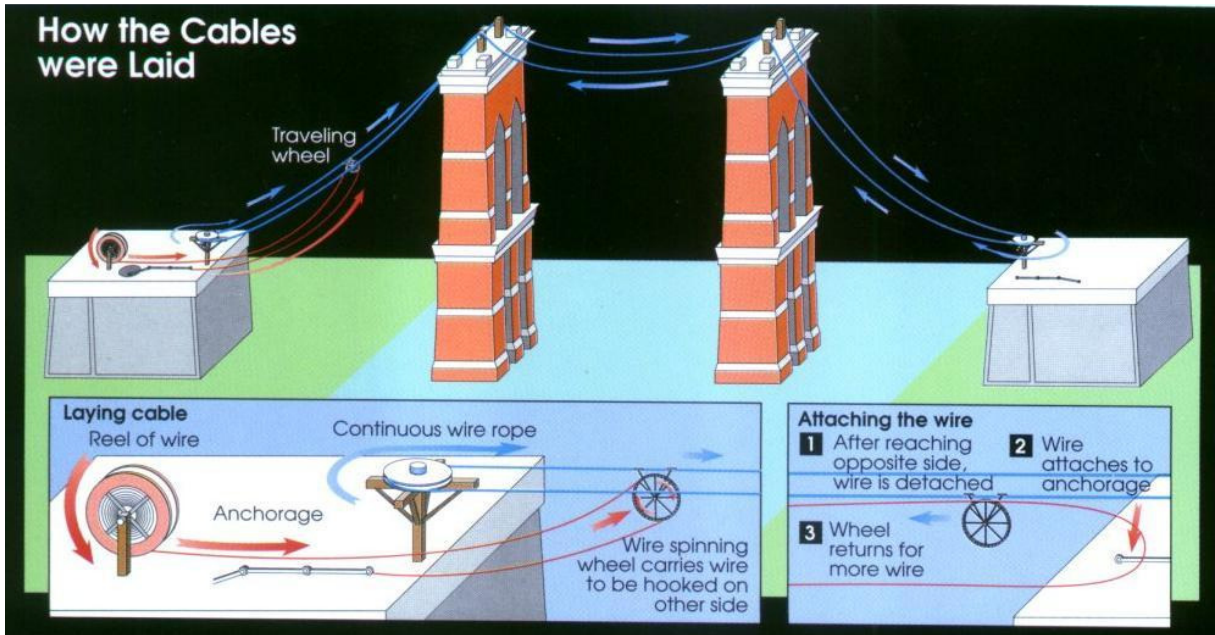


Figura 3.8, onde se consegue perceber que o método consiste no transporte de uma roldana presa a um cabo guia que liga as duas ancoragens, passando pelas torres. O cabo é por sua vez preso à roldana, fazendo este percurso continuamente até o cabo ter o número de fios necessário para a composição do cabo, sendo que posteriormente é feita a compactação dos fios e o seu acondicionamento por braçadeiras por forma unir o cabo de aço.

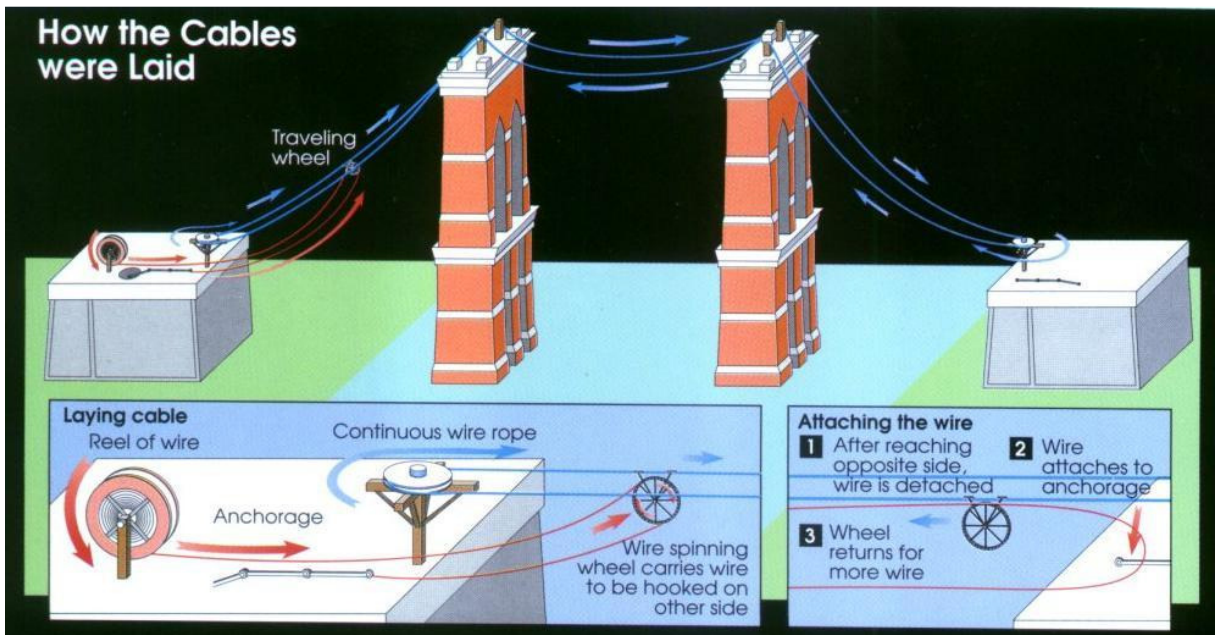


Figura 3.8 – Esquema ilustrativo do método *Cable Spinning* utilizado na Brooklyn Bridge
(The Builders Marvels of Engineering. National Geographic, Washington D.C., 1992)

No entanto verifica-se que este processo é apenas válido para cabos montados no local, ou seja não pode ser utilizado na colocação de todos os tipos de cabo. Como tal, o método para a colocação de cabos formados por cordões de fios paralelos pré-fabricados ou de cabos do tipo "locked-coil", entre outros, consiste no transporte do cabo ou cordões que formam o cabo em detrimento do transporte de fios de aço. Este processo verifica-se ser mais económico e rápido. No entanto as adversidades devem-se ao elevado peso próprio a transportar, pois o peso próprio do cabo ou dos cordões é muito superior

comparativamente ao peso próprio do fio de aço, sendo no entanto esta solução adoptada em diversas situações.

4

TEORIAS DE ANÁLISE DE CABOS

4.1 INTRODUÇÃO

Antes de fazer a investida no cumprimento explícito dos objectivos deste capítulo é necessário introduzir, historicamente, o cabo e os pensamentos que levaram ao surgimento das diferentes teorias da análise de cabos. A primeira abordagem efectuada sobre o comportamento estático de um cabo suspenso pouco tenso e solicitado apenas pelo seu peso próprio foi feita por *Galileu Galilei* (1564-1642). Após a descoberta da equação da parábola, *Galileu Galilei* afirmou, por analogia que o que ocorre com um projectil ocorre num cabo, ou seja que o cabo tem a forma de uma parábola. Contudo, com os seus 17 anos, *Huygens* (1629-1695) comprova que a afirmação de Galileu estava incorrecta, tendo sido o primeiro a recorrer à palavra catenária para explicar o fenómeno que ocorre em carta escrita a *Leibniz*. Esta posição é corroborada em 1669 por *Jungius* (1587-1695). Estas conclusões sobre a falsidade do pressuposto de Galileu deixam o problema sem resposta, até 1961, quando surgiu uma nova solução numa publicação da autoria de *Johann Bernoulli*, *Huygens* e *Leibniz*, em que é expressa a equação da catenária com a resolução do problema do comportamento estático de um cabo.

O recurso à utilização da equação da parábola como solução prática para a solução de problemas na Engenharia Civil não foi contudo posto de parte, tendo obtido uma projecção renovada com a sua utilização em 1974 por *Fuss* aquando este projectava uma ponte suspensa. *Fuss* constatou que se o peso do cabo fosse assumido como distribuído no comprimento do vão e não no comprimento do cabo, este assumiria a forma da parábola. Aliando o facto de esta aproximação ser perfeitamente plausível e da facilidade existente na equação da parábola em comparação com a equação da catenária.

Em meados do século XIX, *Rankine* surgiu com uma teoria revolucionária em relação às anteriores, pois nenhuma teoria proposta até então entrava em consideração com a elasticidade do cabo e o aumento da “*sag*”, distância máxima entre a corda da parábola e a parábola, que esta provoca. A teoria proposta considerava uma aproximação do aumento da “*sag*” causado por extensão num cabo inextensível com a forma parabólica. Já nos fins do século XIX *Routh* fez uma proposta idêntica para a catenária elástica.

Este capítulo surge com dois propósitos principais, aquele que o seu título mais prevê, que consiste em fazer uma incursão no mundo teórico do cabo como elemento estrutural e poder assim obter dados concretos sobre a sua geometria e todos os factores relevantes no seu cálculo. Contudo, o capítulo iniciar-se-á com um abordagem diferente ao mundo das estruturas suspensas e do seu funcionamento do cabo como elemento estrutural. Olhar este que não pretende obter resultados numéricos, mas sim ajudar em toda a mudança de perspectiva necessária para uma correcta compreensão e percepção do

funcionamento do cabo, pois este elemento comporta-se de forma algo distinta dos elementos para quais o pensamento do engenheiro está talhado (pilares e vigas).

4.2 O CABO COMO ELEMENTO ESTRUTURAL

Em concordância com o já referido, este ponto têm como intuito desmistificar a forma de funcionamento do cabo como elemento principal de transmissão de esforços, comparando o seu comportamento com os elementos estruturais mais utilizados na construção civil. A exposição da analogia referida é baseada numa análise do comportamento estrutural do cabo presente no livro *Cable Supported Bridges* (Gimsing, 1997) e estão ilustradas na Figura 4.1.

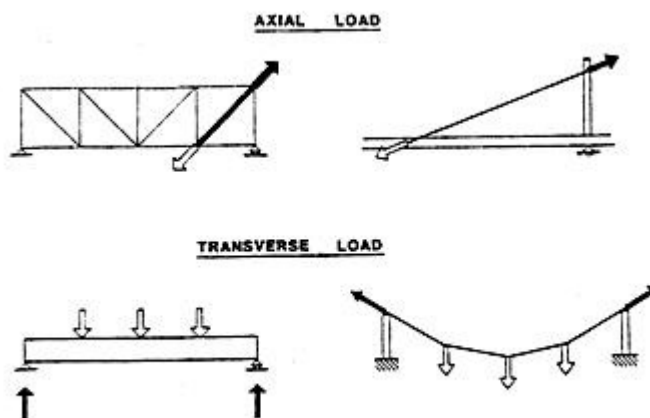


Figura 4.1 – Figura ilustrativa da analogia entre o cabo e outros elementos estruturais (Gimsing, N.J. (1997))

4.2.1 CARREGAMENTO TRANSVERSAL

O primeiro ponto desta incursão incide sobre o comportamento de um cabo quando sujeito à aplicação de um carregamento transversal, considerando-se como exemplo o cabo principal de uma ponte suspensa e o seu carregamento vertical, pois é a situação mais elementar e aquela que está sempre presente, devido a ser a carregamento mais comum numa estrutura, mas também devido ao peso próprio do cabo em consideração

Ao ser efectuada a comparação entre uma viga e um cabo a suportarem um carregamento transversal verifica-se instantaneamente uma primeira diferença de monta que se deve ao tipo de suporte requerido, pois um cabo necessita de ser suportado vertical e horizontalmente em ambos os extremos, ao invés a viga precisa apenas de ser suportada verticalmente (consideração apenas em modelo e sem a aplicação de cargas horizontais), salientando-se também que no cabo este suporte terá de ser eficiente, pois as forças horizontais são, na maioria dos cabos, bastante maiores do que as forças verticais.

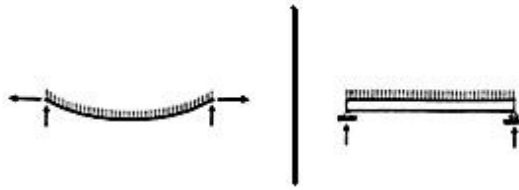


Figura 4.2 – Reações nos apoios nos sistemas de cabo e da viga, esquerda e direita respectivamente.

(Gimsing, N.J., 1997)

Um ponto relevante na utilização do cabo como estrutura de suporte a carregamentos transversais, consiste na grande influência da configuração geométrica do cabo para os valores das reacções nos suportes, pois a força axial a meio vão é inversamente proporcional à “*sag*” (distância vertical que une a corda e o cabo deformado) formada pelo cabo. É por este factor que um cabo em linha recta é incapaz de transportar esforços transversais, pois a “*sag*” nula implicará esforços infinitos no cabo. Ao invés, na consideração da viga como elemento estrutural, constata-se que a sua configuração geométrica não apresenta relevância nos esforços, sendo usualmente uma linha recta de suporte a suporte. Contudo, caso ocorra um desvio do alinhamento recto este torna-se insignificante nas dimensões necessárias para a viga, pois como pode ser constatado o momento a meio vão, habitualmente o esforço mais condicionante da secção da viga, é o mesmo quer a viga tenha alinhamento recto, côncavo ou convexo, isto considerando uma viga sem a existência de pré-esforço e, conseqüentemente, sem a consideração dos efeitos de 2ª ordem que este provocaria.

Se na comparação, até ao momento, apenas surgiram desvantagens para a utilização dos cabos como estrutura de suporte, resta agora perceber a grande vantagem para a utilização do cabo como elemento de suporte e essa consiste na eficiência da transmissão de esforços baseada na tracção pura. Para melhor expressar este factor preponderante consideremos uma comparação entre um cabo e uma viga solicitados por um carregamento externo de 27 KN/m e com um vão de 30 metros. A solução para a viga terá de ter uma altura de 1 metro, possuindo assim um peso total de 8,2 toneladas. Em contrapartida, o cabo, considerando uma “*sag*” de 3 metros, necessitará um diâmetro de 50 mm e como tal terá um peso de 0,4 toneladas. Ou seja como resultado desta situação facilmente se depreenderia, que não havendo mais pontos a influenciar a escolha de uma ou outra solução, recorrer-se-ia sempre ao cabo, pois para um mesmo carregamento o seu peso seria cerca de 5% o peso da viga. Porém, este caso, como é perceptível pela sua simplicidade, não considera todas as particularidades que, pese o facto de serem preponderantes na escolha do tipo de estrutura a construir, são irrelevantes para o atingir dos objectivos pretendidos com esta breve incursão, contudo e sem alongamento em explicações sintetizam-se as vantagens de cada uma das soluções de acordo com Gimsing, 1997:

- i. Considerando a viga como o elemento principal de transmissão de esforços:
 - Grandes quantidades de material estrutural (betão e aço) necessários na viga;
 - Suporte directo do tabuleiro da ponte;
 - Pontos principais de suporte colocados em posição inferior à viga, sendo assim debaixo da via;
 - Possibilidade de utilização de pilares como elemento de suporte, visto para carregamentos verticais as reacções serem verticais;
 - Fundações serão sujeitas principalmente a esforços verticais;
- ii. Considerando o cabo como o elemento principal de transmissão de esforços:
 - Quantidades reduzidas de material necessário para o cabo;

- Grelha de vigas secundárias e de pendurais necessária para suportar o tabuleiro;
- Pontos de suporte do cabo principal em cota superior à via;
- Necessidade de pilares altos para transportar as cargas para o solo;
- Necessidade de continuação do cabo exteriormente aos pontos principais de suporte;
- Fundações com predominância de esforços horizontais (inicialmente), o que implica necessidade de grandes blocos de ancoragem.

Antes de alternarmos a direcção de carregamento considerada, falta referir o comportamento do cabo perante a aplicação de cargas concentradas (situação mais simples) ou de aplicação de uma carga distribuída com aplicação em zona específica. Nestas situações, o cabo apresenta um comportamento em tudo semelhante, pois na existência de qualquer uma delas haverá uma alteração da deformada do cabo nessa zona em particular, surgindo desta forma um deslocamento vertical superior na envolvente da área de carregamento, bem como uma subida do cabo noutros pontos da deformada.

4.2.2 CARREGAMENTO AXIAL

O carregamento axial não é tão relevante para a percepção deste trabalho, pois as divergências de comportamento em relação ao que ocorre com os outros elementos de suporte são muito reduzidas quando comparadas com as existentes para o carregamento transversal, bem como pelo facto de as situações exemplificativas mais usuais serem os tirantes, situação não considerada neste projecto. Como tal far-se-ão apenas umas breves considerações dos factores que deveriam ser considerados, sem pretender no entanto detalhar todos os factores envolventes.

Foi previamente descrito a influência da “*sag*” no carregamento transversal e da sua relação de proporcionalidade com a capacidade de suporte da estrutura. No entanto esta situação já não se coloca em carregamentos axiais. Porém, importa referir que a “*sag*” só não existirá em situações em que o cabo seja vertical, situação irrelevante para o objectivo pretendido, pois o comportamento não é alterado.

Posto isto, a situação a ser considerada é a influência da “*sag*” provocada pelo peso próprio do cabo (carregamento vertical) na consideração de um tirante. Como tal a “*sag*” será directamente proporcional à densidade do material do cabo e inversamente proporcional à sua rigidez, pelo que para cabos atirantadas é importante a escolha de um material com um rácio entre a resistência e a densidade bastante elevado.

Nesta situação a relação aconselhada entre a *sag* e o comprimento da corda será muito inferior, valor típico na ordem de grandeza de 1/100, em relação à considerada na situação do cabo principal de uma ponte suspensa, em que o valor anda na ordem 1/10 (compromisso entre optimização de rigidez e redução do material necessário).

4.3 ANÁLISE ESTÁTICA DE CABOS E COMPARAÇÃO DE METODOLOGIAS

Finalizado que está o ponto anterior, ou seja a pequena reflexão teórico dos cabos, segue-se agora uma visão mais teórica dos mesmos. É referido por *Negrão* (2006) que o estudo analítico do cabo apresenta-se complexo e de natureza não linear. Esta não linearidade no estudo de pontes com cabos é assinalada por três efeitos primordiais: o efeito catenária, o efeito P- Δ e o efeito P- δ . No entanto, os

dois primeiros efeitos são aqueles que tomam maior relevância, pois o efeito $P-\delta$ são os efeitos de segunda ordem na secção.

Pretende-se neste ponto comparar duas metodologias propostas para descrever o comportamento estático de um cabo, baseadas estas na consideração da catenária elástica e da parábola. Esta comparação permitir-nos-á observar a influência do efeito da catenária e a discrepância entre os diferentes métodos. Esta análise é baseada nas hipóteses deduzidas por Irvine (1981), bem como no estudo efectuado por Botelho (2008) sobre as hipóteses consideradas que culminou na apresentação das equações da geometria.

4.3.1 CATENÁRIA ELÁSTICA

A proposta de *Irvine* para a catenária elástica introduz um conjunto de premissas com que depois realiza a dedução das expressões, sendo que as premissas são:

- rigidez à flexão desprezada;
- considera-se que o cabo apenas resiste a forças de tracção;
- peso próprio estimado com base na secção transversal constante.

As três considerações efectuadas baseiam-se principalmente nas características do cabo, pois em relação à primeira premissa, a rigidez à flexão de um cabo é muito inferior à rigidez da mesma secção de um elemento rígido, aliás é por esta razão que os cabos não obedecem às leis lineares tendo assim deformadas muito acentuadas. Em relação à consideração da inexistência de esforços de compressão, esta consideração é mais que compreensível, pois a resistência do cabo a este tipo de esforços é nula, facto que se deve às deformações de segunda ordem pela falta de rigidez à flexão. O ponto mais controverso das três premissas, ou seja a última está perfeitamente justificada considerando que a regulamentação estabelece critérios de tensão muito restritivos e que a variação da secção transversal para tensões que não ultrapassem os 800-900 MPa (valores dentro dos parâmetros de dimensionamento habituais) é muito reduzida e não se verifica variação do peso próprio linear, q , varia não mais de 0,5%, Sétra (2002).

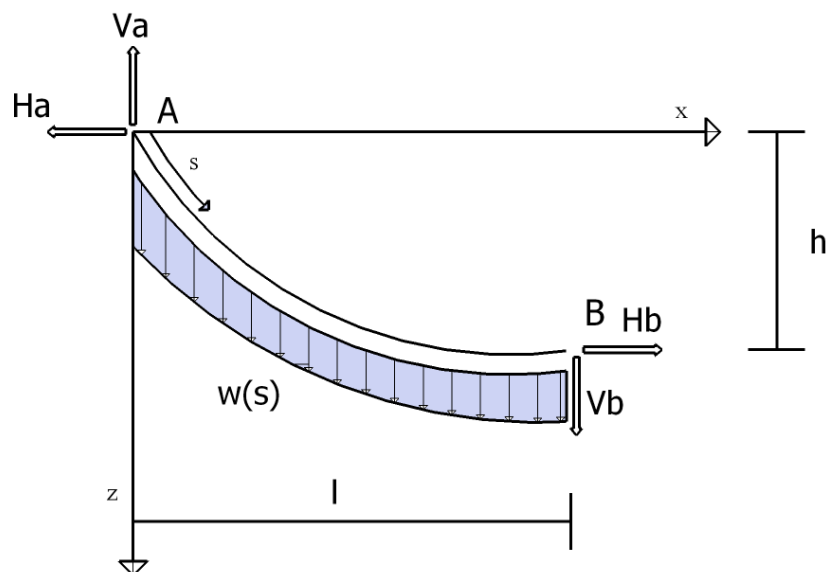


Figura 4.3 – Catenária Elástica

Tendo por base a última premissa, poderemos também afirmar que o peso próprio linear, q_0 , de um cabo distendido é pouco superior ao peso próprio linear, q , após suspensão e esticamento, Este

fenómeno pode ser comprovado através da dedução da expressão do peso próprio a partir da lei da conservação da massa, onde L_0 é o comprimento do cabo não tensionado e σ a tensão instalada no cabo (Botelho, 2008):

$$q * L = q_0 * L_0 \Leftrightarrow q = \frac{q_0}{1 + \frac{T}{E * A_0}} = q_0 - \frac{q_0 * \sigma}{E}$$

$$\sigma = \frac{T}{A_0}$$
(4.1)

Nesta dedução conclui-se que a variação entre q e q_0 corresponde ao valor da parcela $(q_0 * \sigma / E)$, havendo no entanto que referir que esta parcela para valores correntes de tensão têm um valor na ordem dos 0,5% q_0 , ou seja é irrelevante sendo possível desprezá-la.

A dedução da catenária baseia-se na consideração de um cabo suspenso entre dois pontos fixos e caracterizado por um vão l e um desnível entre apoios h , como pode ser constatado na Figura 4.3. Como tal, se fizermos a consideração de que o primeiro ponto se encontra no centro do eixo de coordenadas, (0,0), o segundo ponto terá as coordenadas cartesianas (l, h) . Irvine introduz como ponto inicial da sua dedução a relação entre as reacções horizontal e vertical nos apoios, H e V , e a força de tracção do cabo num ponto genérico se coordenadas cartesianas (x,y) e coordenada langrangeana, s , considerando o comprimento do cabo não esticado, sendo que a esta relação é traduzida pelas expressões seguintes:

$$T \frac{dx}{ds} = H$$
(4.2)

e,

$$T \frac{dz}{ds} = V - \frac{W * s}{l_0}$$
(4.3)

onde

$$W = m * g * L_0$$
(4.4)

(m é a massa por unidade de comprimento e g a aceleração da gravidade)

Entrando em consideração com a lei de Hooke,

$$T = E * A_0 * \Delta_s$$
(4.5)

e com base na resultante das componentes das forças actuantes num ponto do cabo de coordenada s , é possível escrever a expressão (4.6) que expressa o valor da força de tracção em qualquer ponto do cabo.

$$T(s) = \sqrt{H^2 + \left(V - \frac{W * s}{l_0}\right)^2}$$
(4.6)

Após estes passos dados, apenas é necessário fazer a correlação entre as expressões (3.5) e (3.6) com (3.2) e (3.3) para se obter as equações paramétricas de um ponto genérico P ao longo do cabo:

$$x(s) = \frac{H * s}{E * A_0} + \frac{H * l_0}{W} * \left(\sinh^{-1} \left(\frac{V}{H} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{V - \frac{W * s}{l_0}}{H} \right) \right) \quad (4.7)$$

$$z(s) = \frac{W * s}{E * A_0} \left(\frac{V}{W} - \frac{s}{2 * l_0} \right) + \frac{H * L_0}{W} \left(\sqrt{1 + \left(\frac{V}{H} \right)^2} - \sqrt{1 + \left(\frac{V - \frac{W * s}{l_0}}{H} \right)^2} \right) \quad (4.8)$$

Considerando as condições fronteira:

$$x=0 \quad z=0 \quad s=0$$

$$x=l \quad z=h \quad s=L_0$$

é possível fazer a relação entre o vão, l , e o desnível entre apoios, h , com H e V :

$$l = \frac{H * L_0}{E * A_0} + \frac{H * l_0}{W} * \left(\sinh^{-1} \left(\frac{V}{H} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{V - W}{H} \right) \right) \quad (4.9)$$

$$h = \frac{W * l_0}{E * A_0} \left(\frac{V}{W} - \frac{1}{2} \right) + \frac{H * l_0}{W} \left(\sqrt{1 + \left(\frac{V}{H} \right)^2} - \sqrt{1 + \left(\frac{V - W}{H} \right)^2} \right) \quad (4.10)$$

No entanto verifica-se que a resolução do sistema de equações é de dificuldade elevada, havendo a necessidade de recorrer a métodos numéricos de forma a obter resultado, contudo a evolução dos meios informáticos e o surgimento de software adequado permitem-nos obter resultados com alguma facilidade.

Uma das características mais determinantes na definição de uma catenária, tornando-se um dos parâmetros condicionantes do cálculo, é a "sag". A "sag" não é mais do que a distância vertical entre a corda e o cabo deformado, sendo assim diverge da flecha em situações de apoios desnivelados. Esta característica é determinante pois deslocamento vertical é preponderante na variação dos esforços horizontal e vertical existentes no cabo, bem como todos os efeitos estéticos a que associamos intrinsecamente o deslocamento vertical, ou seja a "sag" da catenária. A coordenada langrangeana do ponto de máxima sag pode ser obtida pela expressão seguinte:

$$s_{sag} = \frac{L_0}{W} \left(V_A - h \frac{H_A}{l} \right) \quad (4.11)$$

4.3.2 PARÁBOLA ELÁSTICA

Concluído o estudo da catenária elástica, segue-se a análise da parábola, aquela que foi durante muito tempo considerada como a deformada exacta de um cabo apoiado nas extremidades e submetido ao seu peso próprio. Esta formulação não deixa de ser a melhor e mais simples aproximação à catenária elástica, sendo como tal usada diversas vezes com o intuito de facilitar o cálculo. Neste ponto há que referir que os estudos prévios concluíram que esta aproximação é passível de ser usada quando um conjunto de parâmetros se encontra em determinados valores. Os parâmetros em causa são o valor da

sag e o comprimento da corda da parábola, *L*, sendo que o limite imposto refere-se, não a um valor específico para cada parâmetro, mas sim em relação ao rácio entre ambos, *sag/L*, considerando que este valor é usualmente limitado a 1/8. Este limite tem o intuito de fazer o controlo de tensão no cabo, pois a divergência entre a catenária e a parábola aumenta consideravelmente quando o cabo se encontra menos tenso.

O ponto de partida para a parábola são as mesmas simplificações consideradas para a catenária, pois a sua dedução baseia-se nos mesmos princípios, ou seja retomando as expressões (4.2) e (4.3) e derivando a (4.3) em ordem à coordenada langrangeana obtém-se:

$$\frac{d\left(T \frac{dz}{ds}\right)}{ds} = -m * g \quad (4.12)$$

$$T \frac{dx}{ds} = H \quad (4.13)$$

Esta última equação permite-nos, em conjugação com a equação (4.2), efectuar a seguinte dedução:

$$T \frac{dx}{ds} = H \rightarrow T = H \frac{ds}{dx}$$

Substituindo em (4.12) resulta:

$$\frac{d\left(H \frac{ds}{dx} \frac{dz}{ds}\right)}{ds} = -m * g$$

Considerando para a análise que:

$$\frac{ds}{dx} \frac{dz}{ds} = \frac{dz}{dx} \frac{ds}{ds} = \frac{dz}{dx}$$

Logo,

$$\frac{d\left(H \frac{ds}{dx} \frac{dz}{ds}\right)}{ds} = -m * g \Leftrightarrow \frac{d\left(H \frac{dz}{dx}\right)}{ds} = -m * g \Leftrightarrow \frac{d\left(H \frac{dz}{dx}\right) dx}{dx ds} = -m * g$$

Por fim obtemos a expressão seguinte:

$$H \frac{d^2z}{dx^2} = -m * g \frac{ds}{dx} \quad (4.14)$$

Adicionando às considerações existentes a relação geométrica da equação da parábola,

$$\left(\frac{dx}{ds}\right)^2 + \left(\frac{dz}{ds}\right)^2 = 1 \quad (4.15)$$

posto isto, a equação da catenária assume a forma:

$$H \frac{d^2z}{dx^2} = m * g \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2} \quad (4.16)$$

Considerando o caso particular de um cabo com uma corda inclinada de ângulo α (Figura 4.4), esta equação assume-se como:

$$H \frac{d^2z}{dx^2} = m * g \sqrt{1 + \left(\tan(\alpha) + \frac{dz}{dx}\right)^2} \quad (4.17)$$

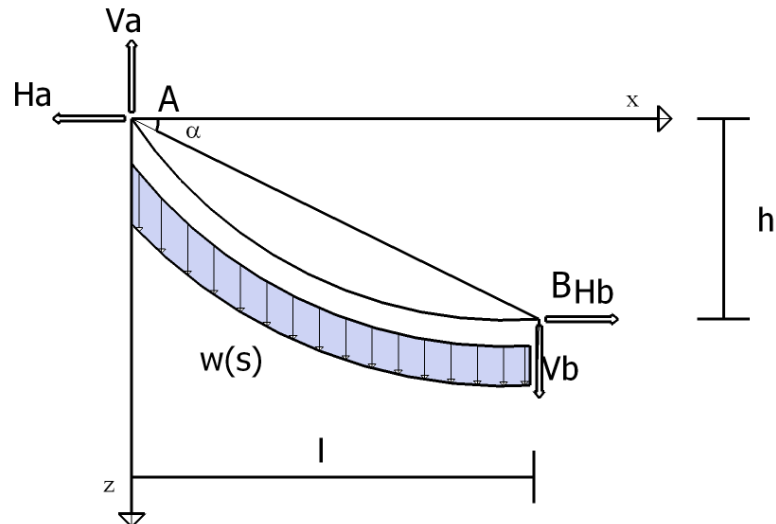


Figura 4.4 – Parábola Elástica

Tal como já foi referido anteriormente, para os resultados obtidos pela simplificação da catenária pelo recurso à parábola serem aceitáveis é necessário que o rácio sag/L seja inferior ou igual a $1/8$, o que implica que a parcela dz/dx seja muito pequena, podendo nestas situações ser negligenciado, o que corresponde a uma simplificação da expressão para:

$$\frac{d^2\bar{z}}{d\bar{x}^2} + \epsilon \frac{d\bar{z}}{d\bar{x}} = -1, \text{ onde} \quad (4.18)$$

$$\bar{z} = \frac{z}{m * g * \sec(\alpha) \frac{l^2}{H}}, \bar{x} = \frac{x}{l} \text{ e } \epsilon = \frac{m * g * l * \sin(\alpha)}{H}$$

Como tal, o desfecho da equação diferencial da parábola resulta num polinómio de 2º grau correspondente à expressão da parábola. Fazendo a adição da parcela obtida à parcela devida à altura da corda ($\frac{h}{l}x$) obtemos:

$$z(x) = \frac{1}{2} * \frac{m * g}{H} * \sec(\alpha) * x(l - x) \left(1 + \frac{\epsilon}{6} \left(1 - \frac{2x}{l} \right) \right) + \frac{h}{l} x \quad (4.19)$$

Considerando as situações mais correntes em que a aproximação da parábola pode ser usada, ou seja quanto o cabo se encontra bastante esticado e como tal o limite para o rácio sag/L seja cumprido, verifica-se que a componente ϵ é muito reduzida, pois o quociente $m * g * l / 4$ é muito pequeno em comparação com o valor da reacção horizontal, sendo passível de ser desprezada, o que resulta que a máxima sag ocorrerá a meio vão do cabo, ou seja para $x=l/2$ e seja obtida pela expressão seguinte.

$$sag = \frac{m * g * L^2}{8 * T} \quad (4.20)$$

Refere-se ainda que a obtenção do valor da força de tracção tangencial, T, pode ser obtida com recurso a relações geométricas e a uma das componentes H ou V, sendo dada pelas equações seguintes:

$$T = \frac{H}{\cos(\alpha)} \quad (4.21)$$

$$T = \frac{V}{\sin(\alpha)} \quad (4.22)$$

4.3.3 PARÁBOLA ELÁSTICA COM CONSIDERAÇÃO DA INÉRCIA À FLEXÃO

Nos estudos já referidos para a catenária elástica e para a parábola elástica, assume-se como premissa a não consideração da rigidez à flexão. É perceptível que a não linearidade geométrica e os grandes deslocamentos característicos dos cabos se deve preponderantemente ao valor muito reduzido que assume a rigidez à flexão dos cabos. Com o intuito de compreensão concreta do erro introduzido por esta simplificação, e ainda que seja uma rigidez residual, procede-se à determinação da deformada de uma viga de secção transversal uniforme e desnível entre apoios nulo. Com base na equação de equilíbrio de forças quando submetida a viga se encontra submetida ao peso próprio e esforço axial:

$$-EI \frac{d^3z}{dx^3} + H \frac{dz}{dx} = -m * g \left(\frac{l}{2} - x \right) \quad (4.23)$$

Complementando esta expressão com as condições fronteira, nomeadamente de deslocamentos e de momentos flectores nulos nas extremidades obtêm-se uma nova equação diferencial de equilíbrio, que é:

$$z(x) = \left(\frac{1}{2} * \frac{x}{l} \left(l - \frac{x}{l} \right) - \frac{1}{\gamma^2} \left(1 + \tanh \left(\frac{\gamma}{2} \right) \sinh \left(\gamma \frac{x}{l} \right) - \cosh \left(\gamma \frac{x}{l} \right) \right) \right) * \frac{m * g * \sec(\theta) l^3}{H} \quad (4.24)$$

onde $\gamma = \sqrt{\frac{H * l^2}{f_r * EI}}$ representa a influência da rigidez à flexão, sendo E o módulo de elasticidade ou módulo de Young, I o momento de inércia da secção transversal e f_r o factor de redução de inércia para cabos.

A avaliação correcta da contribuição do parâmetro γ pode ser conseguida pela comparação das deformadas obtidas pela expressão (4.23) e (4.19). A relação entre o parâmetro γ e o valor de EI é inversamente proporcional, sendo que quanto maior for o valor do parâmetro menor será o valor da inércia do cabo, ou seja menos relevância terá a rigidez do cabo.

A consideração do factor de redução da inércia do cabo é um ponto de discussão, pois a literatura não especifica um valor preciso, fornecendo apenas um intervalo que vai de 0.3 a 0.9.

4.3.4 COMPARAÇÃO ENTRE CATENÁRIA E PARÁBOLA ELÁSTICAS

Terminada a explanação das teorias analíticas de estudo do cabo, resta fazer a comparação entre as duas teorias explicadas, ou seja a comparação entre a catenária e a parábola. Esta comparação assume uma relevância considerável, pois determina a possibilidade ou impossibilidade de efectuar a aproximação da catenária com recurso à parábola, aproximação muito usada pela maior facilidade da equação da catenária em oposição à equação da parábola. Um dos objectivos da comparação é perceber se os limites da relação sag/l descritos anteriormente se verificam ou então apercebermos de novos critérios de limitação.

Para efectuar esta comparação, fez-se o estudo de um cabo com uma distância entre apoios de 100 m, um desnível entre apoios de 0 m e diversos comprimentos do cabo (102 m, 105 m, 115 m), salienta-se o facto de ser necessária a consideração de diversos de outros parâmetros que não foram descritos por serem idênticos para todas as 3 soluções.

Tabela 4.1 – Tabela de comparação entre flechas da parábola e da catenária

	Flecha catenária [m]	Flecha parábola [m]	Desvio entre a flecha da catenária e a da parábola	Sag/l
115	-24,99	-23,28	6,9%	1/4
105	-14,07	-13,73	2,4%	1/7
102	-6,68	-6,66	0,4%	1/11

Na Tabela 4.1 podem ser verificados os resultados para as três situações consideradas, onde se constata que a o desvio entre a flecha da catenária e a da parábola aumenta com o aumento da relação *sag/l* como era esperado, de acordo com *Gimsing, 1997*. Esta diferença, que numa primeira impressão parecerá irrelevante, terá muita influência quando se considere que a gama de aplicação das pontes suspensas se inicia pelos 200 m, o erro de 1% terá uma influência considerável.

Na Figura 4.5 é perfeitamente visível o aumento do erro entre as diferentes curvas, pois para os 105 m de comprimento do cabo conseguem perfeitamente distinguir as curvas, porém para o comprimento do cabo de 202 m a diferença não é perceptível.

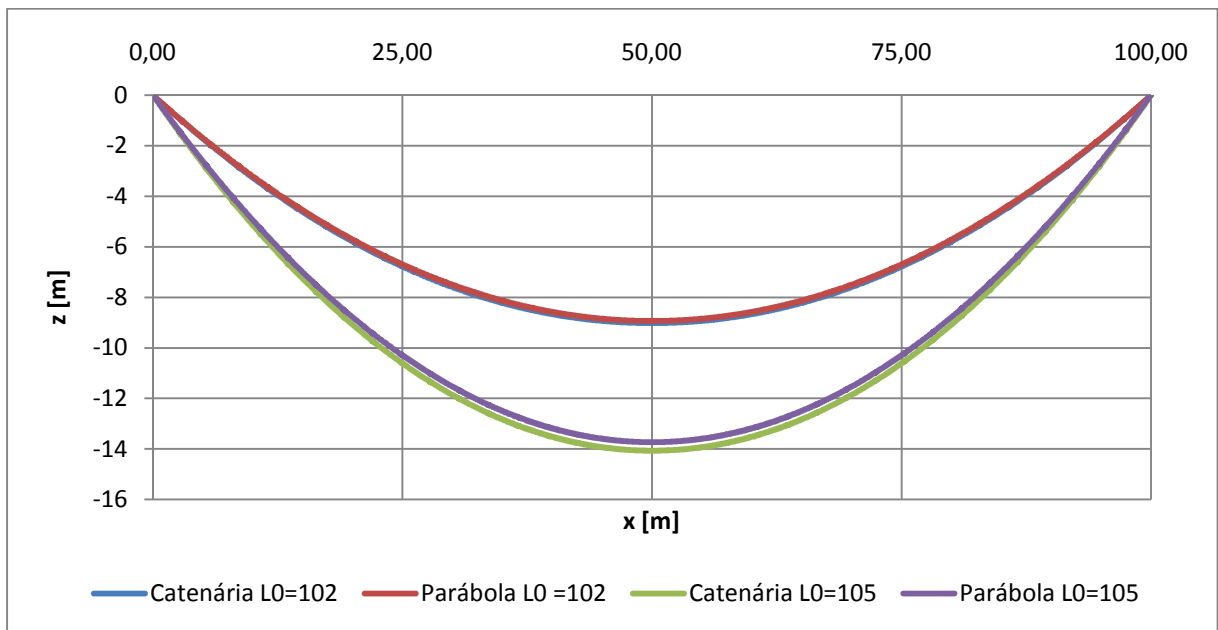


Figura 4.5 Gráfico comparativo da flecha entre parábola e catenária de 102 e 105

5

MODELAÇÃO DA PONTE

5.1 NOTA INTRODUTÓRIA

Este capítulo pretende ser como um a o mais relevante do projecto em causa, pois é neste capítulo que se concentra a maioria do trabalho relevante para este projecto, pois é nele que se efectua a modelação da ponte, a análise estrutural, o dimensionamento e verificação a critérios estéticos e de comportamento estático e dinâmico. É neste capítulo que se concentra o cumprimento dos objectivos ou a impossibilidade de serem alcançados.

5.2 ESTRUTURAS COM SISTEMAS NÃO-LINEARES

A consideração dos cabos como elementos estruturais alberga um conjunto de vantagens já referidas, no entanto como não é um sistema transporta para efeitos de análise e cálculo uma complexidade acrescida aos sistemas mais usados na Engenharia Civil. Estas adversidades no cálculo são directamente resultantes das características específicas destes elementos, sendo as mais relevantes:

- predominância de esforços axiais de tracção, sendo os restantes de ordem de grandeza muito inferior;
- impossibilidade de recurso à lei de Hooke e à hipótese dos pequenos deslocamentos, invalidando assim a consideração de um comportamento linear geométrica e fisicamente;
- a rigidez dos elementos é variável consoante cada solitação, sendo que ocorre um aumento de rigidez aquando um aumento do carregamento através da alteração da geometria dos elementos (rotação dos seus eixos)

Dos pontos supracitados aquele que induz maior complexidade ao problema é a sua resposta não linear, considerando o facto de que a resposta comum nos sistemas da Engenharia Civil compreender a linearidade material e geométrica, situação que não se aplica neste caso, torna-se necessário fazer uso de programas de cálculo estrutural com capacidade de executar uma análise não linear geométrica.

Neste caso particular, a análise não linear geométrica que mais se adequa ao estudo do comportamento dos cabos é do tipo $P-\Delta$, que se baseia num processo iterativo ao longo do qual se efectuam incrementos de solitação na estrutura, sofrendo esta uma alteração da geometria para adaptação à solitação.

O sistema mais simples que permite compreender o funcionamento de um sistema não linear geométrico consiste numa barra rígida com uma mola numa das suas extremidades, como pode ser visto na Figura 5.1 (Carneiro, 2005). Salienta-se que a não linearidade é introduzida no sistema com a introdução da mola, pois a rigidez da mola irá variar em concordância com a reacção vertical a

suportar nessa extremidade, que por sua vez irá variar consoante o deslocamento da mola, ou seja há uma variação da rigidez da estrutura causada pela mola.



Figura 5.1 – Exemplo de não linearidade geométrica

No primeiro momento de análise da estrutura, ou seja com a configuração inicial, facilmente se consegue, com base nas equações de equilíbrio, concluir que a reacção F e o esforço N são independentes entre si, fazendo com que a rigidez da mola seja dada por:

$$K = \frac{F}{\Delta} \quad (5.1)$$

sendo que Δ é o deslocamento da mola.

Contudo, esta situação não é realista, pois a mola irá ter um deslocamento, que provocará uma deformada na estrutura. Com base na equação de equilíbrio de momentos em relação à extremidade esquerda e na configuração da deformada, podemos obter a equação que se segue.

$$F * L - N * \Delta = F_{mola} * L \quad (5.2)$$

Sendo que a componente F_{mola} representa a força que se desenvolve na mola pode ser dada, em concordância com a (5.1) por:

$$F_{mola} = K * \Delta \quad (5.3)$$

Efectuando a substituição lógica de (5.3) em (5.2), obtêm-se

$$F * L - N * \Delta = (K * \Delta) * L \quad (5.4)$$

Fazendo um rearranjo a equação obtemos a equação (5.5).

$$F = \left(K + \frac{N}{L} \right) * \Delta \quad (5.5)$$

Em relação a esta equação teremos de denotar que a razão N/L representa a rigidez geométrica K_g :

$$F = (K + K_g) * \Delta \quad (5.6)$$

Posto isto, há que considerar que a relação de proporcionalidade entre a rigidez geométrica, K_g , e o esforço axial, N , presente no elemento faz com que, quanto maior for o esforço axial existente, maior será a rigidez geométrica da peça. Assim para um mesmo carregamento F , quanto maior for o esforço axial, N , menor será o deslocamento existente. É de referir que a rigidez geométrica é apenas dependente do seu comprimento.

5.3 DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA

A execução de um modelo de uma estrutura implica desde logo o conhecimento da estrutura, nomeadamente o conhecimento da geometria e propriedades de cada um dos elementos. Sabendo-se à

partida que a geometria dos cabos principais irá sofrer um ajuste iterativo ao longo do processo, será no entanto necessário estabelecer todos os outros elementos. Este ponto inicia-se com um pré-dimensionamento do tabuleiro, pendurais e cabos, considerando uma sobrecarga de 5 kN/m^2 , valor estipulado pelo Eurocódigo 1, como será definido adiante em zona apropriada.

5.3.1 TABULEIRO

O dimensionamento do tabuleiro não pertence ao âmbito deste projecto, como tal foi inicialmente admitida uma configuração do tabuleiro. A solução proposta (Figura 5.2) consistia numa laje de betão de 12cm de espessura que assenta sobre uma estrutura metálica formada por perfis HEA e composta por uma estrutura em treliça como secção transversal, com uma distância de 3 m entre secções transversais e com uma largura de tabuleiro inferior de 9 m e superior de 6 m, e por um conjunto de vigas colocadas longitudinalmente. Com o intuito de garantir o bom contraventamento da estrutura adicionaram-se duas vigas cruzadas ao nível inferior da estrutura. Em relação à dimensão dos perfis utilizados, inicialmente consideraram-se perfis HEA 140 para a estrutura em treliça e para as barras de contraventamento e perfis HEA 200 para as vigas longitudinais. No entanto após a execução do modelo fez-se uma optimização dos perfis escolhidos, fazendo várias iterações em que se alterou os perfis tentando obter uma melhor relação entre o peso adicionado pelos elementos e o seu comportamento, nomeadamente o deslocamento vertical obtido. Este processo iterativo resultou numa alteração dos perfis seleccionados inicialmente para perfis HEA 160 e HEA 220 em detrimento dos perfis HEA 140 e HEA 200, respectivamente.

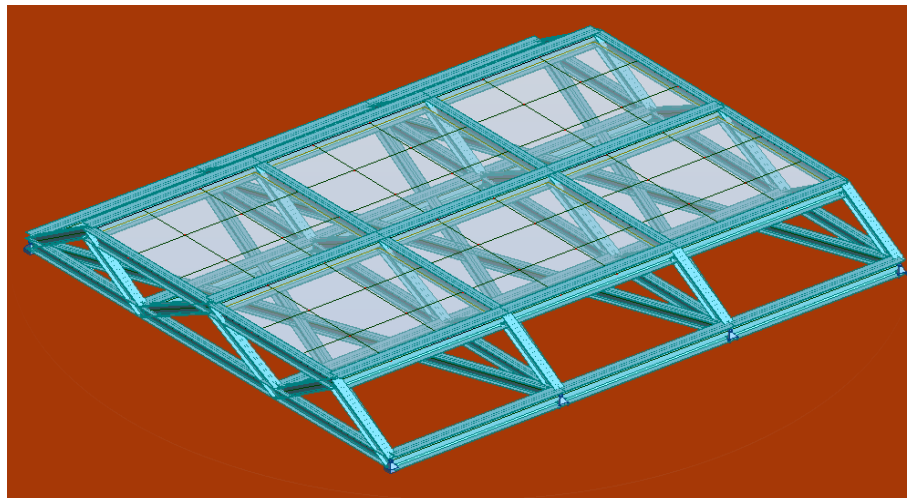


Figura 5.2 – Representação do tabuleiro definido

5.3.2 PENDURAIS

Os pendurais encontram-se espaçados de 3 em 3 metros e o seu pré-dimensionamento das dimensões foi feito com base no modelo utilizado no ponto anterior que permite obter uma previsão da força vertical existente nos pendurais, sendo que o valor para Estado Limite Último, adiante designado por ELU (Ultimate Limite State) é de 115.34 kN.

Considerando a adopção de cabos do tipo Locked Coil Strand para os pendurais e com base na tabela da Bridon constante no anexo B, o cabo utilizado é o LC20 com diâmetro de 20mm que é caracterizado por uma força de dimensionamento de 223 kN. É de referir que os valores para a força

de dimensionamento estabelecidos pelo catálogo referido estão em acordo com o Eurocódigo 3, EC3, na sua parte dedicada ao dimensionamento de estrutura com cabos, Parte 1.1, em que a tensão de dimensionamento é obtida pelo quociente da tensão de cedência pelo produto de 1,5 por 1,1.

5.3.3 CABOS PRINCIPAIS

Este projecto é diferente dos projectos comuns de pontes pedonais pela existência de dois conjuntos de cabos completamente distintos e de geometrias bastante fora do comum, sendo assim o estudo será feito de forma independente para cada um dos dois pares de cabos, considerando, no entanto, a utilização do mesmo cabo.

5.3.3.1 Maior vão

O par de cabos com maior vão apresenta-se como aquele que suporta a maior parte do tabuleiro. A sua geometria assume-se como é usual suportando toda a zona recta da ponte e uma pequena parte da curva. Contudo esta parte da curva não implica variação aproximando-se de um troço recto, ou seja não interfere na geometria do cabo. No entanto surge um conjunto de problemas devidos à catenária não ser paralela ao tabuleiro em planta, como pode ser observado na Figura 5.3. Com base na figura referida, é possível perceber que o cabo tem uma catenária em 3D, pois os pendurais numa zona estão a esticar o cabo lateralmente numa direcção, enquanto no restante comprimento está a ser esticado lateralmente na direcção inversa. Esta componente horizontal faz com que o vão do cabo não seja os 192.76 metros que distam entre o apoio em cada extremidade, mas sim os 192.821 metros, que é o comprimento do cabo total, ou seja entra em consideração com o aumento referente à distância segundo y entre os apoios (Figura 5.3).

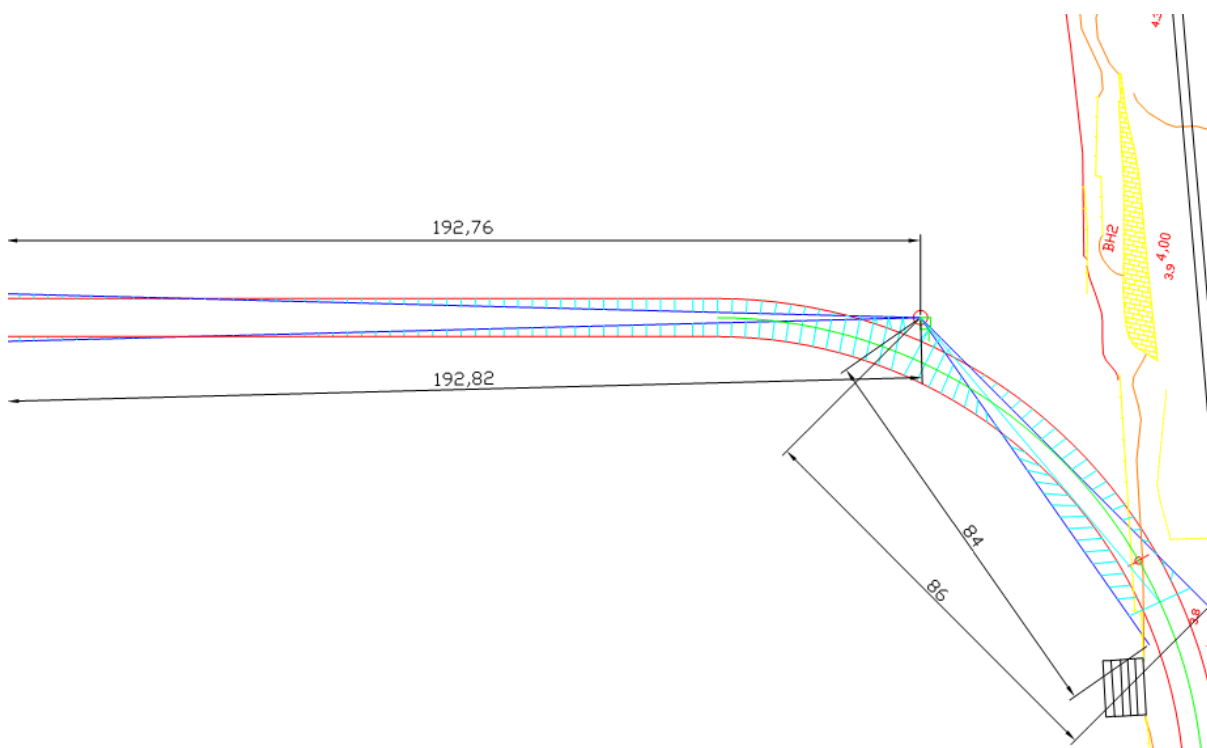


Figura 5.3 – Planta inicial da geometria da ponte pedonal

A modelação do cabo consiste na admissão de um comprimento inicial do cabo que permite depois iterativamente atingir a geometria pretendida, sendo que o valor considerado para pré-dimensionamento foi de 200 metros. A consideração deste comprimento do cabo, do desnível entre apoios de 46 metros e de um carregamento uniforme de 42.75 kN/m (consideração para ELU, ou seja com factores multiplicativos de 1,35 e de 1,5 para cargas permanentes e sobrecarga, respectivamente e com a consideração de peso próprio e sobrecarga de 15 kN/m, sendo que a proveniência destes valores será abordada adiante em ponto adequado) corresponde, de acordo com a teoria descrita no capítulo 4, a uma força de tracção máxima no cabo de 16670 kN. Recorrendo ao cabo do tipo Locked Coil Strand e pela tabela de dimensionamento da Bridon presente em Anexo B, optou-se por considerar um cabo do tipo LC 175 de diâmetro 175 mm e força de dimensionamento de 17758 kN, salvaguardando o facto de que poder-se-ia recorrer ao cabo LC 170, pois a força de dimensionamento deste é de 16727 kN, optando-se no entanto por introduzir mais área no cabo, pois irá permitir um melhor controlo da deformação.

5.3.3.2 Menor vão

Este conjunto de cabos apresenta-se mais simples no seu dimensionamento pelo seu vão ser bastante menor, havendo no entanto neste ponto a particularidade de o cabo ter um comprimento no lado interior da ponte e outro no lado exterior da ponte, 85 e 87 metros respectivamente. Devido ao facto de uma das opções inicialmente estabelecidas ser de os cabos serem de igual diâmetro aos cabos de maior vão, resta fazer a verificação se para o comprimento estabelecido inicialmente para o cabo, se este resiste ao esforço, salienta-se neste ponto que a opção por consideração do mesmo cabo, além da componente estética, deve-se à necessidade de controlo de deformação necessário pela existência de forças horizontais transmitidas aos cabos pela horizontalidade dos pendurais, facto que se deve à existência da curva.

A fixação do comprimento inicial e final de cada um dos cabos teve como premissa a tentativa de garantir uma geometria semelhante, como tal optou-se por considerar um par de geometria cuja extensão relativa ao comprimento da corda fosse semelhante para os dois cabos.

A situação considerada inicialmente para este modelo foi um cabo recto, ou seja com uma extensão nula. Esta situação aliada ao desnível entre apoios ser de 58.05 metros origina que para o vão de 87 metros e considerando aplicado o carregamento de 42.75 kN/m (tal como referenciado para o cabo de maior vão) origina uma força de 1516 kN, sendo este valor garantidamente exagerado em relação ao que irá estar presente na estrutura. Como o intuito é de apenas verificar a possibilidade de utilização do cabo LC 175 (cabo proveniente no pré-dimensionamento do ponto anterior), sendo que se constata que o cabo passa a verificação, pois o cabo referido tem uma força de cálculo de 17758 kN.

5.4 MODELAÇÃO

A complexidade introduzida na análise estrutural pela não linearidade geométrica obriga a uma adaptação dos processos de modelação e cálculo estrutural. Além da necessidade de repensar e inovar nas metodologias usadas, existe a necessidade crucial de efectuar uma análise crítica das soluções e dos resultados com o intuito de averiguar e validar o modelo e os seus resultados. Esta análise crítica tem por base a teoria exposta anteriormente, havendo também uma consciência que a credibilidade e confiança nos programas de análise estrutural têm de ser demarcadas.

5.4.1 MÉTODO DE CÁLCULO

Em concordância com o já referido, a execução do modelo final de cálculo é um processo delicado e iterativo, como tal torna-se um processo moroso e que requer uma atenção especial na introdução dos dados e interpretação dos resultados.

Nos pontos anteriores referiram-se as considerações efectuadas para pré-dimensionamento e como tal é possível executar o modelo inicial. Após a execução deste, inicia-se o processo mais complexo que envolve o ajuste do comprimento do cabo e o posterior ajuste dos pendurais. Em relação ao primeiro ajuste e aquele mais significativo para a estética e estabilidade da ponte e também para os esforços que irão estar presentes na estrutura, nomeadamente nos cabos, pois a variação da tensão no cabo está dependente da geometria que o mesmo assuma.

Numa situação corrente de uma ponte suspensa é habitual iniciar-se com a geometria final pretendida e fazer o seu acerto, após aplicação das cargas, até à situação desejada com o recurso a um pré-esforço que é usualmente determinado através de um processo iterativo de aplicação de temperatura, sendo que o acerto é feito para o ponto central do vão, visto ser o ponto do eixo de simetria. Este processo não é único que pode ser utilizado, sendo no entanto o mais eficaz e que induz menos erros, pois o deslocamento do cabo será muito reduzido para os pesos próprios fazendo assim com que não exista uma alteração geométrica dos pendurais. Contudo e tal como já referido diversas vezes, a ponte em estudo apresenta-se como um caso distinto, facto que se deve aos seguintes factores:

- inexistência de simetria da ponte;
- cabo principal com geometria a 3D em vez de 2D;
- presença da curva no cabo secundário, que faz com que os esforços sejam muito distintos nos cabos e com grande componente horizontal.

Estes factores levam ao recurso a outra metodologia, que consiste na introdução do cabo com a geometria inicial e posteriormente efectuar o acerto dos pendurais com a aplicação de uma extensão, sendo que nesta situação o acerto dos pendurais será de grandes dimensões por efectuar toda a compensação dos deslocamentos do cabo. Esta metodologia implica um acerto do comprimento do cabo, ou seja a execução de variadas iterações com alteração do comprimento do cabo, ou seja da geometria da catenária. Estes factores poderão fazer questionar a opção escolhida, pois o processo demonstra-se mais complexo e demorado que o anterior. No entanto, a introdução da catenária com a geometria final e posterior correcção da mesma introduzia grandes alterações de geometria e incorrecções na geometria dos pendurais pela existência de grandes deslocamentos longitudinais. É possível recorrer à introdução de uma carga térmica com o intuito de efectuar ligeiros acertos na catenária após escolhido o valor de introdução do comprimento da catenária.

O processo iterativo de obtenção da geometria adequada inicia-se com a definição inicial da geometria, tendo por base as coordenadas dos extremos, ou seja o conhecimento dos diversos comprimentos de vão e desníveis de apoios, bem como pelo conhecimento da geometria do tabuleiro, onde se inclui a sua largura, a distância entre pendurais, o raio da curva interior e exterior e as dimensões da mesma. Com base nestes dados e nos dados fornecidos pelo pré-dimensionamento, nomeadamente os comprimentos de cabos escolhidos para a primeira iteração. Com o conhecimento destes dados, efectua-se o primeiro modelo que será utilizado num primeiro processo iterativo para selecção dos perfis no tabuleiro, sendo no entanto de referir que este processo iterativo é realizado sem a introdução da laje, aplicando no entanto o seu carregamento correspondente, circunstância que se deve a uma optimização do modelo em termos de tempo de cálculo, pois a introdução da laje faz com que o modelo se torne mais complexo e como tal demore mais tempo na execução dos cálculos.

Findo o primeiro processo iterativo, e visto já estarem escolhidos os perfis metálicos a utilizar, é possível passar para a processo iterativo de ajuste do comprimento dos cabos principais. Este processo é demorado, pois o número de iterações acaba por ser dependente da capacidade de aproximar o cabo de todas as condições requeridas, sendo que as mesmas são:

- existência de uma curvatura demarcada na catenária, ou seja o cabo terá de ter um ponto baixo entre os dois apoios;
- por razões estéticas, pretende-se que o ponto baixo do cabo não desça muito abaixo dos 2 metros por forma a não ter uma preponderância na visibilidade na zona inicial da ponte;
- controlo dos deslocamentos verticais do tabuleiro;
- controlo dos deslocamentos horizontais do cabo, nomeadamente no cabo de maior vão em que a ausência de tensão faz com que o cabo tenha deslocamentos horizontais muito grandes.

Após o ensaio iterativo de diversos comprimentos de cabo define-se o valor do mesmo, havendo no entanto um ajuste final com o recurso a uma carga térmica, simulando um encurtamento do cabo. Finalizada a selecção do comprimento do cabo a usar, será necessário fazer o ajuste do tabuleiro. Este ajuste é efectuado com acerto do comprimento dos pendurais. O comprimento dos mesmos é acertado com o intuito de só com a aplicação do peso próprio a estrutura se encontrar com a geometria pretendida, ou seja que os deslocamentos existentes na zona plana do tabuleiro sejam muito reduzidos. O ajuste do comprimento dos pendurais que poderá ser efectuado por duas metodologias distintas:

- aplicação de temperatura no pendural provocando a alteração do comprimento do mesmo;
- aplicação de extensão no pendural alterando o comprimento do pendural.

Este processo que aparenta ser simples e rápido numa primeira impressão, mas torna-se num processo demorado, pois a alteração da extensão nos pendurais reflecte-se em toda a estrutura, sendo assim um processo iterativo com bastantes iterações.

Findo o processo de determinação da geometria, é possível executar a análise e obter os diversos valores dos esforços e deslocamentos, possibilitando a execução do passo que se segue, que se prende com o dimensionamento dos elementos e verificar a necessidade de alterar a secção de alguns elementos e como tal o peso próprio dos mesmos, sendo que em caso de haver esta necessidade o modelo terá de retornar ao início ou por ventura a um ponto intermédio, por exemplo em caso de a alteração da secção do cabo não será necessário ir ao início, mas sim ao ponto onde se faz o estudo do comprimento do cabo. Concluído o dimensionamento da estrutura, o processo não está concluído, pois é necessário efectuar todas as verificações em termos de tensões nos elementos ou deslocamentos dos pontos de acordo com o Eurocódigo 3, adiante designado com EC3. Em relação a este ponto, ele também poderá provocar a mudança de geometria o que, tal como referido para a situação do dimensionamento, poderá obrigar ao retorno ao início do processo.

Findo este processo, a estrutura está dimensionada e verificada em termos estáticos. No entanto será necessário efectuar o cálculo dinâmico para obtenção das frequências de vibração da ponte, pois se estas não estiverem dentro de limites aceitáveis, será necessário efectuar alterações ao modelo

5.4.2 AJUSTE DO COMPRIMENTO DO CABO

Com referido em pontos anteriores, um dos aspectos mais relevantes do dimensionamento de uma ponte suspensa, ou qualquer estrutura com cabos é a determinação do comprimento dos cabos, sendo que neste caso a situação é mais delicada pela existência de três comprimentos de cabos distintos, que têm de ser ajustados.

Em relação ao par de cabos de maior vão, este foi o comprimento mais difícil de ajustar, pois, tal como descrito previamente, o processo implica a introdução de uma geometria completamente diferente para cada ajuste do comprimento do cabo. Ao contrário do método usualmente utilizado no acerto do comprimento do cabo, que normalmente consiste num acerto da relação ideal sag/l (valor que deve estar entre $1/8$ e $1/11$ de acordo com *Gimsing*, 1997), do esforço do cabo e em algumas situações delimitações construtivas que se devem à diferença de altura do pilar, visto esta condição poder obrigar a uma limitação do sag . Contudo, para este caso, o ajuste não é feito pelo mesmo método e os diversos critérios são bastante considerados induzem comportamentos diferentes. Há, contudo, de salientar que alguns deles são de carácter estético e a sua existência deve-se a garantir as linhas gerais que forma consideradas na inicial da ponte, nomeadamente no aspecto visual desejado para a ponte ou por serem relevantes na melhoria do desempenho da mesma aquando a sua utilização, sendo que os critérios são:

- existência de um ponto baixo antes do apoio, garantindo a existência uma curvatura perceptível ao olhar;
- controlo da altura do ponto baixo do cabo por forma que este não distanciar menos de 2 metros da cota superior do tabuleiro;
- controlo dos valores da deformação vertical do cabo e do tabuleiro;
- controlo da deformação lateral do cabo devido às forças laterais induzidas pelos pendurais;
- tensão no cabo em ELU

É importante explicar cada um destes critérios em pormenor, pois a sua influência no valor do comprimento do cabo sendo por isso necessário atingir um valor que assegure uma optimização da estrutura.

Em relação aos dois primeiros pontos, a sua explicação é comum embora a sua contribuição seja divergente. Na idealização da ponte, a catenária de maior vão, esta foi idealizada como uma curva pronunciada de forma a poder apreciar-se a geometria da estrutura, facto que introduz um carácter de diferente nas pontes suspensas, para tal ocorrer é preciso que a catenária tenha um ponto baixo antes do apoio inferior, garantindo assim que esta percepção estética seja plenamente conseguida. Contudo, este ponto obriga a efectuar um controlo adicional, o ponto dois, que consiste em fazer um controlo da cota desse ponto baixo, com o intuito de não perturbar a visibilidade dos peões enquanto fazem a travessia da ponte. Para esta limitação considerou-se estabelecer um valor pretendido de 2 metros acima do tabuleiro, fazendo assim com que a visibilidade não seja cortada até à altura de 1,80 metros do tabuleiro. É de referir que este valor é apenas indicativo, não sendo limitativo.

Os restantes pontos focam critérios mais práticos, pois envolvem os deslocamentos verticais e horizontais bem como a tensão no cabo, sendo que o último poderá parecer estranho, pois em caso de o esforço ser excessivo pudesse fazer um aumento do diâmetro do cabo, no entanto salienta-se neste ponto que o cabo em consideração é o *Locked Coil Strand* que apresenta como grande defeito só ser fabricado até 180 mm de diâmetro, ou seja considerando a intenção de haver apenas um cabo, estamos no limite do diâmetro passível de ser utilizado. Como tal, é necessário fazer um controlo da tensão. Em relação aos dois deslocamentos, o horizontal deve-se ao baixo tensionamento do cabo que permite que devido às forças horizontais criadas pelos pendurais que o cabo abra lateralmente a sua geometria, sendo que esta situação é controlada através do aumento da tensão no cabo. Situação semelhante ocorre para os deslocamentos verticais que são directamente ligados à geometria do cabo e sua tensão, sendo necessário controlar os mesmos, nomeadamente pelos controlos de deformação da estrutura.

Em relação ao conjunto de cabos de menor vão, a limitação destes deve-se em especial à deformação do cabo e à respectiva deformação do tabuleiro, pois nesta zona o controlo de deformações é muito dificultado pela existência de uma zona sem pendurais e pela influência da curva nos mesmos, nomeadamente pelas forças horizontais transmitidas pelos pendurais aos cabos. Aliada à deformação temos também a limitação da tensão no cabo pelos motivos já referenciados anteriormente e também o factor estético, pois a curva e os pendurais da zona de curva acabam por ter influência na estética da ponte.

5.4.3 AJUSTE DO COMPRIMENTO DOS PENDURAIS

O título ajuste do comprimento dos pendurais, embora seja o título que descreve a acção praticada na estrutura, não elucida convenientemente o que a tarefa pretende efectuar, visto este ajuste ter a intenção de ajustar o tabuleiro para a geometria pretendida. Explicando-se o fenómeno que ocorre para melhor percepção do mesmo, no momento em que se aplicam todo o peso próprio da estrutura sobre o cabo este tem uma deformada, que gera de igual forma uma deformada no tabuleiro. Contudo, a deformada do cabo possa, em algumas situações, de acordo com o método utilizado, ser corrigida, existe sempre uma deformação que subsiste no tabuleiro. De forma a fazer o tabuleiro ir para a posição pretendida e ter assim a geometria correcta, faz-se um ajuste iterativo dos pendurais alterando iterativamente o seu comprimento. Esta alteração do comprimento não é mais do que a correcção entre o comprimento do pendural em modelo e o comprimento do pendural a ser usado na construção, pois em modelo o pendural terá o comprimento condicionado pela geometria do cabo e não o seu comprimento real. A indução do comprimento correcto para o pendural pode ser introduzida por dois métodos presentes nos diversos programas de cálculo, ou seja, por extensão ou por temperatura, sendo no entanto de referir que o método utilizado foi a introdução de uma extensão relativa no pendural,

Num primeiro olhar questiona-se o porquê de o processo ser iterativo, no entanto tal facto deve-se a que o ajuste de um pendural irá alterar toda a transmissão de esforços no tabuleiro e do tabuleiro para o cabo, sendo como tal necessário registar um número elevado de iterações para atingir a situação ideal. A questão da limitação destes valores, ou seja de qual será o deslocamento aceitável e a partir do qual se poderá parar o processo iterativo? Uma primeira consideração é que o processo ficará concluído caso se estabilizem os valores, ou seja caso o programa já não permita por influência do número de casas decimais que o programa permite na introdução dos dados. Caso esta situação não ocorra e pois num projecto desta envergadura a execução de mais uma iteração ou menos uma é irrelevante optou-se por a diferença entre a geometria inicial do tabuleiro e a final, ou seja a geometria após aplicação dos pesos próprios no modelo, não seja superior a 2 cm.

5.4.4 REALIZAÇÃO E ANÁLISE DO MODELO NUM PROGRAMA DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Concluída a explanação das bases de construção do modelo, resta agora passar para a execução do mesmo, facto que, pela utilização de cabos como elemento estrutural obriga à utilização de um programa de análise com capacidades específicas, nomeadamente na necessidade de ter capacidades de análise não-linear em três dimensões. Em termos práticos as análises requeridas para o modelo em causa consistem na análise não linear com efeitos P- Δ para efeitos estáticos e a análise modal com consideração das forças estáticas provenientes da análise não linear com efeitos P- Δ .

A concepção inicial do projecto previa a utilização de uma ferramenta mais poderosa que os programas, ditos, comerciais, nomeadamente o software Solvia, facto que se devia ao seu recurso

durante a execução de outros modelos prévios para a mesma ponte. Contudo a opção acabou por recair sobre dois dos softwares comerciais, nomeadamente no Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 v23.0.2.3128 e no SAP 2000 Advanced v12.0.0, programas que conseguem aliar às funcionalidades requeridas para este processo um ambiente gráfico intuitivo e fácil de utilizar, sendo que as últimas vantagens referidas mostraram-se como preponderantes na tomada desta decisão, sendo no entanto de referir que o programa usado primordialmente foi o Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, sendo que o SAP 2000 Advanced v12.0.0 foi utilizado com o intuito de comparar resultados validando assim o modelo e os seus resultados.

Após a selecção do programa a utilizar, um dos primeiros pontos a considerar na modelação da estrutura consiste na selecção do elemento a considerar. Esta modelação pode ser efectuada com recurso a três hipóteses:

- A – elemento de cabo existente em ambos os programas;
- B – aproximar os cabos a barras bi-articuladas, impedindo a transmissão de momentos flectores entre elementos;
- C – aproximar os cabos a segmentos de barras contínuos, permitindo a transmissão de momentos flectores entre elementos.

A hipótese A considera-se à partida como a ideal par a execução do modelo. No entanto, verificaram-se algumas dificuldades na convergência da análise não linear da estrutura, optando assim por descartar esta opção.

A hipótese B foi também ensaiada inicialmente, considerando a introdução de rótulas nos pendurais, tendo-se no entanto verificado problemas idênticos de não convergência da análise não linear como na hipótese A.

Em relação à opção C, esta apresentou-se como a mais viável e fácil de executar, tendo no entanto de se iniciar um processo com a verificação do funcionamento adequado dos elementos. Esta verificação apresenta-se descrita adiante no ponto da validação do modelo, onde se conclui que o funcionamento dos elementos de barra com a consideração de inércia entre 10% a 70 % a inércia da secção correspondente assume o comportamento esperado, podendo assim ser aplicado na realização do modelo.

Para a execução do modelo foram consideradas algumas aproximações à estrutura, salientando-se a consideração de um apoio nas direcções u_x , u_y e u_z , ao invés da consideração do pilar. Esta consideração induz um erro, no entanto a consideração de um pilar inclinado e dos cabos de atirantamento necessários para a fixação horizontal do mesmo iriam aumentar consideravelmente a dificuldade de execução do modelo, sendo ainda de referir que os erros desta aproximação devem-se aos deslocamentos existentes no pilar, ou seja efectuando um estudo aprofundado do mesmo poderão ser atenuados os efeitos do mesmo.

Outro dos pontos a focar sobre a definição da estrutura corresponde aos elementos de apoio considerados, sendo que os apoios do tabuleiro foram simulados pela colocação de apoios triplo (u_x , u_y , u_z) na extremidade da ponte do lado de Gaia (zona em curva) e de colocar apoios com grau de liberdade longitudinal no extremo oposto. Em relação aos apoios dos elementos de cabo foram todos efectuados com a utilização do apoio triplo (u_x , u_y , u_z)

Devido à geometria complexa da ponte, nomeadamente a catenária e o tabuleiro em curva, optou-se pela execução de folhas de cálculo de Excel que permitiram o cálculo das coordenadas dos diferentes

pontos, tendo sido também utilizado este método para a execução da matriz de barras, ou seja a matriz que define as ligações entre nós.

O último ponto a referir consiste na redução da inércia para os elementos de barra considerados para a definição dos cabos, tendo-se optado pelo valor inferior presente na bibliografia analisada, ou seja 10% a inércia da secção correspondente, sendo de referir que o valor considerado para o módulo de Young para os elementos de cabo foi de 165 GPa em concordância com o EC3 e com o catálogo da empresa produtora.

Expostas as considerações sobre a execução do modelo resta apresentar imagens do mesmo para uma melhor percepção.

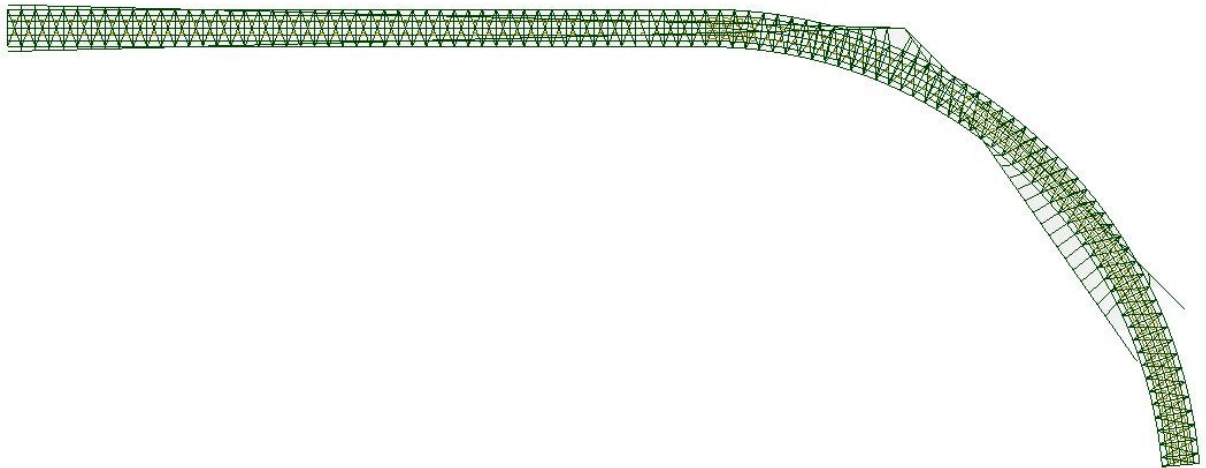


Figura 5.4 – Visualização do modelo – Planta

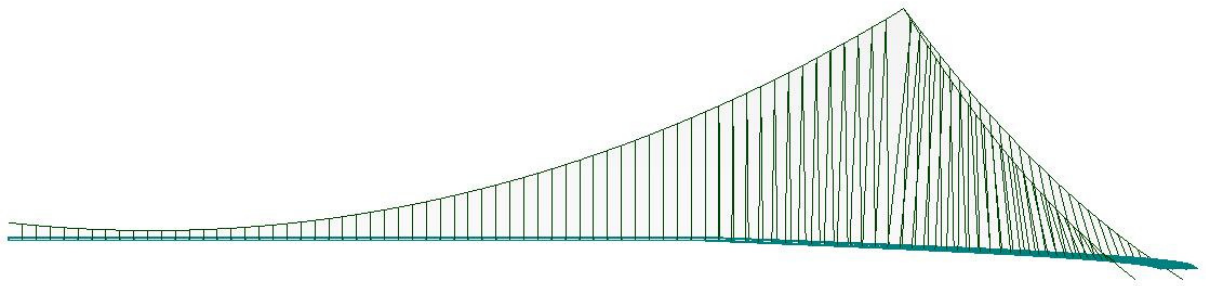


Figura 5.5 – Visualização do modelo – Alçado Este



Figura 5.6 – Visualização do modelo – Alçado Norte

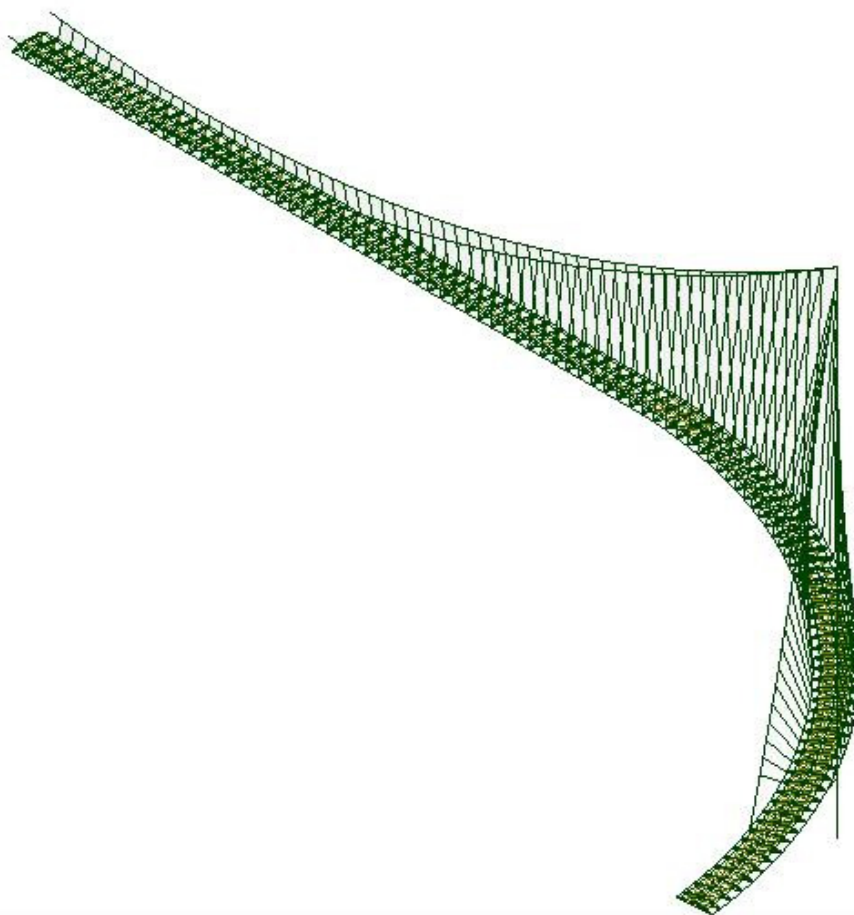


Figura 5.7 – Visualização do modelo – 3D com origem na direcção Nordeste

5.4.5 VALIDAÇÃO DO MODELO

A validação do modelo de análise estrutural poderá, numa primeira impressão, parecer como um passo insignificante e sem interesse. Tal facto acaba por ser verdade se o modelo for correctamente validado e desta forma se puder concluir que os resultados são válidos. Esta validação consiste, usualmente, na verificação se os resultados fornecidos pelo modelo são os resultados teóricos esperados para a estrutura em causa.

Num modelo com esta complexidade, em que o cálculo é demasiado complexo e demorado para ser efectuado sem recurso aos programas de análise estrutural torna-se necessário efectuar outro tipo de verificação e a mais comum será a verificação com recurso a outro programa de análise estrutural, ou seja efectuar o modelo num software distinto com as mesmas capacidades e que permite afirmar se os resultados estão plausíveis, ou seja se os resultados do cálculo de ambos os softwares são semelhantes.

Neste caso particular a validação do modelo foi feita de duas formas distintas, pois previamente à realização do modelo verificou-se o correcto funcionamento dos elementos de cabo e de barras no software Autodesk Robot Structural Analysis Professional, verificando assim a sua aplicabilidade ou não para a execução do modelo em causa. Além desta verificação, recorreu-se ao software SAP 200 v12.0.0 Advanced onde se efectuou um modelo idêntico, permitindo assim a comparação dos resultados obtidos pelos dois softwares.

Contudo a primeira verificação a efectuar em relação ao modelo consiste em verificar se o somatório das forças aplicadas é igual ao somatório das reacções. Considerando que o somatório das reacções verticais, única direcção com acção externa, é de 22514 kN e que o comprimento do tabuleiro é de 300 metros obtêm-se um valor de 75 kN/m de carregamento, sendo que este valor é inferior aos 85 kN considerados no pré-dimensionamento, no entanto é perfeitamente aceitável esta diferença, pois o valor calculado para o pré-dimensionado foi calculado com bastante margem de segurança.

5.4.5.1 Validação do elemento de cabo e de barra para a sua utilização no modelo

Esta validação tem o intuito, tal como já referido, de verificar a possibilidade de utilização dos elementos de cabo e barra presentes no software de análise estrutural utilizado para a correcta execução do modelo. Esta verificação foi feita com recurso a execução de três modelos distintos e a sua comparação dos resultados entre os três modelos e com o modelo teórico da mesma situação. A situação a estudar consiste num cabo entre dois apoios com as seguintes características:

- distância entre apoios de 100 metros
- desnível entre apoios nulo
- área do cabo é de 10 cm²;
- módulo de elasticidade de 200 GPa;
- flecha de 6,191 m.

Em relação ao carregamento a considerar, este é numa fase inicial de 10 kN/m (para a flecha de 6,191 m) e posteriormente um incremento de 20 kN/m, sendo que esta variação do carregamento pretende permitir a constatação de que um incremento de carga não resultará num aumento linear da flecha e da força horizontal.

Os três modelos considerados pretendem garantir, sem dúvida possível, a possibilidade de utilização do robot nesta análise e como tal consideram todos os modelos possíveis de simulação do cabo. O primeiro modelo e o mais simples consiste num único elemento do cabo ao qual é aplicado o carregamento, permitindo assim saber se o elemento de cabo do software funciona como suposto. O segundo modelo consiste numa sucessão de elementos de cabo, nomeadamente de 100 elementos, garantindo assim a possibilidade de ser utilizado na execução do modelo, pois a existência dos pendurais obriga a existir mais do que um elemento de cabo. O terceiro modelo consiste na verificação da possibilidade de usar elementos de barra considerando uma inércia de baixo valor (foram verificadas situações com inércia de 10 a 70 % da inércia da secção circular, sendo que os valores do deslocamento não variaram e os da tensão horizontal variaram 0,1 kN).

A comparação efectuada baseou-se nos resultados da flecha a meio vão e da tensão horizontal (valor constante na estrutura e dependente apenas da geometria). Os resultados obtidos estão expressos na tabela que se segue.

Tabela 5.1 – Síntese dos valores da $T_{horizontal}$ e flecha para validação do modelo realizado.

	10 kN /m				10 kN /m + 20 kN/m			
	Teórico	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Teórico	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Flecha [m]	-6.191	-6.166	-6.191	-6.191	-8.99	-8.892	-8.969	-8.969
$T_{horizontal}$ [kN]	-2019.06	-2027.40	-2009.08	-2009.14	-4169.67	-4217.16	-4139.65	-4138.75

Na Tabela 5.1 verifica-se que os valores obtidos pelos diversos modelos efectuados no programa de cálculo estrutural e os valores teóricos para a catenária, embora algo distintos, apresentam-se muito semelhantes, o que permite concluir que é possível fazer recurso à utilização dos três modelos, ou seja elemento único de cabo, diversos elementos de cabo contínuos e elementos de barra com inércia até 70% da inércia da secção, para a modelação de estruturas com elementos de cabo no programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

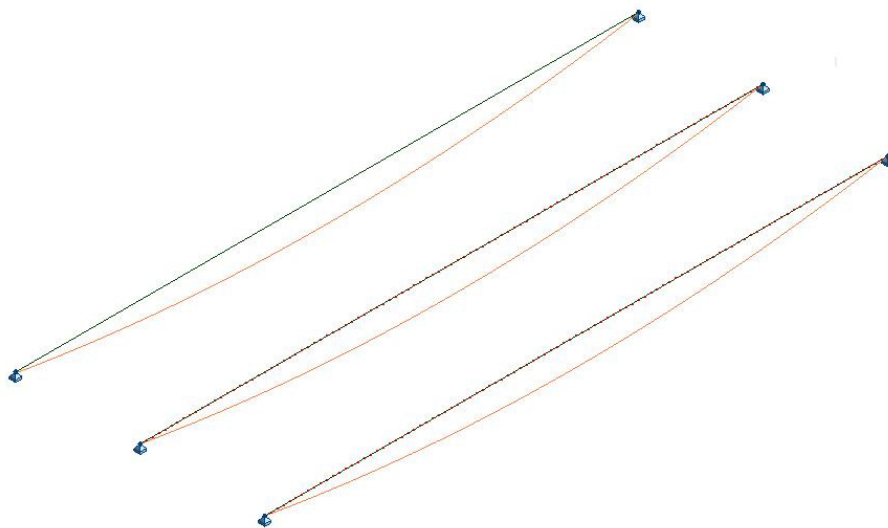


Figura 5.8 – Figura ilustrativa dos três modelos considerados para comparação entre os três tipos de elementos e a sua deformada – vista 3D



Figura 5.9 – Figura ilustrativa dos três modelos considerados para comparação entre os três tipos de elementos e a sua deformada – alçado

5.4.5.2 Validação do modelo por comparação com os resultados do SAP 2000

O outro método considerado para a validação do modelo consistiu na comparação dos resultados do modelo realizado em SAP 2000 com os do modelo realizado no Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

É facilmente perceptível que esta comparação é acompanhada por um coeficiente de incerteza, pois a possibilidade de os dois modelos estarem incorrectos levará a uma aceitação desses resultados, no entanto é apenas mais um dos elementos de validação do modelo e dos seus resultados.

A comparação dos resultados entre os dois modelos foi efectuada para a combinação permanente de acções, abordada em ponto oportuno adiante, tanto para os resultados do esforço axial da análise estática como para resultados das frequências modais provenientes da análise dinâmica.

Para os resultados da análise estática constatou-se uma tensão máxima no cabo de -4276,53 kN para o programa da Autodesk contra uma tensão máxima de -4103,34 kN, ou seja verifica-se uma diferença de aproximadamente 4% o que é um valor perfeitamente compreensível.

Em relação aos resultados das frequências na análise dinâmica a variação média para os primeiros 25 modos de vibração foi inferior a 6 %, nunca tendo superado os 10 %. É de referir que a metodologia aplicada no cálculo destas frequências implica desde logo uma discrepância para os valores reais que será explicada adiante, sendo assim perfeitamente compreensível a discrepância entre os resultados dos dois programas de análise estrutural.

5.5 ANÁLISE ESTÁTICA

5.5.1 SOLICITAÇÕES

Este projecto apresenta-se com o principal objectivo de definir uma geometria para os cabos principais, não concentrando a sua análise no tabuleiro. Como tal as acções consideradas cingiram-se apenas as cargas permanentes da estrutura, sobre cargas de utilização e a variação da temperatura, sendo todas elas determinadas com base no Eurocódigo 1, adiante designado EC1. A consideração destas solicitações com recurso ao EC1, norma europeia, e como tal o não recurso ao Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, adiante designado por RSA, deve-se principalmente ao facto de o EC1 já estar em aplicação em alguns países europeus, bem como a expectativa da sua aplicação à totalidade dos países num futuro próximo, bem como o facto de na sobrecarga de utilização o EC1 ser substancialmente mais prejudiciais para a estrutura com uma sobrecarga de 5 kN/m² em detrimento dos 4 kN/m² considerados pelo RSA.

Salienta-se o facto de não terem sido consideradas as solicitações do vento, visto estas introduzirem uma complexidade acrescida à estrutura e ser necessária uma definição exacta do tabuleiro para conhecer o seu comportamento, facto que sai do âmbito deste projecto.

5.5.1.1 Cargas permanentes

As solicitações permanentes incorporam todas as solicitações relativas ao peso próprio de todos os elementos existentes na estrutura. Tal como perceptível pelo já descrito anteriormente a modelação da ponte foi um processo iterativo algo complexo que implicou uma continua alteração da geometria e secções, fazendo com que os valores considerados inicialmente fossem alterados ao longo do processo, exceptuando, tal como perceptível, o peso próprio da laje, visto esta estar considerada desde início.

No ponto onde se efectuou o pré-dimensionamento fez-se referência a que adiante iriam ser explicados os valores que foram tidos em conta para a efectivação dos referidos cálculo, sendo que o primeiro conjunto de elementos que iremos abordar o seu peso próprio é o conjunto do tabuleiro, sendo que este é composto pela laje de betão armado de 12 cm de espessura e que tem uma largura de 5,5 m o que origina uma carga linear de 8.25 kN/m para cada cabo de suspensão, visto a estrutura ter sempre um par de cabos a actuar em conjunto. Esta laje assenta sobre um conjunto de vigas cuja geometria foi explicada anteriormente e que é composta por perfis HEA 220 e HEA 160. O carregamento proveniente destes elementos é de 8.16 kN/m, sendo que a obtenção deste valor tem por base a soma dos comprimentos de cada tipo de perfil na área de influência de cada um dos pares de pendurais, ou

seja por cada 3 m e a sua divisão pelos 3 m em causa para obtenção do carregamento linear correspondente.

Definida a solitação permanente resta fazer a consideração do carregamento dos elementos de suspensão, sendo que o valor do cabo admitido foi de cerca 2 kN/m, sendo para um diâmetro de 175 mm o peso próprio linear anda na ordem do 1,9 kN/m, como tal o valor apenas se prende com um aumento ligeiro por arredondamento por excesso.

A consideração do peso dos pendurais é um processo mais delicado, sendo que isto se deve ao facto de o comprimento dos pendurais ser muito variado e como tal, em concordância existir uma variação do seu peso, como tal considerou-se que o peso linear é de 5% o peso considerado para o cabo sendo assim um valor de 0,1 kN/m

5.5.1.2 Sobrecargas de utilização

Em concordância com o já referido aquando da descrição do pré-dimensionamento, optou-se por recorrer ao Eurocódigo 1, adiante designado EC1, mais precisamente na parte destinada ao dimensionamento de ponte, como tal a parte 2 da referida norma, em detrimento da utilização do RSA. Esta consideração da utilização do EC1 deve-se a este ser já utilizado em alguns países europeus e da expectativa da sua utilização de forma generalizada num futuro próximo, nomeadamente em Portugal.

A norma referida apresenta a consideração de um modelo sobrecarga vertical para pontes, nomeadamente para pontes pedonais, que designa como “*crowd loading*”, correspondendo ao carregamento originado pelo atravessamento da ponte por uma multidão. O valor definido por esta norma para esta sobrecarga de multidão varia de 2,5 kN/m² a 5 kN/m² em função da largura do tabuleiro, frisando-se que o valor considerado mediante a largura do tabuleiro foi de 5 kN/m² garantindo assim um melhor comportamento da estrutura em situações de existência de multidão no tabuleiro.

Esta norma apresenta ainda uma carga concentrada Q_{fwk} de valor 10 kN e que deverá ser aplicada numa área quadrada de lado 0,10 m. Este carregamento foi desprezado mediante a consideração que a laje de betão é capaz de fazer a degradação e suporte desta carga.

É ainda referida a necessidade de consideração do carregamento provocado por um veículo de emergência ou de serviço na ponte, havendo no entanto a possibilidade de não consideração do referido carregamento em situações em a ponte esteja salvaguardada pelo impedimento de entrada dos veículos referido, situação que ocorre neste caso particular, pois embora o tabuleiro tenha 5,5 m de largura, no lado do Porto é impossível existir a entrada ou saída de uma viatura.

Há ainda a referir a consideração de sobrecarga devida às guardas da ponte, sendo que o valor mínimo aconselhado é de 1 kN/m, valor considerado na inexistência de documentação apropriada, ou seja do anexo nacional que estabeleça com exactidão o referido valor.

Em relação às acções horizontais, este documento estabelece a consideração de uma carga uniformemente distribuída ao longo do tabuleiro, cujo valor é fixado como 10% da sobrecarga de utilização vertical ou 60 do peso do veículo de serviço referido anteriormente, visto não se considerar este veículo a força horizontal a aplicar é de 2,75 kN/m.

De referir ainda que o EC0 no seu Anexo A2 fixa os factores a serem utilizados para as sobrecargas de utilização em pontes suspensas como:

- $\Psi_0 = 0,40$;
- $\Psi_1 = 0,40$;
- $\Psi_2 = 0$.

5.5.1.3 Variação uniforme da temperatura

Em relação às variações térmicas induzidas na ponte, o EC1 têm uma parte específica para estas acções, a Parte 1.5 que fixa todos os valores das acções térmicas a utilizar na estrutura.

A norma define dois tipos de acções térmicas a aplicar na estrutura, podendo ser uma variação térmica uniforme em toda a estrutura ou uma variação diferencial entre a superfície superior e inferior do tabuleiro. O último tipo de acção térmica não foi considerada nesta análise, pois o valor a ser considerado é dependente de uma definição exacta do tabuleiro, coisa que não ocorre neste projecto.

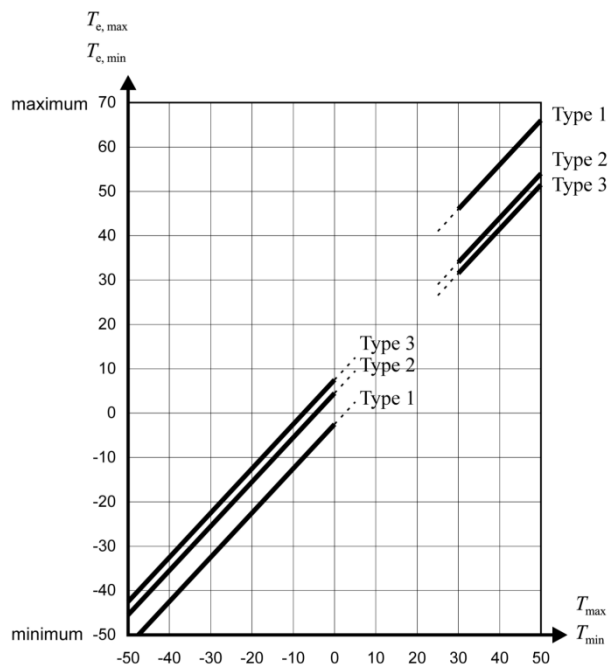
A definição do valor da acção térmica uniforme a ser aplicada à estrutura requer conhecimento prévio da temperatura do ar no local onde irá ser erguida a obra. Para tal recorreu-se aos dados do Instituto de Meteorologia relativos ao período de 1961 a 1990, constatando-se que as temperaturas máxima e mínima do ar na cidade do Porto são de 38° e de -3°, respectivamente.

Conhecida esta informação, é possível seguir com o cálculo da carga térmica a introduzir no modelo, pois a temperatura a ser utilizada no cálculo da carga térmica não é a temperatura obtida, mas é necessário efectuar a sua conversão com recurso ao gráfico existente no EC1 Parte 1.5 (FIGURA). Esta conversão da temperatura implica a classificação do tabuleiro numa classe, sendo que considerou-se como uma estrutura mista, ou seja com a classificação de tipo 2. Com base no gráfico e na classificação do tipo do tabuleiro considerada para a estrutura converteu-se os valores da temperatura máxima e mínima obtendo o valor de $T_{e,max} = 42^\circ$ e $T_{e,min} = 0^\circ$.

Por fim para obtenção do valor da temperatura a ser aplicado na estrutura é preciso entrar em consideração com o valor da temperatura à qual foi erguida a estrutura, tendo esta sido considerada de 20° C o que faz com que a temperatura seja obtida pelas expressões que se seguem:

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -20^\circ \quad (5.7)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 22^\circ \quad (5.8)$$



ráfico para conversão das temperaturas do ar nos valores a aplicar na estrutura

(Eurocódigo 3 Parte 1.5)

Em relação à carga térmica há ainda de referir os valores para os factores a serem utilizados para as acções térmicas em pontes suspensas, considerando que estes são definidos, tal como ocorre para a sobrecarga de utilização pelo EC0 no seu Anexo 2. Os factores definidos são:

- $\Psi_0 = 0,60$;
- $\Psi_1 = 0,60$;
- $\Psi_2 = 0,5$.

5.5.2 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

O EC0, além da fixação dos factores já referidos, define as combinações a usar na análise estática da estrutura. Se para as combinações a considerar para situações de serviço (ELS – Estado Limite de Serviço) o EC0 é aplicado directamente, para as combinações de ELU é necessário recorrer ao Anexo A1 cujo campo de aplicação é as pontes

Contudo, a primeira combinação a ser considerada não é definida pelo EC0 e corresponde à combinação de acções permanentes da estrutura, ou seja é a combinação de acções dos pesos próprios da estrutura e pré-esforço nos cabos principais). Esta combinação não considera as solicitações exteriores e é com base nela que a estrutura é ajustada (ajuste do comprimento do cabo e do comprimento dos pendurais.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P \tag{5.9}$$

5.5.2.1 Combinações de estados limites de serviço (ELS)

As combinações de ELS têm como intuito o estudo da estrutura para as acções a que a estrutura está submetida durante a sua vida útil, ou seja permitem obter valores de deslocamentos e tensão que permitem garantir que a estrutura se mantém em condições sem problemas de maior.

5.5.2.1.1 Combinação característica

Nesta combinação, em adição ao peso próprio da estrutura que assume o valor característico, temos a acção base que assume valor idêntico ao peso próprio e as restantes acções que vêm o seu valor característico minorado com recurso ao factor Ψ_0 . Esta combinação é utilizada para verificação de estados limites irreversíveis.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.10)$$

5.5.2.1.2 Combinação frequente

Esta combinação assemelha-se à descrita previamente, consistindo a diferença na minoração de todas as sobrecargas, sendo a acção base é minorada com base no factor Ψ_1 e as restantes são minoradas pelo factor Ψ_2

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\Psi_{1,1} Q_{k,1}" + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.11)$$

5.5.2.1.3 Combinação quase-frequente

Esta combinação representa o carregamento que está presente na estrutura durante a maior parte da sua vida, sendo assim utilizada para estudo dos efeitos a longo prazo, nomeadamente a sua aparência. Esta combinação é composta pela adição ao peso próprio e pré-esforço as sobrecargas multiplicadas pelo factor Ψ_2 .

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.12)$$

5.5.2.2 Combinações de estado limite último (ELU)

Abordadas as combinações de serviço resta explicar as de estado limite último, sendo estas consideradas com base no Anexo A1 do EC0. Este conjunto subdivide as combinações em duas situações distintas:

- combinações de equilíbrio estático, adiante designadas por EQU;
- combinações de projecto e dimensionamento de membros estruturais, adiante designadas por STR.

5.5.2.2.1 Combinações EQU

A utilização das combinações EQU têm como princípio efectuar a verificação da estrutura por forma a garantir que não ocorre perda de equilíbrio estático em qualquer situação, sendo esta definida pela equação:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.13)$$

sendo $Q_{k,i}$ a acção não permanente base.

Os valores de cálculo para o γ_g são de 1,05 ou 0,95 caso a acção seja favorável ou desfavorável, respectivamente. Em relação ao valor do γ_Q é um pouco mais complicado, pois o seu valor não varia por ele ser favorável ou desfavorável, pois na última situação simplesmente não é considerado, o valor varia sim por se tratar de uma acção provocada pelo tráfego de peões em que o valor a utilizar é de 1,35 ou uma acção de uma origem distinta em que o valor a utilizar é de 1,5.

É de voltar a referir que estas combinações são utilizadas exclusivamente para a confirmação do equilíbrio estático da estrutura, não sendo possível fazer recurso a elas para a análise de tensões e de flechas máximas nem para o dimensionamento estrutural.

5.5.2.2.2 Combinações STR

Por fim as combinações que se tornam mais relevantes para o dimensionamento estrutural, ou seja as equações STR. A equação que a define é idêntica à equação (5.13), ou seja a equação de EQU, no entanto as divergências de valores consistem na mudança dos coeficientes majorativos, γ . A equação é expressa de seguida:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.14)$$

Estes valores são algo distintos dos considerados para as combinações EQU, nomeadamente para o γ_G que é de 1,35 em vez dos 1,05 considerados anteriormente para situações onde o peso próprio é desfavorável e de 1,0 para situações em que o peso próprio é favorável em oposição ao 0,95 considerado nas EQU. Em relação aos valores a considerar para as acções variáveis, estes são dependentes de a acção ser originária de tráfego pedonal, onde o valor a considerar é 1,35, ou se ser de outra origem em que o valor a considerar é de 1,5.

Pode concluir-se que embora a equação seja idêntica e os factores de majoração para acções variáveis também a diferença existente nos factores de majoração do pé próprio efectiva que as combinações STR sejam sempre mais gravosas que as combinações EQU, como tal são os valores originados por estas os considerados para o dimensionamento estrutural.

5.5.2.3 Síntese das combinações

O quadro da página seguinte sintetiza todas as combinações consideradas no cálculo estrutural, sendo de referir que apenas foram consideradas as equações STR pelos motivos referidos no ponto anterior, as equações para estado limite de serviço e a combinação permanente, pelos motivos enunciados aquando a explanação da mesma.

Tabela 5.2 – Tabela síntese das combinações consideradas e os factores de majoração e minoração dos diferentes carregamentos

		Factores Parciais e valores ψ a aplicar a cada acção:						
		G	SC_V	SC_H	$\Delta T_{N,cont}$	$\Delta T_{N,ext}$		
Estados Limite de Serviço (ELS)	Permanente	1) PERM	1.0	-	-	-	-	
	Característica	2) CAR SC T+	1.0	1.0	1.0	-	0.6	
		3) CAR SC T-	1.0	1.0	1.0	0.6	-	
		4) CAR T+	1.0	0.4	0.4	-	1.0	
		5) CAR T-	1.0	0.4	0.4	1.0	-	
	Frequente	6) FREQ SC T+	1.0	0.4	0.4	-	0.5	
		7) FREQ SC T-	1.0	0.4	0.4	0.5	-	
	Quase-Permanente	10) QP T+	1.0	-	-	-	0.5	
		11) QP T-	1.0	-	-	0.5	-	
	Estados Limite Último (ELU)	STR	12) STR SC	1.35	1.35	1.35	-	-
			14) STR SC T+	1.35	1.35	1.35	-	1.5x0.6
15) STR SC T-			1.35	1.35	1.35	1.5x0.6	-	
16) STR T+ SC			1.35	1.35x0.4	1.35x0.4	-	1.5	
17) STR T- SC			1.35	1.35x0.4	1.35x0.4	1.5	-	

G – Pesos próprios

$\Delta T_{N,cont}$ – Variação térmica de contracção

SC_V – Sobrecargas de utilização verticais

$\Delta T_{N,ext}$ – Variação térmica de extensão

SC_H – Sobrecargas de utilização horizontais

5.5.3 RESULTADOS DA ANÁLISE

Terminada a descrição da execução do modelo e das solicitações e combinações das mesmas resta agora dar o passo final e fazer a análise da estrutura obtendo assim os esforços e deslocamentos para cada uma das combinações e com base nesses valores fazer o estudo da ponte. É de referir que, com o intuito de garantir uma melhor compreensão dos dados apenas serão expostas a combinações de solicitações relevantes para ELS e ELU.

5.5.3.1 Combinação 1

Esta combinação é a combinação permanente de acções, ou seja a combinação de todos os pesos próprio da estrutura, sendo que, em concordância com o descrito anteriormente, assume um papel importante, pois é a combinação de cargas que estarão na ponte durante toda a sua existência e aquela para a qual é ajustada a sua geometria e o seu aspecto estético.

É de salientar que, tal como referido anteriormente, o acerto da geometria foi feito com o intuito de garantir um deslocamento muito reduzido (menos de 1 cm) na zona plana, sendo no entanto admissíveis outros deslocamentos para a zona em curva. Nas Figura 5.11 e Figura 5.12.pode ser constatado que o acerto da geometria foi conseguido, pois os deslocamentos apresentam-se muito reduzidos, aproximadamente nulos, na zona plana do tabuleiro.

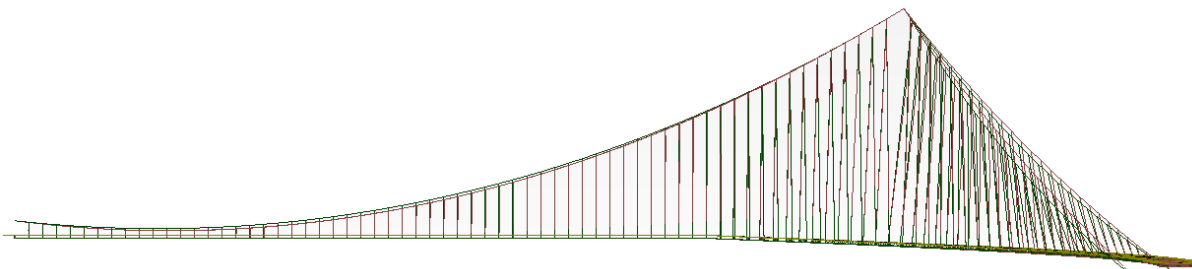


Figura 5.11 – Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação permanente - Alçado

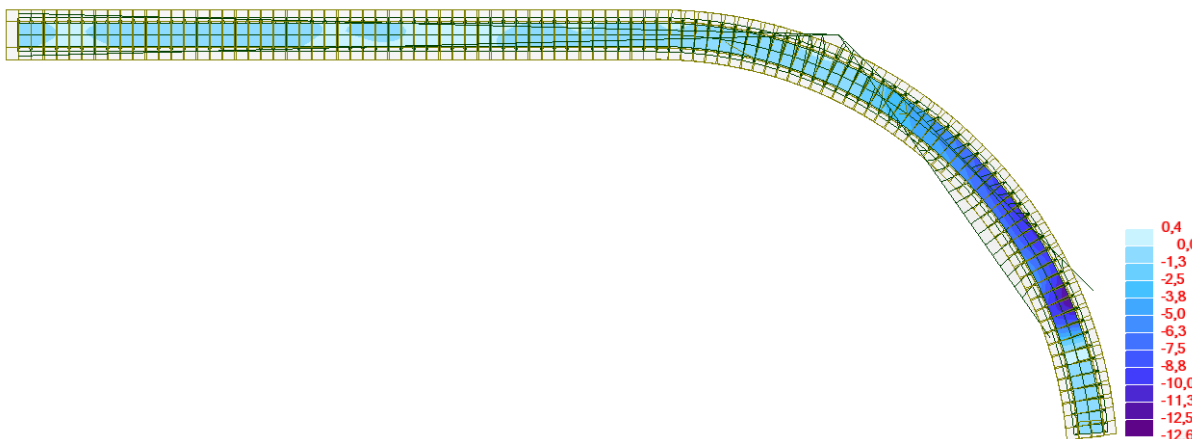


Figura 5.12 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação permanente - Planta

É necessário considerar ainda o esforço axial instalado nos cabos principais e pendurais, sendo que esse pode ser verificado na Figura 5.13. Os valores verificados são de -4276.53 kN nos cabos principais (no tramo antes do pilar) e de -54 kN nos pendurais

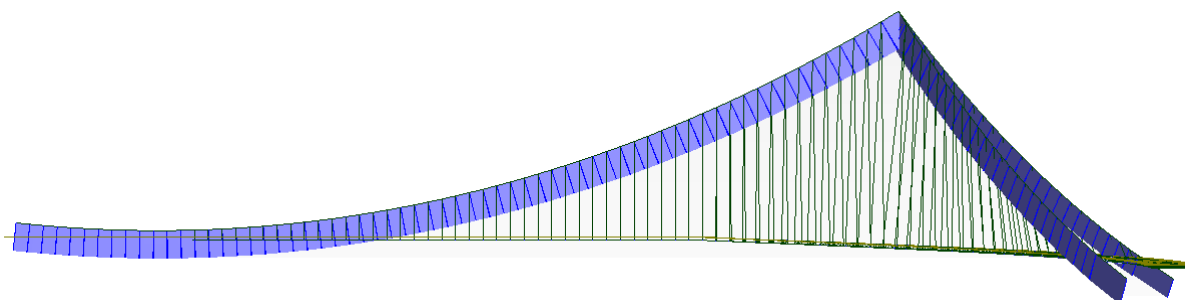


Figura 5.13 – Diagrama de esforços axiais na combinação permanente - Alçado

5.5.3.2 Combinação 2 e 3

As combinações a referenciar neste ponto são as combinações características com consideração da sobrecarga de utilização como acção base e a variação uniforme de temperatura positiva e negativa, combinação 2 e 3 respectivamente, como acção secundária. A importância destas combinações pende-

se com o facto de serem as combinações de serviço com maior esforço axial, combinação3, e com mais deslocamento vertical do tabuleiro, combinação 2.

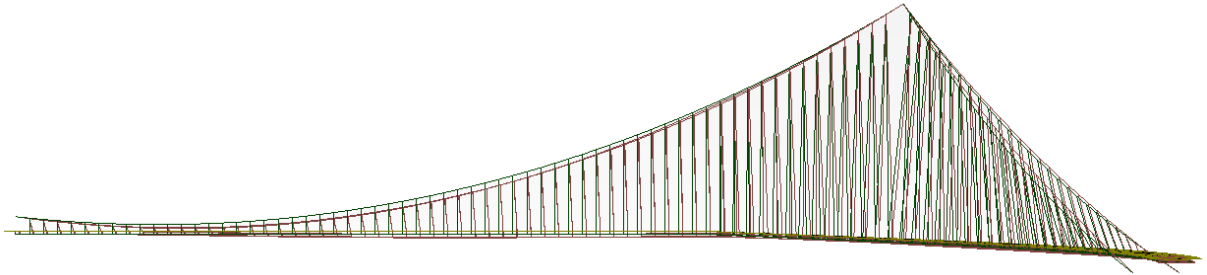


Figura 5.14 - Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação Carac. Sc. t+ - Alçado

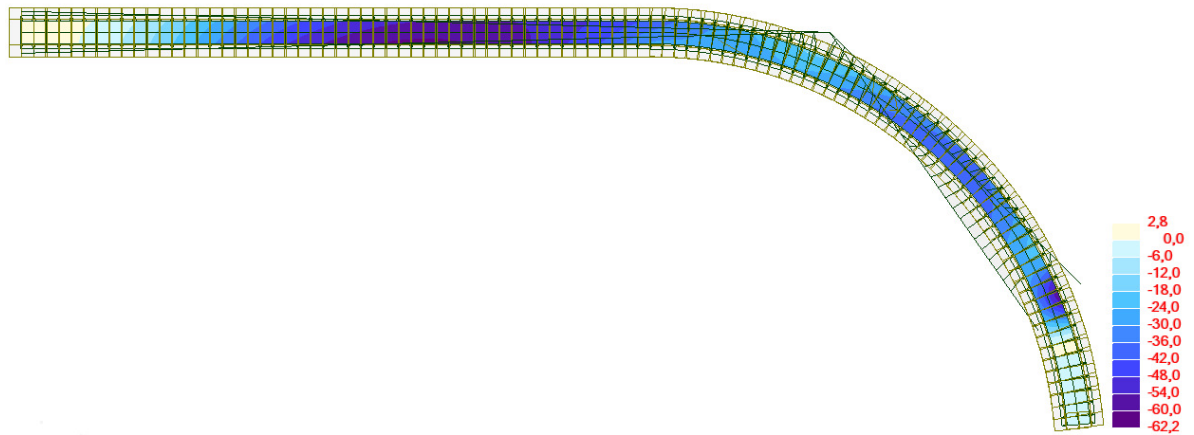


Figura 5.15 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação Carac. Sc. T+ - Planta



Figura 5.16 - Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação Carac. Sc. T- - Alçado

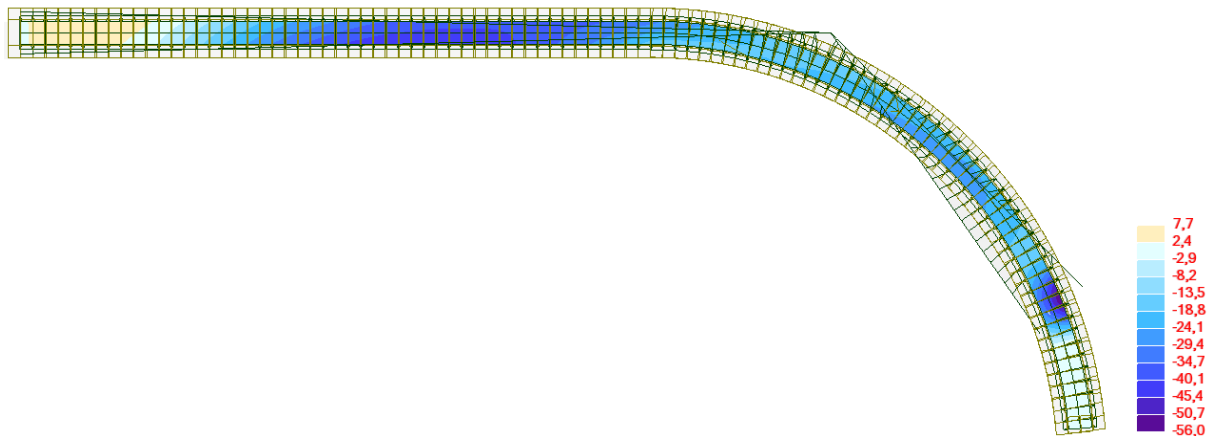


Figura 5.17 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação Carac. Sc. T- - Planta

O deslocamento vertical da combinação 2 para a zona plana do tabuleiro verificado é de -0,631 m, enquanto para a combinação 3 este valor situa-se no -0,464 m, sendo que o mesmo panorama se verifica para os deslocamentos da zona em curva, sendo estes de -0,432 m e de -0,344 para combinação 2 e 3, respectivamente.

Em relação aos esforços axiais verificados para os cabos principais estes são muito semelhantes, sendo de -8344,2 kN e de -8450,43 kN para a combinação 2 e 3 respectivamente, sendo que estes valores poderão ser verificados pelas Figura 5.18 e Figura 5.19. Sendo ainda necessário referir o valor da força dos pendurais para cada uma das combinações, sendo que os valores registados foram de -189,29 kN para a combinação 2 e de -196,52 kN para a combinação 3.

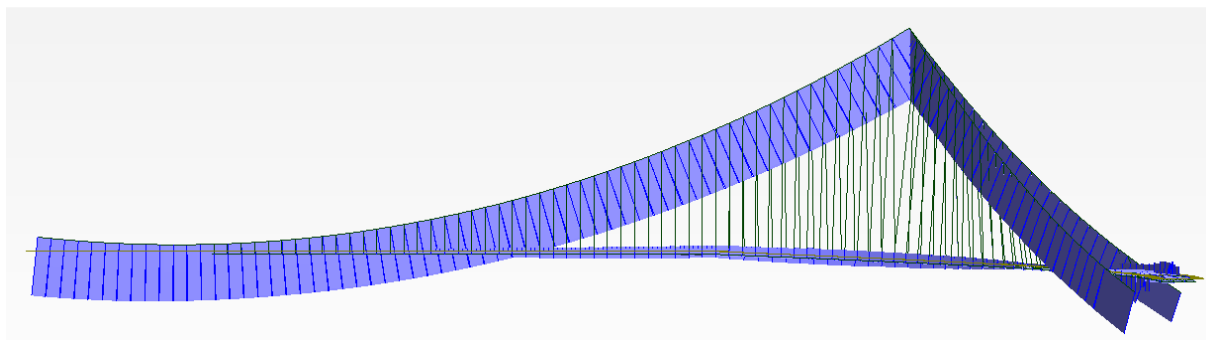


Figura 5.18 – Diagrama de esforços axiais na combinação Caract. Sc. T+ - Alçado

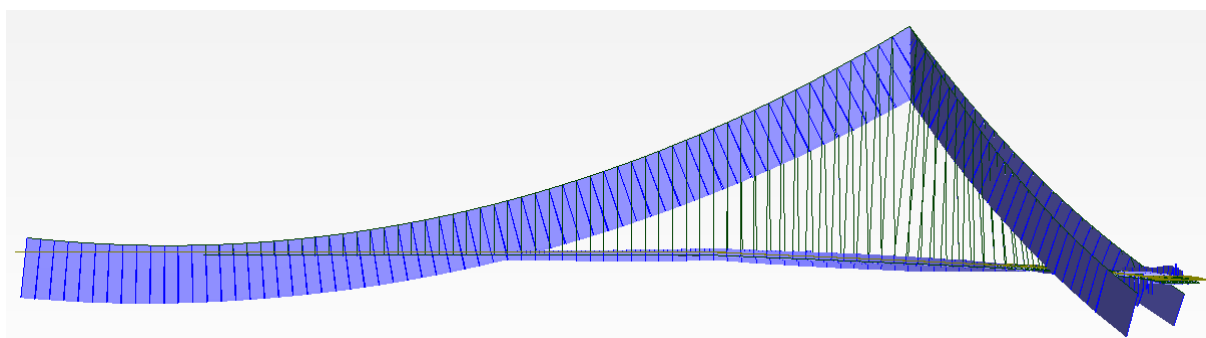


Figura 5.19 – Diagrama de esforços axiais na combinação Caract. Sc. T- - Alçado

5.5.3.3 Combinação 10 e 11

As últimas combinações de serviço com relevância para a análise estrutural são as combinações quase-permanente, tanto com carga térmica positiva como negativa, sendo que este relevo deve-se ao facto de ser este o comportamento da estrutura previsível a longo prazo, como tal analisar-se-á apenas os deslocamentos verticais, não considerando os esforços axiais. Nestas configurações constata-se deslocamentos verticais para a zona plana do tabuleiro entre os -8,6 cm e os 7,8 cm o que se conclui serem deslocamentos perfeitamente plausíveis. Em relação à zona em curva esta apresenta uma alteração máxima do deslocamento de 5,5 cm, considerando-se este valor perfeitamente aceitável também.

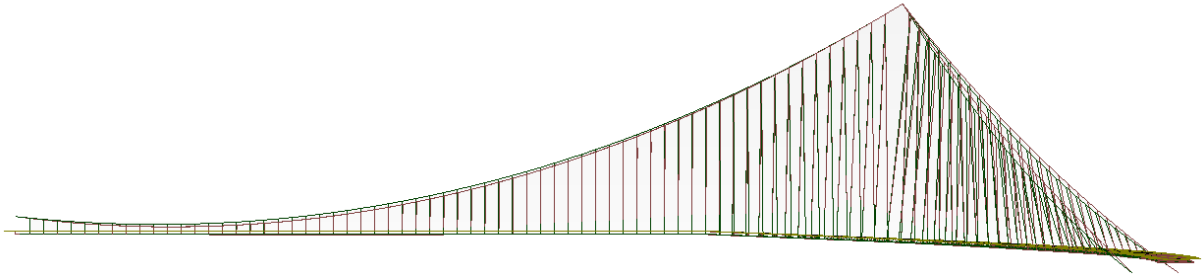


Figura 5.20 - Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação QP. T+ - Alçado

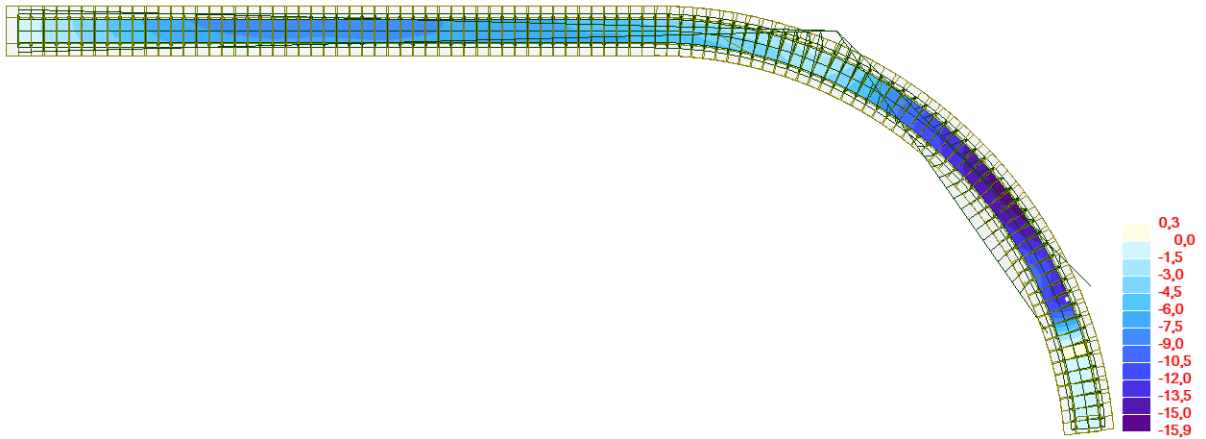


Figura 5.21 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação QP. T+ - Planta

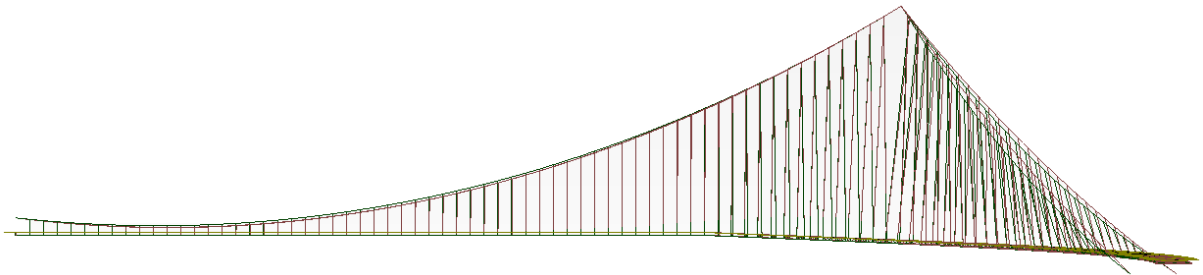


Figura 5.22 - Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação QP. T- - Alçado

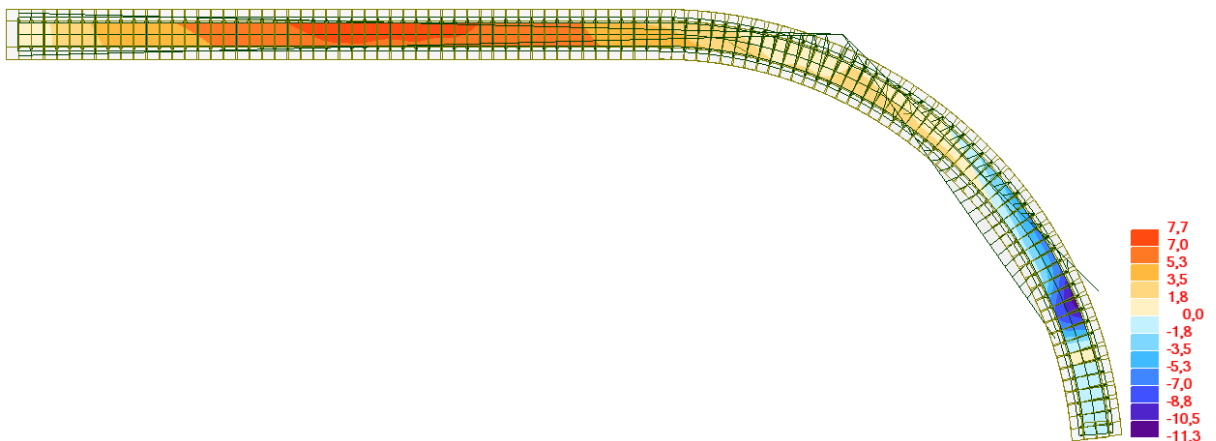


Figura 5.23 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação QP. T- - Planta

5.5.3.4 Combinação 14 e 15

As últimas combinações a serem consideradas na análise da estrutura reportam-se às combinações de Estado Limite Último, ELU, ou seja as combinações STR. As combinações escolhidas das cinco consideradas na análise são a combinação 14 e 15 que correspondem às combinações em que o peso próprio é majorado juntamente com a sobrecarga de utilização e em que a temperatura positiva e negativa são minoradas por um coeficiente de 0,9. Estas combinações são cruciais no dimensionamento da estrutura, nomeadamente nos elementos de suspensão, cabos principais e pendurais.

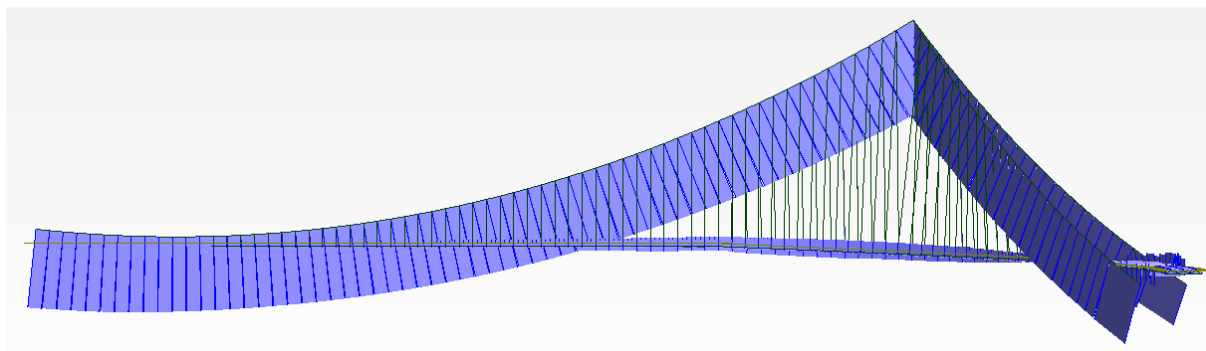


Figura 5.24 – Diagrama de esforços axiais na combinação STR. Sc. T+ - Alçado

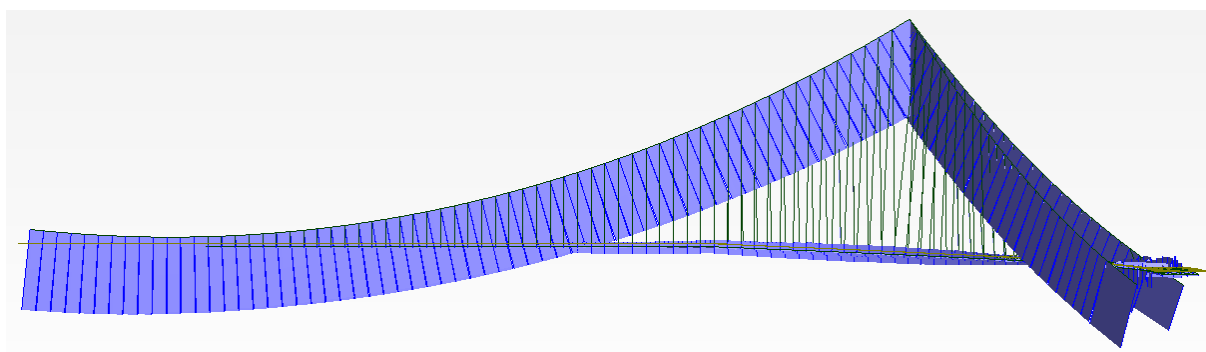


Figura 5.25 – Diagrama de esforços axiais na combinação STR. Sc. T- - Alçado

Em relação aos esforços axiais obtidos na estrutura verifica-se que o valor da força máxima nos cabos principais é inferior ao valor considerado no pré-dimensionamento, sendo de -11205,83 kN na combinação 13, ao invés na combinação 12 o seu valor fica um pouco aquém deste, sendo apenas de -11018,27 kN. Incidindo a análise sobre os valores da força verificados nos pendurais, o valor máximo é de -263,48 kN para a combinação 13 e de -253,36 para a combinação 12.

Embora não apresentem grande relevância para a análise da estrutura, há a considerar os deslocamentos verticais que surgem na mesma aquando a combinação 14 e 15. Os deslocamentos verticais da zona plana para estas combinações são de -0,773 m e -0,529 m para combinação 14 e 15, respectivamente, bem como de -0,602 m e -0,433 m, seguindo a mesma ordem de combinações. Estes deslocamentos, bem como a geometria da estrutura em situações deste carregamento podem ser verificados nas Figura 5.26 e Figura 5.28, sendo que a percepção mais eficaz dos deslocamentos do tabuleiro poderá ser com base nos mapas das Figura 5.27 e Figura 5.29 que retratam os deslocamentos verticais que ocorrem no tabuleiro.

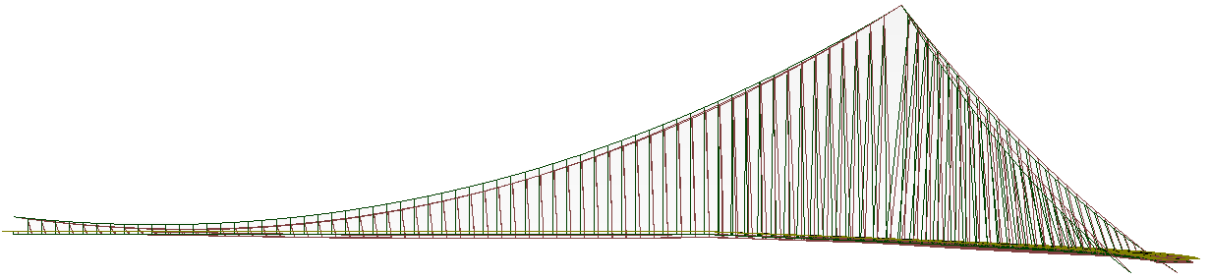


Figura 5.26 - Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação STR Sc. T+ - Alçado

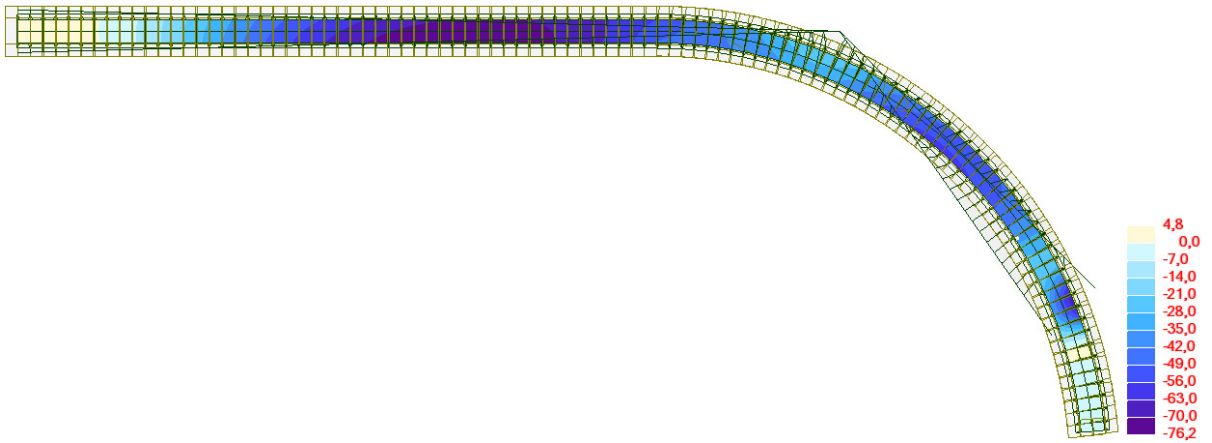


Figura 5.27 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação STR Sc. T+ - Planta

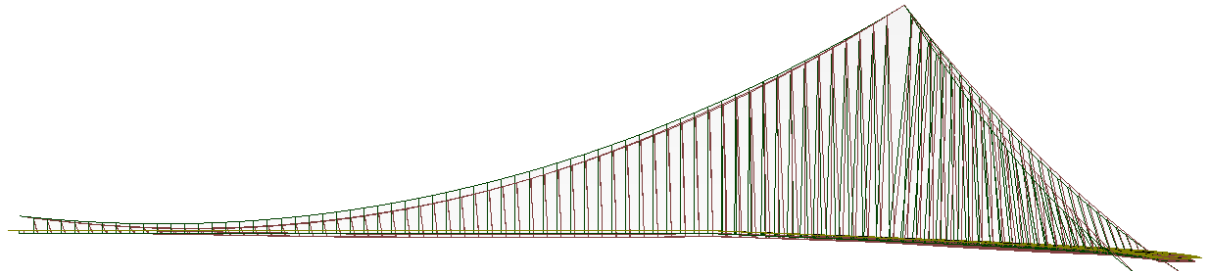


Figura 5.28 - Deslocamentos verticais com uma escala 1cm para 500 cm na combinação STR Sc. T- - Alçado

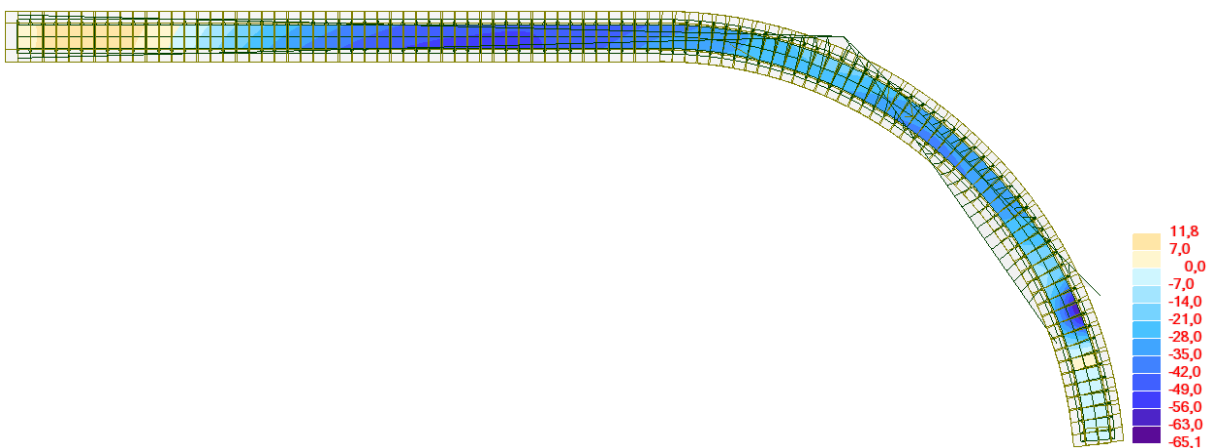


Figura 5.29 – Mapa de deslocamentos verticais na combinação STR Sc. T- - Planta

5.5.4 SÍNTESE DOS RESULTADOS DA ANÁLISE ESTÁTICA

Terminada a análise pontual para cada uma das combinações mais relevantes e de alguns esforços

Tabela 5.3 – Tabela síntese dos resultados da análise estática efectuada pelo Autodesk Robot Structural Analysis Professional

		Nsd cabos (kN)		Deslocamentos tabuleiro (m)				
		Cabos principais	Pendurais	Zona recta		Zona curva		
				$\delta_{v,Max}$	$\delta_{v,Min}$	$\delta_{v,Max}$	$\delta_{v,Min}$	
Permanente	1) PERM	-4276,53	-54,01	0,005	-0,007	0,004	-0,113	
Estados Limite de Serviço (ELS)	Característica	2) CAR SC T+	-8344,3	-189,29	0,03	-0,631	0,025	-0,432
		3) CAR SC T-	-8450,53	-196,52	0,083	-0,464	0,041	-0,344
		4) CAR T+	-5894,02	-110,1	-0,009	-0,382	-0,009	-0,325
	Frequente	5) CAR T-	-6031,1	-110,7	0,077	-0,104	0,041	-0,152
		6) FREQ SC T+	-5929,65	-110,54	-0,002	-0,31	-0,002	-0,252
	Quase-Permanente	7) FREQ SC T-	-5998,2	-110,82	0,037	-0,171	0,013	-0,168
		10) QP T+	-4276,87	-54,06	-0,006	-0,086	-0,005	-0,161
Estados Limite Último (ELU)	STR	11) QP T-	-4301,25	-53,97	0,078	0,007	0,046	-0,091
		12) STR SC	-11116,17	-258,7	0,079	-0,645	0,047	-0,497
		14) STR SC T+	-11018,27	-253,36	0,051	-0,773	0,035	-0,602
		15) STR SC T-	-11205,83	-263,48	0,121	-0,529	0,057	-0,433
		16) STR T+ SC	-7821,03	-96,89	-0,007	-0,468	-0,008	-0,438
		17) STR T- SC	-8063,66	-108,04	0,133	-0,12	0,096	-0,141

5.6 ANÁLISE DINÂMICA

O estudo dinâmico das estruturas de engenharia civil tornou-se mais relevante nos últimos tempos com a evolução das mesmas, ou seja com o aumento de dimensões verificado, nomeadamente altura nos edifícios e vão nas pontes. Estes efeitos dinâmicos que ocorrem nas estruturas são também causados pelo desenvolvimento dos materiais tornando-os cada vez mais leves e resistentes, melhoramentos que numa primeira análise são benéficos para as estruturas, contudo isto só ocorre nos efeitos estáticos, pois nos efeitos dinâmicos um aumento do peso da sobrecarga no carregamento total da estrutura origina problemas de comportamento dinâmico na estrutura.

Contudo, o facto de a análise dinâmica não ser um dos objectivos deste trabalho, é necessária uma pequena incursão neste campo com o intuito de obter uma primeira percepção do funcionamento da estrutura e assim perceber a sua viabilidade num estado embrionário do projecto.

5.6.1 CONCEITOS TEÓRICOS

A importância da análise dinâmica numa estrutura desta natureza, uma ponte pedonal, deve-se, na maioria das situações, a estarmos perante uma estrutura muito leve à qual adicionamos sobrecargas de utilização bastante grandes perante os valores das cargas oriundas do peso próprio ao qual é adicionado o efeito da sobrecarga de utilização ser criada por peões, facto que implica

obrigatoriamente um controlo das frequências para garantir uma resposta adequada ao movimento pedonal.

Mais uma vez o recurso à utilização de cabos como elementos estruturais e o comportamento não linear da estrutura cria um aumento da complexidade do estudo dinâmico a efectuar. O estudo dinâmico da estrutura consiste em calcular os modos de vibração naturais da estrutura e com base nestes valores fazer o estudo do comportamento da estrutura. O cálculo dos modos de vibração torna-se algo que, perante a não linearidade da estrutura, nem os programas de análise estrutural calculam os valores exactose. A análise modal foi efectuada com recurso ao mesmo modelo e programa utilizados na análise estática, sendo que o método de análise modal consiste na consideração da matriz rigidez da estrutura após o carregamento da mesma, entrando assim em consideração com a matriz de rigidez linear, mas também a componente geométrica da mesma. Esta análise permite uma melhor aproximação das frequências reais da estrutura do que só pela consideração da matriz de rigidez linear, havendo no entanto uma percentagem de erro introduzido pelo não ajuste da componente geométrica da estrutura que varia com a alteração do estado de tensão à medida que o movimento se realiza.

Os critérios que mais influenciam na análise dinâmica de uma estrutura suspensa são as vibrações horizontais e verticais, particularmente pelos condicionalismos impostos pelo tráfego pedonal, o efeito “Lock-in” e as vibrações induzidas pelo vento.

A classificação dos diferentes modos de vibração que caracterizam uma ponte suspensa, segundo *Strasky* (2005), é subdividida em cinco categorias:

- Modo L – vibração horizontal provocado pelas liberdades dos apoios;
- Modo V1 – vibração vertical no primeiro modo vertical;
- Modo V2 – vibração vertical no segundo modo vertical;
- Modo S – vibração oscilante (“swing vibration”) que consiste numa combinação de vibração lateral com torsão;
- Modo T – vibração torsional.

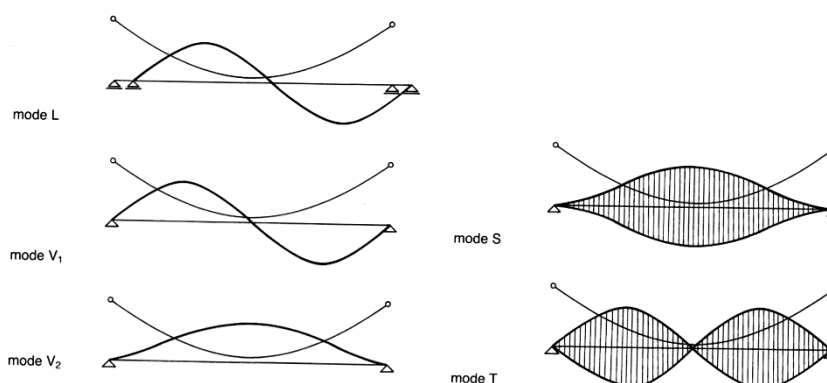


Figura 5.30 – Modos de vibração naturais
(*Strasky J. (2005)*)

5.6.1.1 Vibrações verticais

A limitação do controlo de frequência por vibração vertical deve-se à necessidade de controlar a amplificação induzida pela acção dos peões nas referidas estruturas. Frequências típicas induzidas pelo tráfego pedonal abrangem um vasto intervalo, sendo esta variação causada pela modificação da velocidade do movimento. Considerando o movimento mais comum, ou seja o movimento típico de

andar verifica-se que a frequência deste varia de 1,4 Hz a 2,4 Hz. Ao invés para o movimento de corrida este intervalo situa-se entre os 1,9 Hz e os 3,3 Hz. Contudo, é necessário considerar mais um tipo de movimento, o movimento de salto, sendo de referir que este se apresenta com um intervalo de frequências mais abrangente que vai de 1,3 Hz a 3,4 Hz. De acordo com *Strasky (2005)* é possível, para a análise modal, fazer a consideração das frequências médias para cada um dos movimentos referidos, sendo que o valor para a frequência média para o movimento do andar é de 2 Hz, enquanto que para os restantes dois tipos de movimentos é de 2,5 Hz. Em relação às frequências é ainda de referir que alguns autores defendem que as frequências de projecto de uma ponte suspensa não devem ser inferiores a 3 Hz, contudo verifica-se que a esta condição é quase impossível de respeitar pela leveza com que se pretendem e projectam as pontes pedonais, aliando a esta impossibilidade de projecto que a maioria das pontes pedonais existentes têm frequências inferiores ao valor estabelecido por esta condição e não apresentam problemas dinâmicos no seu funcionamento.

5.6.1.2 Vibrações horizontais

Se numa primeira impressão as vibrações verticais são as mais limitativas da utilização das pontes pedonais, tal facto não se verifica, pois a existência de vibrações horizontais é muito menos tolerado pelos peões do que a vibração vertical, sendo que as vibrações horizontais poderão obrigar à alteração do ritmo da caminhada ou até à paragem do andamento, visto existir o risco de queda das pessoas.

As vibrações horizontais que surgem no tabuleiro são provocadas pela passada enquanto se caminha, pois cada passada corresponde à aplicação de uma força que pode ser decomposta nas suas componentes horizontal e vertical, sendo que ao invés da única direcção, descendente, das forças verticais provocadas, as componentes horizontais conferem uma força que alterna de sentido a cada passada. Em concordância com esta teoria *Strasky J. (2005)* sustenta que a estrutura entra em ressonância quando a frequência natural do modo vertical assume o mesmo valor que a frequência do andar, ou seja os 2 Hz. Paralelamente ocorre o mesmo para frequências naturais horizontais de 1 Hz, o que faz com que no caso da existência deste comportamento numa estrutura, esta deverá ser modificada.

Salienta-se que este tipo de vibrações é prejudicado pelo facto de ser usual haver a sincronização das passadas dos caminhantes quando os deslocamentos horizontais se tornam patentes, sendo que este ajuste por parte dos caminhantes provoca um impulso adicional provocará um aumento das oscilações horizontais, sendo que este aumento da oscilação horizontal não acompanhado pela oscilação vertical foi celebrado aquando a inauguração da *Millenium Bridge* em Londres em Junho de 2000. Aquando a inauguração cerca de 2000 pessoas fizeram a travessia da ponte em simultâneo, o que originou grandes oscilações horizontais, oscilações que não foram acompanhadas por oscilações verticais.

5.6.1.3 Efeito "Lock-in"

O fenómeno descrito para a *Millennium Bridge* designa-se por efeito "Lock-in", sendo que este fenómeno ocorre quando uma estrutura excede uma determinada magnitude de deslocamentos e se cria uma tendência de sincronização dos movimentos dos utilizadores com a frequência de vibração da estrutura. Esta sincronização provoca um aumento da amplitude da vibração da estrutura, o que leva ao aumento do número de pessoas que sincroniza o seu movimento com o da estrutura, tendo sido já registada uma sincronização de mais de 80% dos utilizadores.

Uma das referências nesta área é *Bachmann*, que após estudos intensivos sobre a sincronização dos movimentos do utilizador com as vibrações da estrutura, concluiu a necessidade de serem aplicados limites aos deslocamentos e às acelerações. A sua proposta é uma limitação de 10 mm para os deslocamentos verticais, sendo que em relação às limitações das acelerações verticais, o máximo recomendado limita-se entre 5% a 10% da aceleração gravítica, ou seja, 0,49 a 0,98 m/s² (*Melchor Blanco, C., Bouillard, Ph. (2005)*).

$$N_L = \frac{8 * \pi * \xi * m^* * f}{k} \quad (5.15)$$

em que ξ é o facto de amortecimento estrutural, m^* é a massa modal, f a frequência natural e k uma constante que vale aproximadamente 300 Ns/m, *Cunha (2008)*.

5.6.1.4 Vibrações devidas ao vento

As vibrações provocadas pelo vento ganharam importância aos olhos da comunidade científica no célebre caso da *Tacoma Narrows Bridge (WA USA)*. Este caso é considerado por muitos na comunidade científica como o verdadeiro despoletador da análise dinâmica nas estruturas da engenharia civil, tendo o acidente sido provocado pela indução de oscilações torsionais e de flexão na estrutura por um vento, sendo que aliando estas oscilações com pequenas variações do ângulo do vento provoca efeitos ascensionais do tabuleiro. Estes efeitos acidoanis levaram a um esgotamento da resistência, sem esgotamento da componente estática, fenómeno designado por “*flutter*”, sendo que os estudos posteriores ao acidente permitiram concluir que a prevenção da ocorrência deste fenómeno é feita com a garantia de que a relação entre as frequências de torção e de flexão tem um valor superior a 2,5 (*Strasky (2005)*).

O acidente em causa levou a verificar-se a necessidade de verificação das estruturas deste tipo em relação às vibrações causadas pelo vento, sendo que com ventos superiores a 20 m/s a travessia se torna incomoda e em alguns casos problemática, sendo assim necessário efectuar a verificação das acelerações refistas nas referidas circunstâncias.

É de referir que a acção do vento numa ponte suspensa irá ser muito condicionada pelo comportamento aerodinâmico do tabuleiro, sendo para tal necessário efectuar um estudo minucioso da aerodinâmica do tabuleiro, nomeadamente com a execução de modelos à escala e ensaios em túnel de vento.

5.6.1.5 Método de verificação das acelerações máximas verticais

Embora existiam diversas recomendações sobre o limite da aceleração vertical admissível em pontes pedonais apenas dois regulamentos parametrizam o seu cálculo, sendo estes o BS5400, pertencente às regulamentações britânicas e a regulamentação canadiana através do ONT83 (*The Ontario Bridge Code*),

A primeira regulamentação limita a aceleração vertical para situações de serviço ao valor calculado pela equação (5.16)

$$a_{lim,BS5400} = 0,5 * f_1^{0,5} \left[\frac{m}{s^2} \right] \quad (5.16)$$

onde f_1 é o valor da frequência natural em Hz, sendo de denotar que esta expressão apenas é possível de aplicar em situações em que a frequência f_1 é inferior a 5 Hz.

Em relação à limitação presente no segundo regulamento, esta é calculada pela expressão seguinte:

$$a_{lim,ONT83} = 0,25 * f_1^{0,78} \left[\frac{m}{s^2} \right] \quad (5.17)$$

em que o valor f_1 mantém-se como o valor da frequência natural em Hz.

Em relação às restantes limitações das acelerações verticais temos a proposta por *Bachmann, H. et al* (1995) que conclui que uma limitação das mesmas a um valor de $0,5 \text{ m/s}^2$ será apropriado para a generalidade das estruturas. Em concordância com esta limitação temos a proposta mais detalhada de *Cunha, A., Caetano, E. e tal* (2008) em que o valor da limitação da aceleração é dependente de uma classe de conforto, sendo que a consideração da classe de conforto a adoptar será dependente da densidade de tráfego, sendo assim em situações em que a densidade de tráfego seja elevada a exigência de conforto será menor. Com base nestas considerações os valores recomendados para as acelerações verticais situam-se entre os $0,5 \text{ m/s}^2$, corresponde ao conforto máximo, e os $2,5 \text{ m/s}^2$ para situações limite do conforto admissível, sendo que o valor médio estará no intervalo de $0,5$ a $1,0 \text{ m/s}^2$.

Explanadas as equações de limitação das acelerações máximas verticais admitidas nas pontes suspensas e não só, resta agora determinar como efectuar o cálculo da aceleração existente na ponte. Este cálculo é efectuado pela fórmula de proposta por *Bachmann* (1995) para a aceleração de pico para o atravessamento de um peão:

$$a_{max} = 4\pi * f_1^2 * y * \alpha * \phi \left[\frac{m}{s^2} \right] \quad (5.17)$$

na qual f_1 a frequência natural em Hz, y a deformação estática a meio vão provocada por um carregamento de uma força aplicada de 700 N , α o coeficiente de *Fourier* do harmónico relevante e ϕ é o factor de amplificação dinâmica para um peão.

Este factor de amplificação dinâmica, ϕ , é obtido com recurso ao ábaco presente na Figura 5.31, sendo o seu cálculo dependente do número de ciclo por vão e do coeficiente de amortecimento da estrutura. Considerando o tabuleiro uma estrutura mista aço-betão, o valor recomendado para o coeficiente de amortecimento é de $0,6 \%$. Em relação ao número de ciclos a considerar este corresponde ao número de passos necessários para atravessar o vão, sendo que considerou-se o valor de $0,6 \text{ m}$ para a passada, o que permite obter o número de ciclos necessários efectuando a divisão do comprimento do vão pela distância da passada.

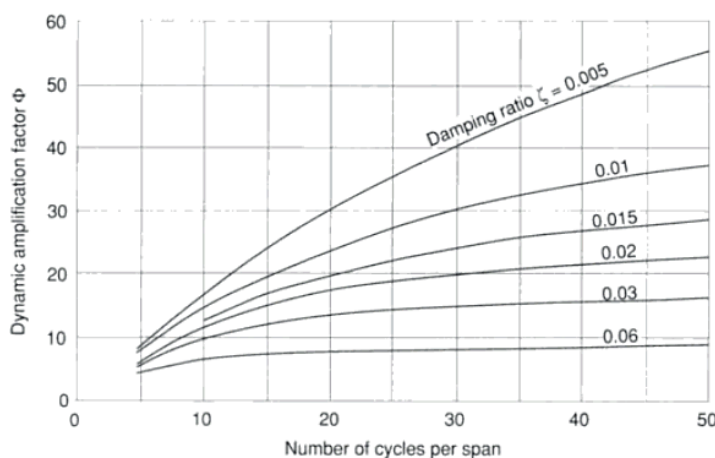


Figura 5.31 – Factor de amplificação dinâmica para uma resposta de ressonância devido a uma força sinusoidal em movimento segundo um vão (Bachmann, H. et al (1995))

5.6.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A análise modal da estrutura foi realizada com recurso ao mesmo modelo efectuado para a análise estática da estrutura e com recurso ao mesmo programa de cálculo utilizado, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010. Os programas de análise estrutural têm o problema de a análise modal em estruturas com comportamento não linear geométrico ser bastante complexa, sendo no entanto efectuada uma aproximação dos valores recorrendo a uma análise modal da estrutura após o cálculo estático, considerando assim a componente geométrica da matriz rigidez, tendo sido esta a análise considerada. Este estudo versou o cálculo dos primeiros 75 modos de vibração para a estrutura e as combinações de serviço garantindo assim que a análise inclui todas as frequências até aos 3,5 Hz (valor limite do intervalo de frequências do movimento dos peões). Concluído este cálculo e após a verificação que as frequências de todas as combinações apresentam-se na mesma ordem de grandeza procedeu-se à selecção das combinações relevantes para o estudo.

As combinações escolhidas foram, além da combinação permanente que representa a estrutura unicamente carregada pelo seu peso próprio, as combinações de serviço às quais se verifica a menor e maior frequência, sendo que estas são a combinação característica em que a sobrecarga apresenta-se como acção base e a variação térmica positiva e a combinação característica em que a acção base é a variação térmica positiva.

Na Tabela 5.4 apresentam-se resultados para as frequências de cada uma das combinações escolhidas, bem como o modo de vibração para cada frequência de acordo com a classificação descrita no ponto 5.6.1. Salienta-se que nesta tabela apenas se apresentam os primeiros 25 modos de vibração, peso embora a análise tenha sido feita para 75 modos, no entanto não vale a pena discriminar as frequências dos restantes modos, estando estas colocadas no Anexo E.

Tabela 5.4 – Síntese das frequências obtidas na análise modal para as combinações

	Permanente		Carac. SC T+		Carac. T-	
	Freq. [Hz]	Modo	Freq. [Hz]	Modo	Freq. [Hz]	Modo
1	0,25	Modo S	0,3	Modo L	0,27	Modo L
2	0,31	Modo L	0,41	Modo V1	0,35	Modo L
3	0,44	Modo L	0,51	Modo L	0,49	Modo L
4	0,51	Modo S	0,57	Modo L	0,54	Modo L
5	0,54	Modo V1	0,7	Modo T	0,64	Modo S
6	0,59	Modo S	0,76	Modo V1	0,65	Modo V1+T
7	0,63	Modo T	0,79	Modo V1	0,67	Modo V1+T
8	0,65	Modo T	0,81	Modo V1	0,72	Modo V1
9	0,69	Modo V1	0,84	Modo V1	0,75	Modo V1
10	0,72	Modo V1	0,85	Modo V1	0,78	Modo V1
11	0,76	Modo V1	0,86	Modo V1	0,81	Modo V1
12	0,8	Modo V1	0,98	Modo V1	0,88	Modo V2
13	0,81	Modo V2	1	Modo T	0,89	Modo V1+T
14	0,86	Modo T	1,02	Modo V1	0,91	Modo T
15	0,9	Modo V1	1,06	Modo V1	0,97	Modo V1

16	0,9	Modo S	1,15	Modo V1+T	1,05	Modo T
17	0,91	Modo V1	1,23	Modo V1	1,07	Modo V1+T
18	1,01	Modo V1	1,27	Modo V1+T	1,1	Modo V1
19	1,11	Modo V1	1,28	Modo V1+T	1,15	Modo V1
20	1,19	Modo S	1,33	Modo V1+T	1,27	Modo V1+T
21	1,21	Modo V1+T	1,41	Modo V1+T	1,32	Modo V1+T
22	1,22	Modo V1+T	1,44	Modo V1+T	1,33	Modo V1+T
23	1,28	Modo V1	1,46	Modo V1+T	1,36	Modo T
24	1,28	Modo V1+T	1,48	Modo V1+T	1,38	Modo T
25	1,32	Modo T	1,52	Modo T	1,41	Modo T

Tal como já referido a análise dinâmica para os efeitos induzidos pelo tráfego pedonal é relevante no estudo da ponte, como tal efectuou-se o estudo das frequências horizontais e verticais para as três combinações descritas, sendo que podem ser observadas as deformadas dos primeiros 4 modos de vibração de cada uma das combinações consideradas.

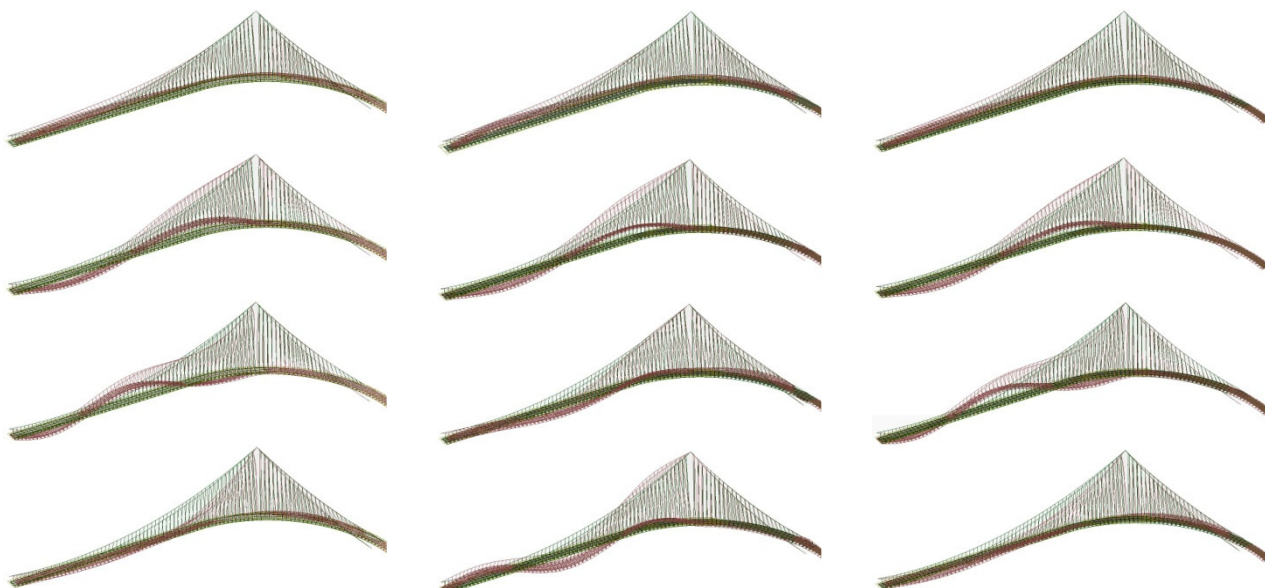


Figura 5.32 – Representação dos 4 primeiros modos de vibração para as três combinações consideradas.

O primeiro ponto analisado consiste no cálculo das acelerações pelos métodos expeditos descritos em 5.6.1.5. Para aplicação da equação (5.17) foi necessário proceder à definição de alguns parâmetros previamente. Em relação ao valor de y optou-se por fazer recurso ao modelo de cálculo, aplicando a carga pontual de 700 N na zona de maior deslocamento da estrutura, efectuando de seguida a análise não linear da estrutura para esse carregamento (atenção manteve-se o carregamento do peso próprio da estrutura). Esta análise resultou num deslocamento de 2 mm na estrutura, valor compreensível em face do baixo valor da carga de 700 N em comparação com o peso próprio da estrutura. Sendo que com base neste valor pode ser feita uma verificação imediata que consiste na avaliação da rigidez da estrutura, pois, de acordo com *Bachmann, H* (1995), se a rigidez for superior a 8 kN/mm não haverá risco no que se refere à acção dinâmica, sendo que neste caso o valor é de 0,35 kN/mm. Outro dos valores a considerar depende-se com o coeficiente de *Fourier*, α , cujo valor considerado foi de 0,4 e 0,1 para o modo de vibração vertical 1 e 2, respectivamente. Em relação ao facto de amplificação dinâmica, ϕ , este é obtido como refiro atrás pela consulta de um ábaco presente na Figura 5.31, sendo que os valores considerados foram de 5 ciclos por vão. Em relação ao coeficiente de amortecimento, é

o mesmo já referido previamente de 0,6 %. Com base nestes valores obteve-se os valores das acelerações presentes na Tabela 5.5, sendo que nesta tabela estão presentes os primeiros 6 modos de vibração verticais, bem como os modos próximos das frequência média do movimento do andar e do movimento de corrida.

Tabela 5.5 – Cálculo e verificação das acelerações verticais máximas pelos métodos expeditos para as combinações 1, 2 e 4

	Modo	Freq. [Hz]	α	$a_{lim,BS5400}$ [m/s ²]	$a_{lim,ONT83}$ [m/s ²]	a_{max} [m/s ²]
Permanente	5	0,54	0,4	0,367	0,155	0,015
	9	0,69	0,4	0,415	0,187	0,024
	10	0,72	0,4	0,424	0,193	0,026
	11	0,76	0,4	0,436	0,202	0,029
	12	0,8	0,4	0,447	0,210	0,032
	13	0,81	0,1	0,450	0,212	0,008
	40	2,04	0,4	0,714	0,436	0,209
	50	2,42	0,4	0,778	0,498	0,294
Carac. SC T+	2	0,41	0,4	0,320	0,125	0,008
	6	0,76	0,4	0,436	0,202	0,029
	7	0,79	0,4	0,444	0,208	0,031
	8	0,81	0,4	0,450	0,212	0,033
	9	0,84	0,4	0,458	0,218	0,035
	10	0,85	0,4	0,461	0,220	0,036
	35	2,09	1,4	0,723	0,444	0,220
	43	2,54	2,4	0,797	0,517	0,324
Carac. T+	6	0,65	0,4	0,403	0,179	0,021
	7	0,67	0,4	0,409	0,183	0,023
	8	0,72	0,4	0,424	0,193	0,026
	9	0,75	0,4	0,433	0,200	0,028
	10	0,78	0,4	0,442	0,206	0,031
	11	0,81	0,4	0,450	0,212	0,033
	37	1,94	1,4	0,696	0,419	0,189
	47	2,45	2,4	0,783	0,503	0,302

Pela tabela onde se pode concluir que as acelerações máximas existentes na estrutura encontram-se dentro dos limites estipulados pelas normas britânica e canadiana tanto para os primeiros modos de vibração como para os modos de vibração das frequências próximas de 2 Hz e de 2,5 Hz, frequências do movimento de andar e corres, respectivamente.

Outro dos pontos a verificar é a influência das vibrações laterais que é verificada pelo efeito “*Lock-in*”. Considerando que a frequência horizontal do andar é metade da frequência vertical, considera-se nesta análise os modos de vibração com frequência próximo do 1Hz, sendo assim necessário que cerca de 420 pessoas acertam-se o seu movimento com a vibração da ponte. Considerando que o limite aceitável de densidade é de 1,5 P/m², a ponte poderá ter 2500 pessoas a circular em simultâneo, o que

corresponderia a cerca de 20% das pessoas acertarem o movimento, cenário bastante improvável, pelo que se considera que o comportamento exibido é compatível com os limites requeridos

5.7 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Para a execução do modelo já foi previamente exposto o procedo utilizado para o pré-dimensionamento, restando agora nesta fase verificar se os valores inicialmente considerados são válidos ou é preciso altera-los.

5.7.1 TABULEIRO

Anteriormente referiu-se que o dimensionamento do tabuleiro não pertencia aos objectivos do presente trabalho, no entanto após ter sido feita a escolha do tabuleiro a utilizar e concluída a análise é importante verificar se o tabuleiro escolhido se adequa ou não.

A verificação do tabuleiro consiste na análise de dois pontos distintos, sendo o primeiro ponto em estudo relativo à deformação da estrutura, sendo que este valor está limitado por uma deformação vertical em situações de serviço de $L/250$. Em relação ao valor de L , este não será completamente unânime, pois a consideração de dois cabos distintos leva a que a deformação seja aproximadamente independente nas zonas de influência de cada um dos cabos. Sendo assim considerou-se a situação mais limitativa que consiste em considerar o vão como o comprimento do cabo principal. Posto isto, o valor do deslocamento vertical admitido é de $185/250$, ou seja 0,74 m. Este valor é amplamente cumprido, visto o deslocamento máximo existente em serviço ser de 0,631 m, sendo bastante inferior ao valor limite.

Efectuada esta verificação, resta a verificação de esforços para Estado Limite Último, sendo que esta verificação foi feita com recurso à verificação automática de cálculo do programa de cálculo estrutural Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 (Tabela 5.6).

Tabela 5.6 – Verificação das secções com o programa de cálculo, segundo o EC3

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
4	HEA 220	AÇO	32.72	54.43	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
491	HEA 160	AÇO	21.45	35.36	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
492	HEA 160	AÇO	38.06	62.74	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
493	HEA 160	AÇO	21.45	35.36	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
495	HEA 160	AÇO	24.89	41.03	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
496	HEA 160	AÇO	45.67	75.29	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
497	HEA 160	AÇO	24.89	41.03	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
499	HEA 160	AÇO	21.45	35.36	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
500	HEA 160	AÇO	38.06	62.74	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
501	HEA 160	AÇO	21.45	35.36	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
502	HEA 160	AÇO	21.45	35.36	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
503	HEA 160	AÇO	38.06	62.74	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
504	HEA 160	AÇO	21.45	35.36	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
505	HEA 160	AÇO	41.86	69.02	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
506	HEA 160	AÇO	24.89	41.03	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
507	HEA 160	AÇO	45.67	75.29	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
508	HEA 160	AÇO	24.89	41.03	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
509	HEA 160	AÇO	41.86	69.02	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
510	HEA 160	AÇO	21.45	35.36	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
511	HEA 160	AÇO	38.06	62.74	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
512	HEA 160	AÇO	21.45	35.36	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
1583	HEA 220	AÇO	32.72	54.43	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
1684	HEA 220	AÇO	21.81	36.29	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
1785	HEA 220	AÇO	32.72	54.43	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
1886	HEA 220	AÇO	32.72	54.43	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
1987	HEA 220	AÇO	21.81	36.29	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
2088	HEA 220	AÇO	32.72	54.43	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
2192	HEA 160	AÇO	130.07	214.43	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1
2193	HEA 160	AÇO	130.07	214.43	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1	0.00	1 PERM1

5.7.2 PENDURAIAS

Em relação ao dimensionamento dos pendurais foi anteriormente referido que a opção recaiu sobre cabos do tipo Locked Coil Strand fabricado pela Bridon, ver Anexo B. O pré-dimensionamento determinou a utilização de um cabo LC20 cuja força de dimensionamento é de 223 kN e a força de cedência é de 368 kN. Considerando que o esforço máximo de tracção existente nos pendurais para ELU é de 263,48 kN constata-se a necessidade de recorrer a um cabo LC25 em que a força de dimensionamento é de 348 kN .

Além desta condição, o EC3 na sua parte 1.11, estabelece que em situações de serviço a tensão não pode exceder os 45 % da tensão de cedência. Considerando que a força de cedência do cabo LC25 é de 574 kN, isto implica que a força em serviço seja inferior a 258,3 kN, ao que aliando o facto de a força máxima existente em serviço nos pendurais é de 196,52 kN permite concluir que o limite de serviço é verificado pelo cabo LC25.

É de notar que as alterações provocadas por esta mudança de diâmetro dos pendurais são insignificantes, pois em termos de peso os pendurais poderiam nem ser considerados e em termos de deformação esta é muito baixa também por ser apenas extensão longitudinal que segue uma lei linear.

5.7.3 CABOS PRINCIPAIS

Em relação aos cabos principais a situação verificada foi oposta à ocorrida nos pendurais O cabo determinado pelo pré-dimensionamento foi um cabo do tipo LC175 cuja força de cedência é de 27600 kN e a força de dimensionamento de 17758 kN. Contudo o valor da força para ELU verificado na estrutura fica-se pelos 11205,83 kN o que faz com que o cabo necessário seja um LC145, cabo este

que quando analisado para as questões de serviço, ou seja a força ter de ser inferior a 45 % a força de cedência, valor que é amplamente cumprido pelo facto de a força de cedência ser de 29300 kN

No entanto uma perspectiva mais ampla leva-nos à manutenção do cabo considerado em pré-dimensionamento para controlo da deformação. Ou seja, existe a plena consciência de o cabo estar sobre dimensionamento em termos de esforço, constatando-se no entanto esta necessidade pelo controlo da deformação.

6 CONCLUSÕES

O principal objectivo deste projecto consistia em fazer um estudo exaustivo da geometria dos cabos, conseguindo assim estabelecer uma geometria adequada para a ponte que cumpra os requisitos estéticos estabelecidos.

No que diz respeito ao comportamento estático da estrutura verifica-se que ela cumpre a regulamentação existente em termos de esforços presentes na estrutura, mas também em relação à deformação da estrutura em situações de serviço.

Em relação ao comportamento dinâmico da estrutura, embora não seja possível fazer um estudo aprofundado como será necessário em caso de avanço do projecto, fez-se uma análise que permite obter uma primeira impressão sobre o comportamento da ponte e afirmar que não deverão existir problemas com o comportamento dinâmico.

Desta forma, conclui-se que os objectivos principais foram cumpridos, havendo no entanto muitos passos a executar antes de avançar no projecto. O ponto mais vulnerável da análise consiste, tal como já referido, na análise dinâmica, nomeadamente na indefinição do tabuleiro e do seu comportamento aerodinâmico, pois este pode tornar-se relevante na estrutura.

É de referir a necessidade do estudo da acção do vento, que embora não tenha sido estudada como acção estática, algo que terá de acontecer com a definição do tabuleiro, sendo no entanto de referir que as frequências obtidas para estrutura implicarem que o estudo da acção do vento seja um estudo dinâmico.

Em suma, embora sejam necessários estudos complementares a solução estrutural apresenta-se como uma solução esteticamente apelativa e que se enquadra na zona envolvente, bem como uma solução exequível.

BIBLIOGRAFIA

- Bachmann, H. et al (1995). *Vibration Problems in Structures: PRactical Guidelines*. Birkhäuser Verlag, Basel.
- Beer, F. P., Johnston Jr, E. R., Dewolf, J. T. (2003). *MECÂNICA DOS MATERIAS*. McGraw-Hill, Lisboa.
- Botelho, J., (2008). *Utilização de cabos em pontes: estudos paramétricos*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto
- Brockenbrough, R. L., Merrit, F. S. (2006). *Structural Steel Designer's Handbook: Fourth Edition*. McGraw-Hill, New York.
- Caetano, E. S. (2007). *Cable Vibrations in Cable-Stayed Bridges*, IASBE. Zurich
- Caetano, E. S. (2000). *Dynamics of Cable-Stayed Bridges: Experimental Assessment of Cable-Structure Interaction*; Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto
- CEN (2005). *Eurocódigo 0: Bases de projecto em estruturas*. CEN, Bruxelas.
- CEN (2004). *Eurocódigo 1: Acções em estrutura*. CEN, Bruxelas.
- CEN (2004). *Eurocode 3: Design of Steel Structures*. CEN, Bruxelas.
- Chen, W., Duan, L. (2000). *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press, London
- Chopra, A. K. (2007). *Dynamics of Structures*. Pearson, New Jersey.
- Gimsing, N. (1997). *Cable Supported Bridges*. UMI, Dinamarca.
- Irvine, H. M. (1981). *Cable Structures*. The MIT Press, Cambridge.
- Irvine, H. M. (1978). *Free Vibration of Inclined Cables*. Journal of the Structural Division, Fevereiro/1977, p343-347, Proceedings of the American Society of Civil Engineers
- Negrão, O. H., Freire, A. M. S. (2006). *Estudo comparativo de efeitos geometricamente não-lineares em pontes atirantadas*. Revista Engenharia Civil, UM.
- Ribeiro, E., (2008), *Projecto De Uma Ponte Pedonal Entre Porto e Gaia*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- SETRA, (2002). *Cable Stays*. SETRA, Paris.
- Strasky, J. (2005). *Stress Ribbon and Cable-Supported Pedestrian Bridges*. Thomas Telford Publishing, London.

ANEXOS

Anexo A: Descrição do Projecto	79
Anexo B: Tabela de Cabos <i>Locked-coil Bridon</i>	81
Anexo C: Imagens do Modelo	83
Anexo D Processo Iterativo de Acerto dos Pendurais.....	87
Anexo E : Tabela de frequência dos primeiros 75 modos de vibração para as combinações estudadas	91

Anexo A DESCRIÇÃO DO PROJECTO

Anexo B TABELA DE CABOS *LOCKED-COIL* BRIDON

Anexo C IMAGENS DO MODELO

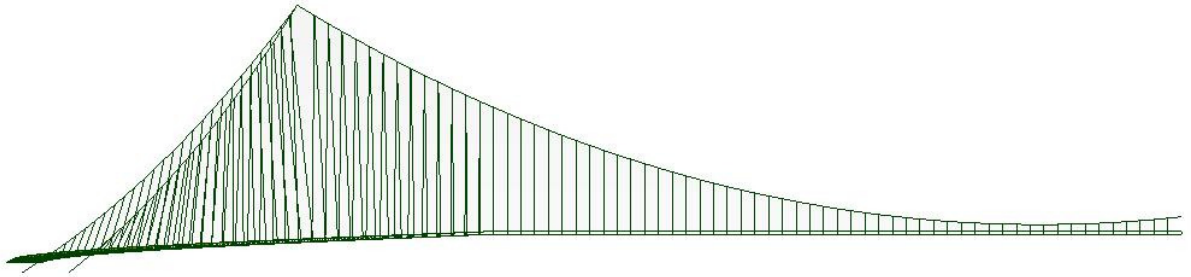


Figura Anexo C.1 – Alçado Oeste

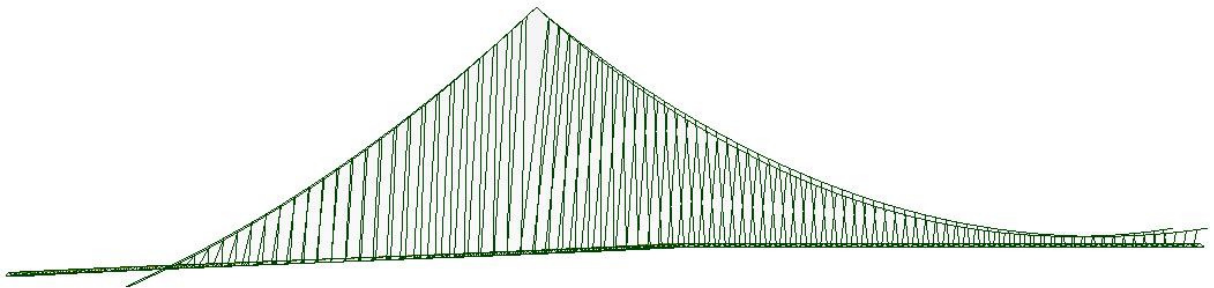


Figura Anexo C.2 Alçado Noroeste

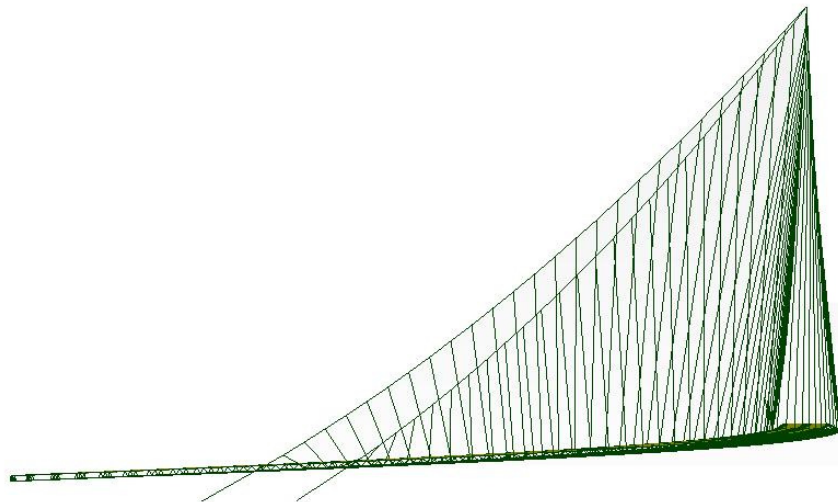


Figura Anexo C.3 – Alçado Norte

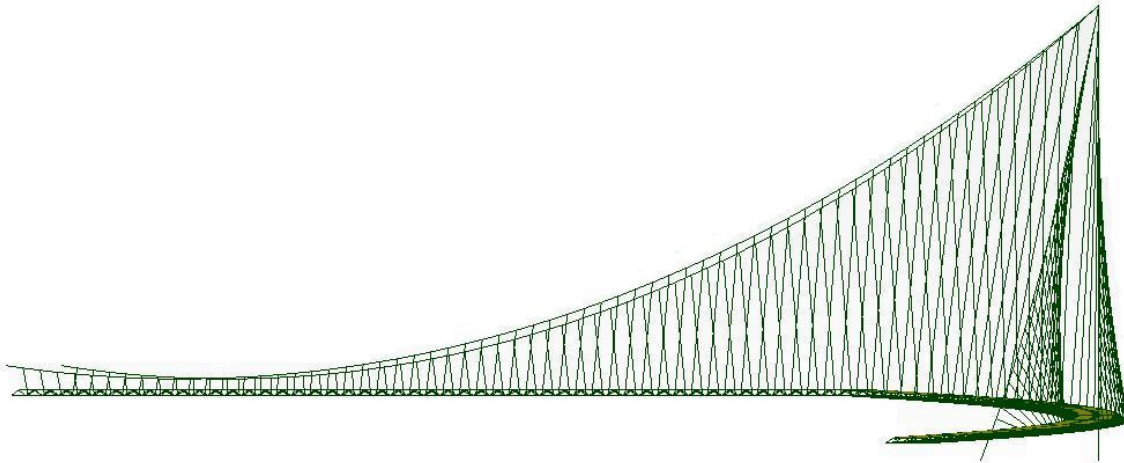


Figura Anexo C.4 – Alçado Nordeste

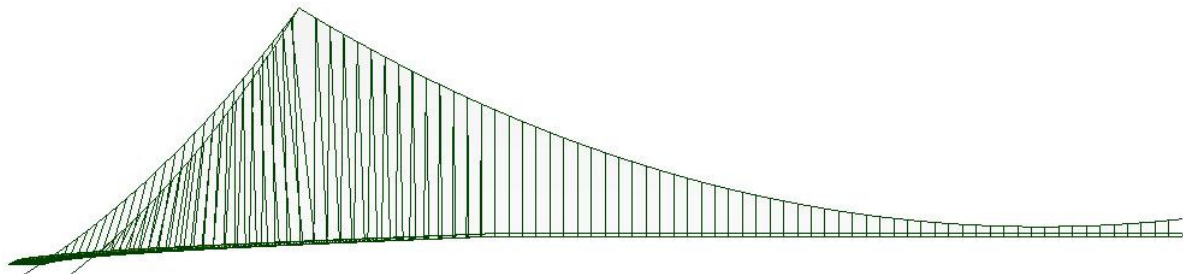


Figura Anexo C.5 – Alçado Oeste

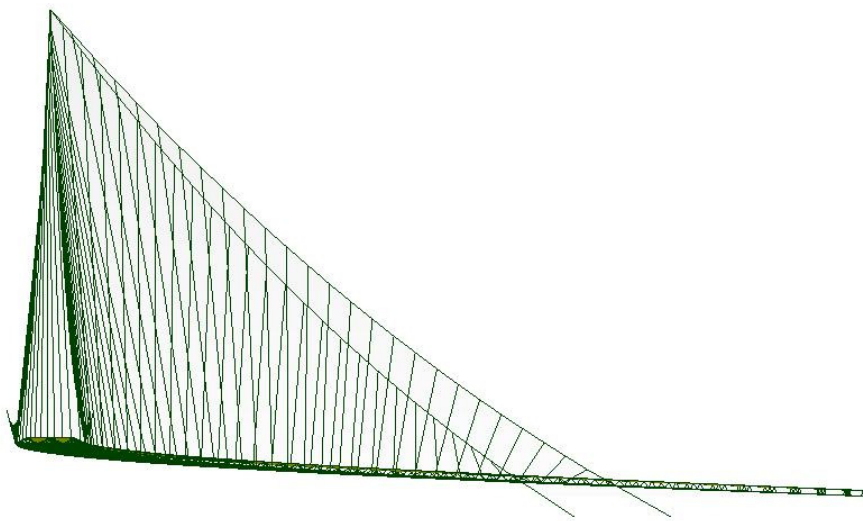


Figura Anexo C.6 – Alçado Sul

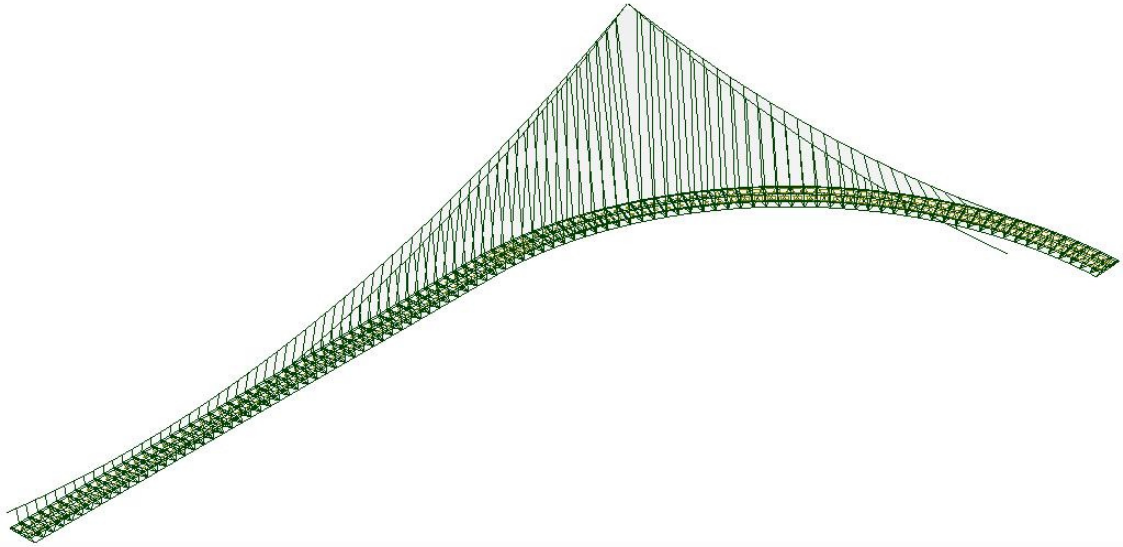


Figura Anexo C.7 – Visualização 3D de Sudeste

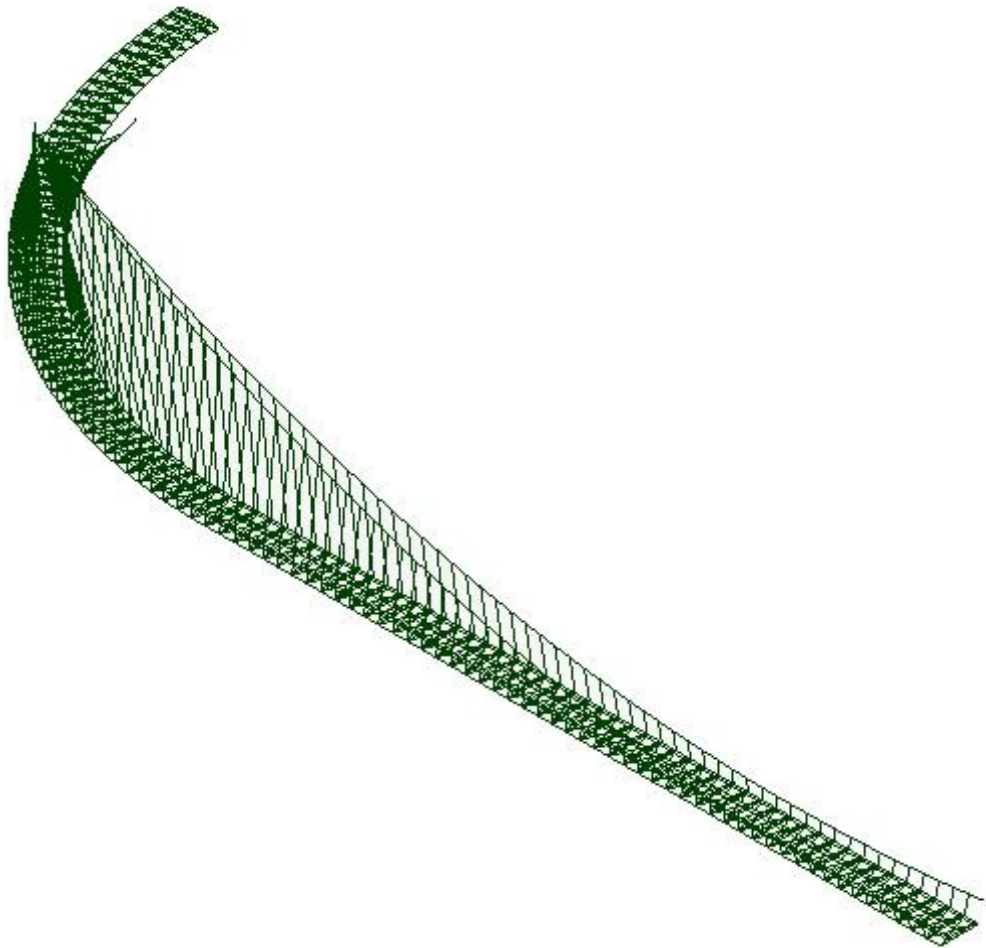


Figura Anexo C.8 – Visualização 3D Sudoeste

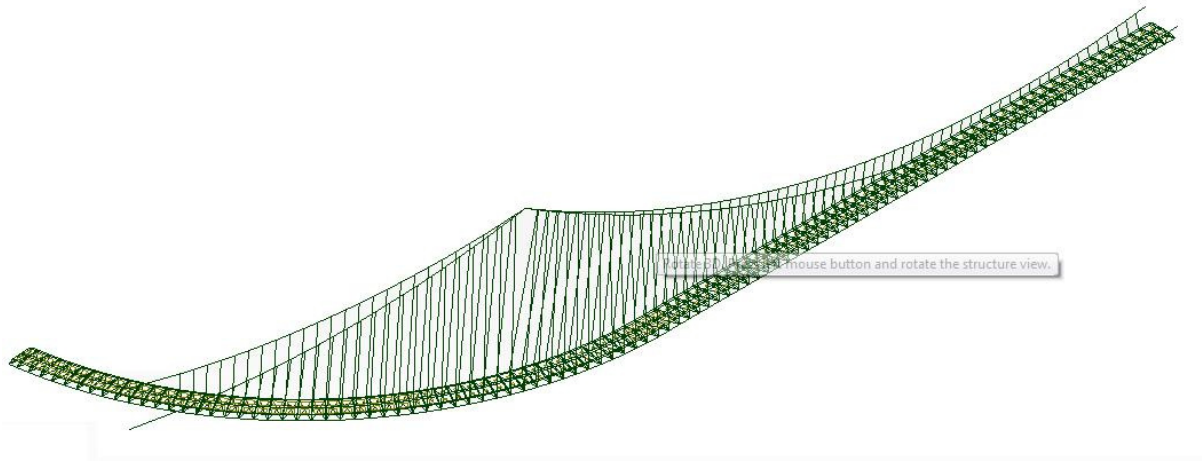


Figura Anexo C.9 – Visualização 3D Noroeste

Anexo D PROCESSO ITERATIVO DE ACERTO DOS PENDURAIIS

Nó	Barra	uz 1	uz2	uz3	uz4	uz5	uz6	DI	Dtemp
205	230	0,023	0,003	0,002	0,000	0,066	0,003	0,015	378,124
206	231	0,046	0,005	0,002	0,001	0,132	0,005	0,031	850,331
207	232	0,071	0,007	0,003	0,001	0,197	0,007	0,049	1457,826
208	233	0,097	0,007	0,004	0,001	0,258	0,010	0,067	2155,659
209	234	0,122	0,008	0,004	0,001	0,316	0,013	0,086	2976,304
210	235	0,148	0,008	0,004	0,001	0,372	0,017	0,106	3911,364
211	236	0,174	0,008	0,004	0,001	0,425	0,021	0,125	4877,386
212	237	0,199	0,007	0,003	0,001	0,474	0,026	0,142	5800,067
213	238	0,224	0,006	0,003	0,000	0,521	0,031	0,158	6662,249
214	239	0,248	0,005	0,003	0,000	0,565	0,036	0,171	7331,228
215	240	0,270	0,005	0,003	0,000	0,608	0,039	0,182	7809,504
216	241	0,291	0,004	0,003	0,000	0,648	0,043	0,189	7979,896
217	242	0,310	0,005	0,003	0,000	0,688	0,045	0,194	7937,077
218	243	0,327	0,006	0,002	0,001	0,726	0,046	0,195	7622,201
219	244	0,343	0,007	0,003	0,000	0,762	0,047	0,194	7157,988
220	245	0,358	0,008	0,004	0,001	0,797	0,047	0,190	6552,920
221	246	0,372	0,009	0,004	0,001	0,830	0,047	0,184	5889,708
222	247	0,385	0,010	0,005	0,000	0,861	0,046	0,176	5198,011
223	248	0,397	0,011	0,004	0,001	0,891	0,044	0,167	4535,147
224	249	0,408	0,012	0,004	0,000	0,917	0,042	0,157	3910,109
225	250	0,419	0,012	0,005	0,001	0,941	0,040	0,148	3379,551
226	251	0,428	0,013	0,005	0,001	0,961	0,037	0,137	2865,497
227	252	0,435	0,015	0,005	0,001	0,978	0,033	0,128	2454,267
228	253	0,442	0,017	0,005	0,000	0,994	0,030	0,119	2093,399
229	254	0,449	0,018	0,005	0,000	1,010	0,029	0,110	1772,869
230	255	0,457	0,018	0,005	0,000	1,023	0,028	0,102	1512,082
231	256	0,464	0,018	0,004	0,001	1,034	0,026	0,094	1283,582
232	257	0,471	0,016	0,004	0,001	1,041	0,024	0,086	1083,727
233	258	0,478	0,015	0,003	0,001	1,047	0,023	0,079	920,345
234	259	0,485	0,013	0,001	0,001	1,049	0,021	0,072	777,123
235	260	0,490	0,011	0,001	0,000	1,047	0,019	0,066	662,007
236	261	0,494	0,011	0,001	0,000	1,044	0,020	0,060	559,071
237	262	0,499	0,008	0,001	0,000	1,039	0,020	0,055	477,042
238	263	0,501	0,005	0,002	0,001	1,030	0,018	0,050	405,407
239	264	0,503	0,004	0,002	0,002	1,017	0,017	0,045	341,024
240	265	0,503	0,001	0,000	0,002	1,005	0,017	0,041	290,919
241	266	0,502	0,000	0,001	0,002	0,990	0,015	0,037	246,258
242	267	0,500	0,001	0,002	0,002	0,974	0,013	0,033	206,388
243	268	0,496	0,001	0,002	0,001	0,957	0,012	0,031	182,162
244	269	0,492	0,004	0,003	0,001	0,936	0,011	0,027	149,592
245	270	0,487	0,006	0,004	0,000	0,914	0,009	0,025	130,800
246	271	0,480	0,007	0,003	0,000	0,890	0,008	0,022	108,669
247	272	0,472	0,007	0,002	0,001	0,862	0,007	0,020	93,415
248	273	0,465	0,010	0,004	0,002	0,833	0,008	0,018	79,752

249	274	0,456	0,012	0,006	0,004	0,802	0,008	0,015	63,021
250	275	0,445	0,014	0,007	0,002	0,775	0,008	0,014	55,854
251	276	0,431	0,015	0,009	0,001	0,745	0,009	0,012	45,451
252	277	0,414	0,016	0,009	0,001	0,710	0,007	0,011	39,665
253	278	0,395	0,015	0,009	0,001	0,671	0,004	0,010	34,373
254	279	0,374	0,014	0,010	0,002	0,630	0,005	0,009	29,471
255	280	0,355	0,014	0,012	0,002	0,591	0,005	0,007	21,814
256	281	0,336	0,013	0,012	0,001	0,551	0,004	0,006	17,784
257	282	0,315	0,012	0,011	0,002	0,510	0,004	0,005	14,114
258	283	0,291	0,011	0,008	0,001	0,470	0,001	0,005	13,456
259	284	0,264	0,011	0,002	0,003	0,430	0,001	0,004	10,274
260	285	0,236	0,009	0,000	0,006	0,390	0,004	0,004	9,802
261	286	0,207	0,007	0,000	0,007	0,347	0,006	0,003	7,031
262	287	0,177	0,001	0,004	0,005	0,302	0,006	0,003	6,721
263	288	0,146	0,006	0,006	0,001	0,252	0,006	0,002	4,284
264	289	0,116	0,016	0,006	0,001	0,204	0,007	0,002	4,104
265	290	0,089	0,025	0,003	0,002	0,159	0,011	0,002	3,932
266	291	0,069	0,032	0,002	0,009	0,120	0,016	0,002	3,766
267	292	0,064	0,037	0,001	0,012	0,084	0,020	0,001	1,806
307	293	0,024	0,003	0,002	0,000	0,065	0,002	0,014	352,915
308	294	0,049	0,006	0,003	0,001	0,130	0,003	0,029	795,471
309	295	0,075	0,007	0,004	0,002	0,194	0,004	0,046	1368,571
310	296	0,101	0,008	0,004	0,002	0,255	0,006	0,064	2059,137
311	297	0,128	0,009	0,005	0,001	0,312	0,008	0,081	2803,263
312	298	0,155	0,009	0,006	0,002	0,367	0,011	0,100	3689,966
313	299	0,181	0,009	0,006	0,002	0,419	0,014	0,118	4604,253
314	300	0,208	0,009	0,005	0,002	0,467	0,019	0,134	5473,303
315	301	0,234	0,008	0,005	0,002	0,514	0,023	0,149	6282,753
316	302	0,258	0,007	0,005	0,001	0,557	0,027	0,161	6902,501
317	303	0,281	0,006	0,005	0,002	0,599	0,030	0,171	7337,501
318	304	0,302	0,006	0,005	0,002	0,639	0,033	0,178	7515,457
319	305	0,322	0,007	0,006	0,001	0,677	0,036	0,182	7446,124
320	306	0,340	0,008	0,005	0,002	0,716	0,037	0,184	7192,230
321	307	0,356	0,009	0,006	0,002	0,751	0,037	0,183	6752,122
322	308	0,371	0,011	0,006	0,002	0,786	0,037	0,179	6173,541
323	309	0,386	0,012	0,007	0,002	0,819	0,036	0,174	5569,615
324	310	0,399	0,013	0,008	0,003	0,850	0,034	0,167	4932,203
325	311	0,411	0,015	0,008	0,002	0,879	0,032	0,158	4290,737
326	312	0,423	0,016	0,008	0,002	0,905	0,031	0,149	3710,868
327	313	0,433	0,016	0,008	0,001	0,928	0,030	0,140	3196,873
328	314	0,442	0,017	0,008	0,001	0,949	0,027	0,131	2740,000
329	315	0,449	0,019	0,009	0,002	0,966	0,023	0,122	2339,223
330	316	0,456	0,020	0,009	0,003	0,983	0,020	0,114	2005,441
331	317	0,463	0,020	0,010	0,002	0,999	0,019	0,106	1708,401
332	318	0,470	0,020	0,010	0,002	1,012	0,017	0,098	1452,785
333	319	0,477	0,019	0,009	0,003	1,024	0,016	0,090	1228,962
334	320	0,484	0,019	0,008	0,003	1,032	0,015	0,083	1045,923

335	321	0,491	0,016	0,006	0,004	1,039	0,014	0,076	885,395
336	322	0,497	0,015	0,005	0,004	1,042	0,014	0,070	755,537
337	323	0,501	0,015	0,005	0,004	1,041	0,012	0,064	641,946
338	324	0,505	0,014	0,006	0,003	1,039	0,012	0,059	549,753
339	325	0,509	0,010	0,006	0,001	1,033	0,014	0,054	468,369
340	326	0,511	0,007	0,007	0,001	1,026	0,013	0,049	397,299
341	327	0,511	0,004	0,006	0,001	1,016	0,014	0,045	341,024
342	328	0,511	0,003	0,006	0,000	1,003	0,014	0,041	290,919
343	329	0,509	0,002	0,005	0,001	0,990	0,013	0,037	246,258
344	330	0,505	0,001	0,003	0,000	0,975	0,012	0,034	212,642
345	331	0,500	0,003	0,002	0,001	0,960	0,013	0,031	182,162
346	332	0,495	0,005	0,002	0,001	0,941	0,013	0,028	155,133
347	333	0,489	0,008	0,003	0,002	0,921	0,010	0,025	130,800
348	334	0,481	0,009	0,003	0,003	0,899	0,009	0,023	113,608
349	335	0,472	0,009	0,002	0,002	0,874	0,010	0,021	98,086
350	336	0,463	0,013	0,001	0,001	0,847	0,013	0,019	84,182
351	337	0,453	0,017	0,001	0,000	0,818	0,016	0,017	71,423
352	338	0,441	0,020	0,003	0,000	0,792	0,019	0,015	59,844
353	339	0,426	0,022	0,004	0,001	0,764	0,020	0,014	53,026
354	340	0,408	0,022	0,004	0,000	0,729	0,018	0,012	43,271
355	341	0,387	0,022	0,004	0,000	0,691	0,016	0,011	37,810
356	342	0,365	0,021	0,005	0,003	0,654	0,017	0,010	32,746
357	343	0,344	0,022	0,009	0,004	0,613	0,018	0,009	28,056
358	344	0,324	0,028	0,012	0,004	0,572	0,019	0,008	23,739
359	345	0,303	0,033	0,014	0,001	0,528	0,019	0,006	16,977
360	346	0,279	0,034	0,013	0,002	0,480	0,020	0,005	13,509
361	347	0,252	0,033	0,011	0,006	0,429	0,022	0,004	10,333
362	348	0,224	0,032	0,010	0,009	0,379	0,025	0,004	9,878
363	349	0,194	0,032	0,010	0,012	0,330	0,027	0,003	7,101
364	350	0,163	0,029	0,010	0,012	0,282	0,028	0,002	4,535
365	351	0,131	0,025	0,010	0,013	0,232	0,029	0,002	4,345
366	352	0,099	0,019	0,010	0,013	0,182	0,026	0,002	4,172
367	353	0,068	0,008	0,008	0,012	0,133	0,020	0,001	2,003
368	354	0,044	0,009	0,007	0,010	0,088	0,017	0,001	1,922
369	355	0,033	0,023	0,007	0,008	0,048	0,016	0,001	1,848
268	408	0,081	0,034	0,010	0,009	0,050	0,027	0,001	1,819
269	409	0,120	0,019	0,028	0,002	0,024	0,031	0,003	5,790
270	410	0,172	0,002	0,046	0,004	0,007	0,030	0,006	12,302
271	411	0,227	0,021	0,061	0,008	0,002	0,026	0,008	17,433
272	412	0,281	0,040	0,072	0,013	0,009	0,024	0,011	25,576
273	413	0,329	0,053	0,080	0,016	0,013	0,024	0,014	34,764
274	414	0,369	0,061	0,087	0,016	0,015	0,026	0,017	45,142
275	415	0,402	0,067	0,095	0,015	0,015	0,027	0,019	54,073
276	416	0,430	0,075	0,104	0,015	0,015	0,030	0,023	70,373
277	417	0,450	0,078	0,111	0,016	0,017	0,035	0,026	85,862
278	418	0,462	0,075	0,114	0,014	0,015	0,036	0,028	99,852
279	419	0,464	0,068	0,115	0,012	0,013	0,037	0,030	115,995

280	420	0,460	0,060	0,115	0,010	0,012	0,038	0,032	134,775
281	421	0,446	0,049	0,111	0,008	0,010	0,039	0,034	156,364
282	422	0,425	0,036	0,103	0,003	0,005	0,039	0,035	176,756
283	423	0,397	0,019	0,092	0,002	0,000	0,041	0,035	195,233
284	424	0,363	0,001	0,078	0,009	0,007	0,042	0,033	204,219
285	425	0,324	0,021	0,065	0,017	0,015	0,043	0,031	215,476
286	426	0,280	0,045	0,050	0,026	0,024	0,043	0,026	204,379
287	427	0,228	0,073	0,033	0,034	0,033	0,042	0,018	162,080
288	428	0,167	0,102	0,011	0,043	0,041	0,042	0,005	52,058
289	429	0,101	0,132	0,008	0,050	0,048	0,043	0,016	196,353
290	430	0,029	0,160	0,020	0,053	0,052	0,048	0,047	694,792
291	431	0,045	0,180	0,018	0,045	0,044	0,057	0,094	1710,936
292	432	0,115	0,185	0,007	0,023	0,022	0,071	0,173	3937,186
370	433	0,044	0,028	0,008	0,005	0,018	0,011	0,000	0,000
371	434	0,079	0,023	0,011	0,003	0,001	0,007	0,001	1,937
372	435	0,129	0,012	0,014	0,001	0,008	0,002	0,003	6,153
373	436	0,188	0,001	0,018	0,006	0,009	0,002	0,005	10,886
374	437	0,249	0,011	0,018	0,009	0,009	0,008	0,007	16,216
375	438	0,307	0,020	0,021	0,012	0,006	0,015	0,010	24,713
376	439	0,358	0,022	0,025	0,018	0,001	0,023	0,012	31,688
377	440	0,402	0,018	0,029	0,023	0,004	0,031	0,014	39,615
378	441	0,437	0,015	0,033	0,027	0,009	0,039	0,016	48,585
379	442	0,465	0,012	0,038	0,033	0,016	0,048	0,019	62,142
380	443	0,486	0,009	0,044	0,036	0,021	0,058	0,021	74,294
381	444	0,499	0,003	0,049	0,039	0,025	0,067	0,024	92,147
382	445	0,504	0,006	0,053	0,040	0,028	0,076	0,026	108,933
383	446	0,502	0,014	0,058	0,039	0,029	0,085	0,029	133,087
384	447	0,495	0,020	0,064	0,037	0,029	0,096	0,033	167,636
385	448	0,482	0,029	0,071	0,035	0,029	0,105	0,036	203,770
386	449	0,463	0,038	0,077	0,032	0,028	0,114	0,040	254,125
387	450	0,441	0,043	0,085	0,029	0,027	0,123	0,046	333,868
388	451	0,415	0,047	0,092	0,027	0,026	0,131	0,052	437,586
389	452	0,383	0,051	0,097	0,024	0,024	0,139	0,060	598,019
390	453	0,345	0,057	0,100	0,020	0,021	0,142	0,069	832,902
391	454	0,301	0,062	0,099	0,018	0,019	0,141	0,081	1236,282
392	455	0,245	0,074	0,086	0,022	0,024	0,133	0,087	1734,742
393	456	0,168	0,104	0,057	0,036	0,039	0,120	0,066	1732,332
394	457	0,070	0,158	0,039	0,047	0,050	0,124	0,019	568,203
Máximo tabuleiro		0,511	0,078	0,115	0,016	0,017	0,142		
Mínimo tabuleiro		0,115	0,185	0,02	0,053	1,049	0,047		
Máximo zona plana		0,511	0,022	0,01	0,004	0,065	0,002		
Mínimo zona plana		0,023	0,02	0,01	0,004	1,049	0,047		

Anexo E TABELA DE FREQUÊNCIA DOS PRIMEIROS 75 MODOS DE VIBRAÇÃO PARA AS COMBINAÇÕES ESTUDADAS

Modo	Permanente	Carac. SC T+	Carac. T+
	Freq. [Hz]	Freq. [Hz]	Freq. [Hz]
1	0,25	0,3	0,27
2	0,31	0,41	0,35
3	0,44	0,51	0,49
4	0,51	0,57	0,54
5	0,54	0,7	0,64
6	0,59	0,76	0,65
7	0,63	0,79	0,67
8	0,65	0,81	0,72
9	0,69	0,84	0,75
10	0,72	0,85	0,78
11	0,76	0,86	0,81
12	0,8	0,98	0,88
13	0,81	1	0,89
14	0,86	1,02	0,91
15	0,9	1,06	0,97
16	0,9	1,15	1,05
17	0,91	1,23	1,07
18	1,01	1,27	1,1
19	1,11	1,28	1,15
20	1,19	1,33	1,27
21	1,21	1,41	1,32
22	1,22	1,44	1,33
23	1,28	1,46	1,36
24	1,28	1,48	1,38
25	1,32	1,52	1,41
26	1,34	1,65	1,44
27	1,37	1,67	1,47
28	1,4	1,72	1,5
29	1,41	1,73	1,52
30	1,47	1,85	1,62
31	1,51	1,86	1,69
32	1,52	1,91	1,71
33	1,54	1,92	1,76
34	1,61	1,95	1,78
35	1,7	2,09	1,78
36	1,76	2,11	1,8
37	1,82	2,14	1,94

38	1,83	2,22	2,11
39	1,84	2,28	2,14
40	2	2,34	2,14
41	2,04	2,41	2,15
42	2,06	2,49	2,22
43	2,1	2,54	2,24
44	2,16	2,57	2,33
45	2,17	2,58	2,37
46	2,19	2,65	2,41
47	2,22	2,71	2,45
48	2,33	2,77	2,51
49	2,37	2,8	2,54
50	2,42	2,92	2,55
51	2,5	2,99	2,63
52	2,52	3,03	2,77
53	2,53	3,07	2,85
54	2,69	3,12	2,92
55	2,71	3,21	2,94
56	2,76	3,26	2,95
57	2,83	3,37	2,98
58	2,85	3,46	3,06
59	2,85	3,48	3,11
60	2,87	3,51	3,21
61	2,91	3,58	3,31
62	3,07	3,64	3,35
63	3,19	3,69	3,36
64	3,21	3,74	3,37
65	3,23	3,82	3,51
66	3,27	3,93	3,6
67	3,38	3,97	3,65
68	3,45	4	3,72
69	3,49	4,01	3,73
70	3,55	4,15	3,76
71	3,57	4,21	3,78
72	3,6	4,34	3,86
73	3,63	4,4	3,88
74	3,66	4,44	4,03
75	3,69	4,46	4,14