

PROJETO DE UMA PONTE DE CABOS

CLÁUDIO HENRIQUE FLORENÇA MENDES

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

Professor Doutor Álvaro Ferreira Marques Azevedo

JUNHO DE 2021

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2020/2021

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 - 2020/2021 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2021.*

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

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

À Minha Família

Só se perde quando se desiste

Jorge Capela

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Doutor Álvaro Azevedo pelo desafio colocado com este projeto bem como pela orientação e partilha de conhecimentos ao longo do desenvolvimento do trabalho.

Agradeço à Professora Doutora Elsa Caetano pela disponibilidade demonstrada no esclarecimento de dúvidas e pela clareza e simplicidade com que partilhou os seus conhecimentos.

Agradeço ao Professor Doutor Pedro Ferreira pelo entusiasmo demonstrado, pela partilha de conhecimentos e pelo incansável acompanhamento no desenvolvimento do trabalho. Sem a sua colaboração seria muito difícil desenvolver este projeto.

Agradeço a todos os amigos, colegas de faculdade e colegas de profissão os quais consultei para obter opiniões sobre o presente trabalho.

Agradeço aos meus filhos pela compreensão da minha ausência para o desenvolvimento deste projeto e principalmente à minha esposa pela motivação e carinho demonstrados.

RESUMO

O presente projeto tem como objetivo o desenvolvimento e estudo de uma solução estrutural para uma ponte pedonal constituída essencialmente por cabos e por um tabuleiro aligeirado. A referida estrutura deverá ser implantada no município de Mértola estabelecendo uma ligação direta entre o centro histórico da vila e a futura Estação Biológica de Mértola.

O sistema estrutural adotado consiste essencialmente em uma ponte suspensa simples, composta por cabos de aço e tabuleiro de madeira. As características geométricas adotadas resultam de critérios estabelecidos pelo Dono de Obra que pretende obter uma estrutura esbelta, devidamente enquadrada na paisagem e com baixo impacto ambiental.

Assim, o autor optou por desenvolver uma estrutura composta por um plano de cabos principal localizados ao nível do tabuleiro de madeira e por dois cabos de estabilização inferiores conectados aos cabos principais de borda através de pendurais. O paralelismo entre os cabos principais é garantido pela presença de carlingas em aço perfilado. Desta forma, as ações descendentes serão essencialmente absorvidas pelos cabos principais enquanto as ações ascendentes e transversais serão equilibradas pelos cabos inferiores e pendurais.

A configuração supracitada implica na necessidade de desenvolver uma análise não linear uma vez que a matriz de rigidez se altera com as ações aplicadas.

A técnica utilizada para a análise estática do modelo de cálculo consiste na sucessiva atualização geométrica da estrutura considerando os efeitos P-Delta.

A análise dinâmica da estrutura limitou-se a uma análise modal convencional realizada a partir da matriz de rigidez resultante da análise não linear geométrica. A extensão dessa análise à simulação das ações do vento e das ações dinâmicas provocadas pelos utilizadores não foi âmbito do presente estudo dada a sua complexidade e a limitação temporal.

Dada a característica de não linearidade da estrutura, o seu dimensionamento foi feito de modo iterativo fazendo variar os níveis de pré-esforço em função das deformações e modos de vibração alcançados.

A solução técnica adotada foi desenvolvida em conformidade com os requisitos normativos nacionais e internacionais estabelecidos pelo Eurocódigo e pelo Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

Palavras-Chave: Ponte pedonal, ponte suspensa simples, sistema de cabos, análise não linear, processo iterativo.

ABSTRACT

This project aims to develop a structural solution for a footbridge made out of cables and a wooden deck. This structure should be implemented in the municipality of Mértola, establishing a direct connection between the village center and the future Biological Station of Mértola.

The adopted structural system consists of a simple suspension bridge, composed of steel cables and a wooden deck. The geometric characteristics adopted result from criteria established by the Project Owner, who intends to obtain a slender structure, properly framed in the landscape and with low environmental impact.

Thus, the author chose to develop a structure composed of a plane of main cables located at the level of the wooden deck and two lower stabilization cables connected to the main edge cables through hangers. The parallelism between the main cables is guaranteed by the presence of profiled steel beams. In this way, the descending actions will be essentially absorbed by the main cables while the ascending and transverse actions will be balanced by the lower cables.

This configuration implies to develop a non-linear analysis since the stiffness matrix changes with the actions.

The static analysis was conducted by the P-Delta technique which updates the successive geometry after each action.

The dynamic analysis of the structure was limited to a conventional modal analysis performed from the stiffness matrix resulting from the nonlinear geometric analysis. The extension of this analysis to the simulation of wind actions and dynamic actions caused by users was not made given its complexity and time limitation.

Given the non-linearity characteristic of the structure, its design was done iteratively. The pre-stress levels were tuned depending on the deformations and vibration modes achieved.

The technical solution adopted was developed in accordance with national and international regulatory requirements established by the Eurocode and by the Safety and Actions Regulation for Structures of Buildings and Bridges (RSA).

Keywords: Pedestrian bridge, simple suspension bridge, cable system, nonlinear analysis, iterative process.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE TABELAS	xv
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xvii
INTRODUÇÃO	1
1.1. Âmbito do projeto	1
1.1.1. Enquadramento histórico de Mértola	1
1.1.2. Património histórico	3
1.1.3. Património ambiental	5
1.1.4. Motivação do projeto de ponte pedonal	8
1.2. Histórico de pontes suspensas	9
1.3. Características estruturais de pontes suspensas	15
1.3.1. Ponte suspensa simples (catenária)	15
1.3.2. Ponte de tabuleiro suspenso (hipérbole)	15
1.3.3. Ponte tipo stress ribbon	17
DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO	21
2.1. Localização da obra	21
2.2. Características e condicionantes do local da obra	23
2.2.1. Topografia	23
2.2.2. Características geológicas	24
2.2.3. Características hidrográficas	24
2.2.4. Características climáticas	25
2.2.5. Restrições ambientais e arqueológicas	25
2.2.6. Solicitações do Dono de Obra	25
2.3. Implantação da ponte	26
2.3.1. Definição de rota	26
2.3.2. Conceção inicial da estrutura	28
2.3.3. Fases de desenvolvimento do projeto	32
MATERIAIS	39
3.1. Descrição geral	39

3.2. Aço.....	39
3.2.1. História	39
3.2.2. Fabricação.....	40
3.2.3. Classificação.....	41
3.2.4. Características mais relevantes	42
3.2.5. Aplicação	42
3.3. Betão	43
3.3.1. História	43
3.3.2. Fabricação.....	44
3.3.3. Classificação.....	45
3.3.4. Características mais relevantes	46
3.3.5. Aplicação	47
3.4. Madeira	47
3.4.1. História	48
3.4.2. Características estruturais	48
3.4.3. Aplicação	50
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	53
4.1. Modelação.....	53
4.1.1. Análise com programa de cálculo.....	53
4.2. Análise estática da estrutura.....	61
4.2.1. Ações permanentes	61
4.2.2. Sobrecarga de utilização	61
4.2.3. Ação da temperatura	64
4.2.4. Ação do vento.....	67
4.2.5. Combinações de ações.....	72
4.2.6. Análise quantitativa dos resultados	78
4.3. Análise modal da estrutura.....	83
4.4. Introdução à análise dinâmica.....	93
4.5. Dimensionamento de elementos estruturais.....	99
4.5.1. Cabos estruturais.....	100
4.5.2. Tabuleiro.....	102
4.5.3. Carlingas.....	105
4.5.4. Guarda-corpo	109
PROCESSO CONSTRUTIVO.....	113
5.1. Descrição geral do processo construtivo.....	113

5.2. Ações e esforços presentes no processo construtivo	114
ESTIMATIVA ORÇAMENTAL	121
6.1. Estimativa orçamental da obra.....	121
CONSIDERAÇÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	123
7.1. Conclusões.....	123
7.2. Desenvolvimentos futuros	124
BIBLIOGRAFIA	125
ANEXOS	129

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Panorâmica da vila de Mértola ©Alex Robinson	1
Figura 2 - Evolução demográfica da vila de Mértola	2
Figura 3 - Castelo de Mértola (séc. X)	3
Figura 4 - Igreja Matriz ou Igreja da N ^a Sr. ^a da Anunciação (mesquita árabe convertida no séc. XIII) .	3
Figura 5 - Torre do relógio (séc. XVI)	4
Figura 6 - Centro histórico de Mértola	4
Figura 7 - Campo Arqueológico de Mértola	4
Figura 8 - Panorâmica da vila de São Domingos	5
Figura 9 - Mapa do Parque Natural do Vale do Guadiana	5
Figura 10 - Pulo do Lobo	6
Figura 11 - Paisagem característica do Parque Natural do Vale do Guadiana	6
Figura 12 - Localização da futura Estação Biológica de Mértola	7
Figura 13 - Detalhe da localização da futura Estação Biológica de Mértola	7
Figura 14 - Antigos celeiros da EPAC	7
Figura 15 - Mapa do trajeto atual	8
Figura 16 - Esboço de ponte proposta	9
Figura 17 - Representação esquemática do modelo estrutural objetivado	9
Figura 18 - Exemplo de ponte suspensa simples primitiva	9
Figura 19 - Ponte pedonal de Luding, China inaugurada em 1701 (vão livre de 100m)	10
Figura 20 - Ponte Menai (1826), País de Gales, Reino Unido (vão livre de 176m)	11
Figura 21 - Ponte Széchenye (1849), Budapeste, Hungria (vão livre de 202m)	11
Figura 22 - Ponte D. Maria II (Ponte Pênsil) (séc. XIX), Porto, Portugal (vão livre de 170m)	11
Figura 23 - George Washington Bridge (1931), Nova Iorque, Estados Unidos da América (vão livre de 1067m)	12
Figura 24 - Golden Gate Bridge (1937), São Francisco, Califórnia, Estados Unidos da América (vão livre de 1280m)	12
Figura 25 - Humber Bridge (1981), Lincolnshire, Reino Unido (vão livre de 1410m)	12
Figura 26 - Akashi Kaikyo Bridge (1998), Kobe, Japão (vão livre de 1991m)	13
Figura 27 - Ponte 25 de Abril (1966), Lisboa, Portugal (vão livre de 1013m)	13
Figura 28 - Baglung Pargat Footbridge (2020), Nepal (vão livre de 567m)	14
Figura 29 - Arouca 516 (2021), Arouca, Portugal (vão livre de 516m)	14
Figura 30 - Representação esquemática de ponte suspensa simples	15
Figura 31 - Representação esquemática de ponte de tabuleiro suspenso	15
Figura 32 - Tacoma Narrows Bridge (1940), Estados Unidos da América (vão livre de 853m)	16
Figura 33 - Tacoma Narrows Bridge (1940), Estados Unidos da América (vão livre de 853m)	16
Figura 34 - Exemplo de ponte stress ribbon	17
Figura 35 - Sistema de equilíbrio de forças em uma ponte tipo Stress Ribbon	17
Figura 36 - Sistema de equilíbrio de forças (continuação)	18
Figura 37 - Faixa de implementação da ponte pedonal	21
Figura 38 - Fachada dos antigos celeiros da Empresa Pública de Abastecimento do Cereal (EPAC) ..	21
Figura 39 - Panorâmica da travessia a partir da margem esquerda	22
Figura 40 - Panorâmica da travessia a partir da margem direita	22
Figura 41 - Panorâmica da travessia a partir do cais (margem direita)	22
Figura 42 - Levantamento topográfico da área de projeto	23
Figura 43 - Modelação tridimensional do terreno em AutoCad3D	23

Figura 44 - Estudo de possíveis rotas (planta).....	26
Figura 45 - Perfis transversais alternativos.....	27
Figura 46 - Representação tridimensional das rotas alternativas.....	27
Figura 47 - Limites de inclinação longitudinal (16)	28
Figura 48 - Perfil longitudinal da ponte de cabos.....	29
Figura 49 - Planta da ponte de cabos.....	29
Figura 50 - Largura mínima sugerida para a adequada circulação de bicicletas em fluxos opostos (17)	30
Figura 51 - Características geométricas do guarda corpo.....	30
Figura 52 - Perfil transversal da ponte de cabos.....	31
Figura 53 - Exemplos de padrões decorativos árabes.....	31
Figura 54 Exemplo de trama de cabos de aço sugerida.....	31
Figura 55 - Exemplo de alinhamento longitudinal do assoalho de madeira.....	32
Figura 56 - Exemplo de alinhamento transversal do assoalho de madeira	32
Figura 57 - Exemplo de tabuleiro pretendido.....	32
Figura 58 - Secções de cabos fechados tipo FLC.....	33
Figura 59 - Secções de cabos abertos tipo OSS.....	33
Figura 60 - Modos de vibração naturais de um cabo (16)	36
Figura 61 - Limites de classificação fisiológicos para pontes pedonais (16)	37
Figura 62 - Representação gráfica característica da ação vertical e horizontal provocada por um pedestre (16)	38
Figura 63 - Peças de madeira submetidas a esforços de compressão (Ritter, 1990)	49
Figura 64 - Peças de madeira sujeitas a esforços de tração (Ritter, 1990)	49
Figura 65 - Peças de madeira sujeitas a esforço transversal (Ritter, 1990)	50
Figura 66 - Peças de madeira sujeitas a esforços de flexão (Ritter, 1990)	50
Figura 67 - Aspeto geral do formulário "Cable Geometry" do programa SAP2000 v22.....	54
Figura 68 - Aspeto geral do modelo numérico construído no programa SAP2000 v22.....	54
Figura 69 - Aspeto do formulário "Load Patterns" do programa SAP2000 v22	56
Figura 70 - Formulário "Define Load Cases" do programa SAP2000 v22	56
Figura 71 - Definição do tipo de análise do caso de carga "P".....	56
Figura 72 - Definição do tipo de análise do caso de carga "DEAD"	57
Figura 73 - Formulário "Define Load Cases" do programa SAP2000 v22	57
Figura 74 - Definição do tipo de análise da combinação "ELS-01"	58
Figura 75 - Definição das massas nodais MS-ELS01 a partir do peso próprio dos elementos e da transformação da ação "g".....	58
Figura 76 - Configuração de análise modal "MODAL ELS01"	59
Figura 77 - Formulário "Load Assigns" do programa SAP2000 v22 - q_{fk1} (vertical)	59
Figura 78 - Formulário "Load Assigns" do programa SAP2000 v22 - q_{fk1} (horizontal)	60
Figura 79 - Modelo de distribuição das ações acidentais resultantes do veículo de serviço Q_{serv}	63
Figura 80 - Correlação entre a temperatura mínima do ar à sombra (T_{min}/T_{max}) e a componente da variação uniforme de temperatura mínima/máxima em pontes ($T_{e,min}/T_{e,max}$) (Eurocódigo 1 parte 5) ..	64
Figura 81 - Direções das ações do vento em pontes.....	69
Figura 82 - coeficiente de força para pontes, $C_{fx,0}$	70
Figura 83 - Sobrecarga uniformemente distribuída (48)	74
Figura 84 - Sobrecarga concentrada (veículo de serviço) (48).....	74
Figura 85 - Imagem da deformada resultante da combinação de serviço ELS-11	83
Figura 86 - Imagem da deformada do primeiro modo de vibração lateral da combinação ELS-01	84

Figura 87 - Imagem da deformada do segundo modo de vibração vertical da combinação ELS-02	85
Figura 88 - Imagem da deformada do quinto modo de vibração vertical da combinação ELS-08	86
Figura 89 - Imagem da deformada do terceiro modo de vibração lateral da combinação ELS-11	87
Figura 90 - Imagem da deformada do sexto modo de vibração torsional da combinação ELS-13	88
Figura 91 - Imagem da deformada do quarto modo de vibração local (cabos) da combinação ELS-15	89
Figura 92 - Imagem da deformada do primeiro modo de vibração lateral da combinação ELS-17	90
Figura 93 - Representação esquemática do método SDOF para um modo de vibração natural da estrutura (21)	95
Figura 94 - Representação esquemática do fenómeno "aeroelastic flutter" provocado por "vortex shedding" (16)	99
Figura 95 - Representação esquemática do fenómeno "aeroelastic flutter" provocado por oscilação autoexcitante (16)	99
Figura 96 - Modelo de distribuição das ações acidentais resultantes do veículo de serviço Q_{serv}	102
Figura 97 - Diagramas de esforço transversal (V2) e momento fletor (M3) em ELU	102
Figura 98 - Diagramas de esforço transversal (V3) e momento fletor (M2) em ELU	103
Figura 99 - Eixos direcionais do elemento de madeira	103
Figura 100 - (a) elemento de madeira com uma componente de esforço transversal paralelo às fibras; (b) elemento de madeira com duas componentes de esforço transversal paralelas às fibras (rolling shear)	104
Figura 101 - Critérios gerais de dimensionamento ELU (55)	106
Figura 102 - Fluxograma de dimensionamento de secções à compressão (55)	107
Figura 103 - Fluxograma de dimensionamento de secções à tração (55)	107
Figura 104 - Fluxograma de dimensionamento de secções a esforço transversal (55)	108
Figura 105 - Fluxograma de dimensionamento de secções à flexão composta com esforço transversal (55)	108
Figura 106 - Características geométricas do guarda corpo	109
Figura 107 - Representação esquemática dos esforços atuantes no guarda-corpo	110
Figura 108 - Reações da combinação ELU	111
Figura 109 - Esforços de cálculo dos montantes dos guarda-corpos	111
Figura 110 - Etapas de instalação do piso de madeira (Fase 12)	114
Figura 111 - Processo construtivo – Fase 7 – Lançamento dos cabos principais e aplicação do primeiro estágio de pré-esforço	114
Figura 112 - Processo construtivo – Fase 8 – Instalação das carlingas	115
Figura 113 - Processo construtivo - Fases 9 e 10 - Fixação dos pendurais e lançamento dos cabos inferiores.	115
Figura 114 - Processo construtivo - Fase 11 - Aplicação do segundo estágio de pré-esforço	116
Figura 115 - Processo construtivo - Fase 12a - Instalação do piso de madeira	116
Figura 116 - Processo construtivo - Fase 12b - Instalação do piso de madeira	117
Figura 117 - Processo construtivo - Fase 12c - Instalação do piso de madeira	117
Figura 118 - Processo construtivo - Fases 13 e 14 - Instalação dos guarda-corpos	118
Figura 119 - Processo construtivo - Fase 15 - Aplicação do terceiro e último estágio de pré-esforço à temperatura ambiente de 20°C	118
Figura 120 - Evolução das reações nos encontros ao longo do processo construtivo	119
Figura 121 - Evolução dos esforços nos cabos estruturais ao longo do processo construtivo	120
Figura 122 - Evolução da deformada a meio vão ao longo do processo construtivo	120

ÍNDICE DE TABELAS

Quadro 1 - Dados climatológicos do município de Mértola	25
Quadro 2 - Características geométricas principais	27
Quadro 3 - Características dos cabos estruturais.....	34
Quadro 4 - Frequências características de caminhada e saltos expressas em Hertz (Hz)	36
Quadro 5 - Quadro 3.1, do atual Eurocódigo 2	46
Quadro 6 - Padrões de carga considerados.....	55
Quadro 7 - Pré-esforço de equilíbrio.....	60
Quadro 8 - Valores recomendados da variação diferencial de temperatura para diferentes tipos de tabuleiros de pontes rodoviárias, pedonais e ferroviárias (Eurocódigo 1 parte 5)	65
Quadro 9 - Valores recomendados de k_{sur} em função das espessuras de revestimento (Eurocódigo 1 parte 5)	66
Quadro 10 – Quadro NA-4.1 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros.....	68
Quadro 11 - Valores d_{tot} a considerar.....	70
Quadro 12 - Quadro I-XVII do RSA – Coeficientes de força para fios e cabos de comprimento infinito	72
Quadro 13 - Forças representativas da ação do vento nos cabos	72
Quadro 14 - Valores recomendados para os coeficientes Ψ em pontes pedonais (48).....	74
Quadro 15 – ELS: Combinação permanente (muito longa duração)	75
Quadro 16 – ELS: Combinações quase permanentes (longa duração).....	76
Quadro 17 – ELS: Combinações frequentes (curta duração)	76
Quadro 18– ELS: Combinações raras (muito curta duração).....	76
Quadro 19 - ELU: Combinações de Estado Limite de Último (STR).....	76
Quadro 20 - Esforços máximos obtidos nos cabos [kN]	78
Quadro 21 - Esforços mínimos obtidos nos cabos [kN].....	79
Quadro 22 - Esforços máximos obtidos nas carlingas [kN e kN.m]	80
Quadro 23 - Esforços mínimos obtidos nas carlingas [kN e kN.m].....	81
Quadro 24 - Combinação de esforços de projeto das carlingas [kN e kN.m]	82
Quadro 25 - Deslocamentos verticais máximos obtidos	82
Quadro 26 - Modos próprios da combinação ELS-01 – Combinação Permanente.....	84
Quadro 27 - Modos próprios da combinação ELS-02.....	85
Quadro 28 - Modos próprios da combinação ELS-08.....	86
Quadro 29 - Modos próprios da combinação ELS-11.....	87
Quadro 30 - Modos próprios da combinação ELS-13.....	88
Quadro 31 - Modos próprios da combinação ELS-15.....	89
Quadro 32 - Modos próprios da combinação ELS-17.....	90
Quadro 33 - Modos próprios de vibração pertencentes à gama crítica para pontes pedonais	91
Quadro 34 - Classes de tráfego de pedestres em pontes pedonais (21).....	93
Quadro 35 - Classes de conforto em pontes pedonais (21)	93
Quadro 36 - Coeficientes de amortecimento ξ para estado de serviço (21)	94
Quadro 37 - Coeficientes de amortecimento ξ para grandes vibrações (21).....	94
Quadro 38 - Coeficientes de amortecimento para resposta dinâmica à ação sísmica (EN 1998) (21)..	94
Quadro 39 - Parâmetros para modelo de carga TC1 a TC5 (21).....	97
Quadro 40 - Esforços máximos obtidos em ELU e em estado permanente (ELS-01)	100
Quadro 41 - Esforços resistentes mínimos	100
Quadro 42 - Características técnicas dos cabos FLC ² da Macalloy	100

Quadro 43 - Características técnicas dos cabos OSS ³ da Macalloy	101
Quadro 44 - Dimensionamento mínimo dos cabos estruturais.....	101
Quadro 45 - Dimensionamento final dos cabos estruturais	101
Quadro 46 - Esforços de cálculo do elemento de madeira	103
Quadro 47 - Verificação ELU para os perfis I adotados para as carlingas	109
Quadro 48 - Esforços máximos obtidos nas combinações ELS01, ELS11 e ELU.....	110
Quadro 49 - Esforços resistentes mínimos	110
Quadro 50 - Dimensionamento final dos cabos do guarda-corpo	110
Quadro 51 - Quadro resumo da evolução dos esforços e deformações ao longo do processo construtivo	119
Quadro 52 - Quadro resumo da estimativa orçamental da obra	121

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

2D – duas dimensões

3D – três dimensões

Letras maiúsculas latinas:

A_{eff} - área efetiva de uma secção transversal

A_{ref} - área de referência

$A_{ref,X}$ - área de referência calculada na direção X

$A_{ref,Z}$ - área de referência calculada na direção Z

A - área útil da secção de um cabo

A_{net} - área útil de uma secção transversal

A_v - área resistente ao esforço transversal

B - largura do tabuleiro

C - elemento químico Carbono.

C - coeficiente de força do vento

$C_e(z)$ - coeficiente de exposição

$C_{f,X}$ - coeficiente de força do vento sobre o tabuleiro de uma ponte calculado na direção X

$C_{f,X,0}$ - coeficiente de força do vento para pontes

DO - Dono de Obra

E - módulo de elasticidade

F - força pulsante característica da ação vertical de pedestres

F_w - força resultante exercida pelo vento

F - força atuante por unidade de comprimento de um cabo

F_{wk} - valor característico das ações do vento

$F_{w,Y}$ - ação de vento transversal

$F_{w,Z+}$ - ação de vento ascendente

$F_{w,Z-}$ - ação de vento descendente

$F_{w,X}$ - ação de vento longitudinal

F_{Uk} – valor característico da força de rotura [N]

F_e - elemento químico Ferro

F_{c0} - resistência de compressão paralela

F_{c90} - resistência de compressão perpendicular

G - módulo de distorção

$G_{k,j}$ - valor característico da ação permanente j

Hz - Hertz

H - reação ou força horizontal

I - momento de inércia

$I_v(z)$ - intensidade de turbulência

L - comprimento total do vão

L – comprimento da corda

L_0 – comprimento de cabo indeformado

M – mega

Mg - elemento químico Manganês

$M_{y,Ed}$ - valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo y-y

$M_{V,Rd}$ - valores de cálculo dos momentos fletores resistentes, reduzidos pela interação com os esforços transversos

$M_{N,Rd}$ - valores de cálculo dos momentos fletores resistentes, reduzidos pela interação com o esforço normal

N - Newton

N_L - número de pedestres que originam efeito “Lock in”

N_{sd} - valor de cálculo do esforço axial atuante

N_{rd} - valor de característico do esforço axial resistente

N_{Ed} - valor de cálculo do esforço normal atuante

$N_{c,Rd}$ - valor de cálculo do esforço normal resistente de compressão de uma secção transversal

$N_{t,Rd}$ - valor de cálculo do esforço normal resistente de tração

$N_{pl,Rd}$ - valor de cálculo do esforço normal plástico resistente da secção bruta

$N_{u,Rd}$ - valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação

$N_{net,Rd}$ - valor de cálculo do esforço normal plástico resistente de tração da secção transversal útil

$N_{x,Ed}$ - valor de cálculo do esforço normal atuante em relação ao eixo x-x

$N_{rs,h}$ - componente horizontal da força de tensão

P - elemento químico Fósforo

P - ação de pré-esforço

Pa - Pascal

P - valor representativo de uma ação de pré-esforço

P - pedestre

P - componente de força provocada por um pedestre andando a uma frequência f_s

Q_{flk} - sobrecarga horizontal uniformemente distribuída

Q_{fwk} - sobrecarga concentrada

Q_{serv} - sobrecarga acidental provocada pela presença de veículo de serviço

Q_{sv1} - sobrecarga acidental provocada pela presença de veículo de serviço correspondente ao eixo 1

Q_{sv2} - sobrecarga acidental provocada pela presença de veículo de serviço correspondente ao eixo 2

$Q_{k,1}$ - valor característico da ação variável de base da combinação1

$Q_{k,i}$ - valor característico da ação variável acompanhante i

$Q_{Sn,k}$ - valor característico da ação da neve

$Q_{fwk,1}$ - carga vertical concentrada em $0.1 \times 0.1 \text{ m}^2$

$Q_{serv,1}$ - carga vertical de 80 e 40kN distribuída entre dois eixos distanciados de 3m com 1.30 entre rodas e área de aplicação de $0.20 \times 0.20 \text{ m}$; carga horizontal de frenagem aplicada segundo o eixo X (60% de $Q_{serv,1,v}$)

S - comprimento indeformado de um cabo catenário

Si - elemento químico Silício

S - elemento químico Enxofre

S - área de carregamento

T – período [s]

T_0 - esforço axial de um cabo catenário

T - esforço axial máximo de um cabo catenário

T - tempo em segundos.

$T_{e,max}$ - componente máxima da temperatura uniforme

$T_{e,min}$ - componente mínima da temperatura uniforme

T_{min} - temperatura máxima do ar na sombra com probabilidade anual de ser ultrapassado de 0,02 (equivalente a um período médio de retorno de 50 anos)

T_{max} - temperatura mínima do ar à sombra com probabilidade anual de ser ultrapassado de 0,02 (equivalente a um período médio de retorno de 50 anos)

T_0 - temperatura inicial quando o elemento estrutural é restringido

T_k - valor característico das ações térmicas

V - reação vertical

V_{Ed} - valor de cálculo do esforço transversal atuante

$V_{c,Rd}$ - valor de cálculo do esforço transversal resistente

$V_{pl,Rd}$ - valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente

$V_{Z\ Ed}$ - valor de cálculo do esforço transversal atuante em relação ao eixo z-z

X - eixo direcional X

X, Y, Z – coordenadas nodais de um sistema no referencial cartesiano

Y - eixo direcional Y

Z - eixo direcional Y

Letras minúsculas latinas:

a.C. - antes de Cristo

a_{limit} - aceleração máxima

a_{max} - aceleração máxima

$a_{\text{lock-in}}$ - aceleração limite "Lock in"

b - largura do tabuleiro

C_{dir} - coeficiente de direção

C_{season} - fator de sazão

cos - cosseno

cosh - cosseno hiperbólico

C_0 - coeficiente de orografia

C_r - coeficiente de rugosidade

d.C. - depois de Cristo

d - profundidade da construção (comprimento da superfície paralela á direção do vento)

d_{tot} - profundidade total da construção

d - diâmetro

$d_{\text{TN,exp}}$ - variação uniforme de temperatura +30

$d_{\text{TN,con}}$ - variação uniforme de temperatura -17

$d_{\text{TM,heat}}$ - Variação diferencial de temperatura +12.6

$d_{\text{TM,cold}}$ - Variação diferencial de temperatura +11.7

d - densidade

e - espaçamento

f - flecha

f_t - tensão resistente de um cabo de aço

$f(i)$ - frequência natural de vibração correspondente ao modo i.

$f(0)$ - frequência natural de vibração

f_v - frequência de vibração vertical

f_H - frequência de vibração horizontal

f_s - frequência da caminhada de um pedestre

f_{ck} - valor característico de tensão de rotura do betão em provetes cilíndricos

$f_{ck,cubo}$ - valor característico de tensão de rotura do betão em provetes cúbicos

f_M - resistência à flexão da madeira

f_{c0} - resistência à compressão paralela às fibras da madeira

f - frequência natural

$f_{t,0,d}$ - valor característico da tensão de tração resistente ao longo das fibras

$f_{c,90,d}$ - valor característico da tensão de compressão resistente na direção perpendicular às fibras

f_k - valor característico da tensão resistente relevante

f_y - tensão de cedência

f_u - tensão de rotura

$f_{v,d}$ - valor característico da tensão de corte resistente

g - peso próprio do tabuleiro da ponte

$gr1$ - grupo de sobrecargas 1

$gr2$ - grupo de sobrecargas 2

g – aceleração da gravidade

k – rigidez

k - constante

k_{mod} - fator de modificação para duração da carga e teor de humidade

$k_{c,90,d}$ - fator da configuração de carga, possibilidade de rachadura e grau de deformação por compressão (madeira)

k - coeficiente de fadiga (madeira)

kg – quilograma

k - quilo

k_{sur} - fator de superfície relativo ao componente diferencial linear de temperatura

k_l - Coeficiente de turbulência

k_r - coeficiente de terreno

$\ln$ - logaritmo neperiano

m^2 - metro quadrado

m – metro

m - massa por unidade de comprimento do cabo

m - massa modal generalizada

n - relação entre os valores de cálculo dos esforços normais atuante e plástico resistente de uma secção transversal bruta

n' - número equivalente de pedestres na área carregada S

p - carga gravitacional uniformemente distribuída

p - carga generalizada

$p(t)$ - ação harmônica uniformemente distribuída

q_{fk} - sobrecarga vertical uniformemente distribuída

q_p - pressão dinâmica de pico

q_b - pressão dinâmica de referência

$q_{fk,1}$ - carga vertical desfavorável distribuída em toda a área do tabuleiro; carga horizontal desfavorável distribuída ao longo do eixo do tabuleiro (10% de $q_{fk,1,v}$)

$q_{fk,2}$ - carga vertical distribuída em metade do vão do tabuleiro; carga horizontal distribuída ao longo do eixo do tabuleiro (10% de $q_{fk,2,v}$)

$q_{fk,3}$ - carga vertical distribuída na borda do tabuleiro; carga horizontal distribuída ao longo do eixo do tabuleiro (10% de $q_{fk,3,v}$)

$q_{fk,4}$ - carga vertical favorável distribuída em toda a área do tabuleiro, carga horizontal favorável distribuída ao longo do eixo do tabuleiro (10% de $q_{fk,4,v}$)

r_{avr} - inclinação longitudinal média

r_{max} - inclinação longitudinal máxima

sen - seno

senh - seno hiperbólico

s – segundo

t – instante de tempo; espessura

v_t - velocidade de deslocamento do pedestre

$v_{b,0}$ - valor básico da velocidade de referência do vento

v_b - valor de referência da velocidade do vento

v_m - velocidade média do vento

v - velocidade referência do vento

w - carga uniformemente distribuída sobre um cabo

w - pressão dinâmica do vento

w – peso próprio de um cabo

ω – frequência circular

z - altura acima do solo

z_0 - comprimento de rugosidade

$z_{0,II}$ - comprimento de rugosidade correspondente a z_0 na área de categoria II

z_{min} - altura mínima

z_{max} - altura máxima

Letras maiúsculas gregas:

Δt – intervalo de tempo ou passo de cálculo temporal [s]

ΔT – variação de temperatura [°C]

$\Delta T_{N,con}$ - valor característico da amplitude térmica máxima de contração em uma ponte

$\Delta T_{N,exp}$ - valor característico da amplitude térmica máxima de expansão em uma ponte

$\Delta T_{M,heat}$ - componente diferencial linear de temperatura (aquecimento)

$\Delta T_{M,cool}$ - componente diferencial linear de temperatura (arrefecimento)

ΔT_{heat} - valor característico diferencial linear de temperatura (aquecimento)

ΔT_{cool} - valor característico diferencial linear de temperatura (arrefecimento)

Letras minúsculas gregas:

α - coeficiente de dilatação térmica linear

$\gamma_{G,j}$ - coeficiente parcial relativo à ação permanente j

$\gamma_{Q,1}$ - coeficiente parcial relativo à ação variável de base da combinação 1

$\gamma_{Q,i}$ - coeficiente parcial relativo à ação variável i

γ_M - fator parcial para propriedades do material, também contabilizando as incertezas do modelo e

$\gamma_{M,fat}$ - fator parcial para propriedades do material submetido a fadiga

γ_{M0} - Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe em zonas com furos de ligação

γ_{M2} - coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas

δ_f - coeficiente de força para fios e cabos

δ - diminuição logarítmica do amortecimento

ν - coeficiente de Poisson em regime elástico

ξ - coeficiente de amortecimento estrutural

θ - ângulo de incidência da força com relação às fibras

ρ - densidade

$\rho_{ap,15}$ - Densidade aparente da madeira a 15% de humidade

$\rho_{básica}$ - Densidade básica da madeira

ρ - massa volúmica do ar

ρ - coeficiente de redução para determinar os valores de cálculo dos momentos fletores resistentes, tendo em conta a interação com os esforços transversos

σ_v - desvio padrão da turbulência

σ_{sd} - valor de cálculo da tensão atuante

$\sigma_{t,0,d}$ - valor de cálculo da tensão de tração atuante ao longo das fibras

$\sigma_{c,90,d}$ - valor característico da tensão de compressão atuante na direção perpendicular às fibras

$\sigma_{d,max}$ - valor de cálculo da tensão máxima atuante com origem em carga de fadiga

$\sigma_{d,min}$ - valor de cálculo da tensão mínima atuante com origem em carga de fadiga

$\tau_{t,d}$ - valor característico da tensão de corte atuante

Ψ_0 - coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável

$\Psi_{0,i}$ - coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável i

Ψ_1 - coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável

$\Psi_{1,i}$ - coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável i

Ψ_2 - coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

$\Psi_{2,i}$ - coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável i

Ψ - coeficiente de redução estatístico da ação de pedestres em pontes pedonais

Siglas

CI – cabos inferiores

CIBIO-InBIO - Centro de Investigação em Biodiversidade e Recursos Genéticos da Universidade do Porto

CP – cabos principais

CL - classe de conforto em pontes pedonais

DEAD - peso próprio dos elementos estruturais

EC – Eurocódigo

EC1 - Eurocódigo 1

EC3 - Eurocódigo 3

ELS - Estado Limite de Serviço

ELU - Estado Limite Último

EPAC - Empresa Pública de Abastecimento do Cereal

EQU – Verificação do equilíbrio estático “Verification of static equilibrium”

FLC - “Full Locked Coil Strand”

MBL - carga mínima de rutura “Minimum Break Load”

MLC - madeira laminada colada

OSS - “Open Spiral Strand”

P1 – grupo de pendurais 1

P2 – grupo de pendurais 2

PNVG - Parque Natural do Vale do Guadiana

RSA - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

SDOF - sistema de um grau de liberdade “single degree of freedom system”

SRT – Falha interna ou deformação excessiva “Internal failure or excessive deformation”

TC - classe de tráfego de pedestres em pontes pedonais

TMS - amortecedores de massa sincronizados (“Tuned Mass Damper”)

VD - amortecedor viscoso (“Viscoelastic Damper”)

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO DO PROJETO**1.1.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DE MÉRTOLA**

Edificada na margem direita do rio Guadiana, imediatamente a montante da confluência da ribeira de Oeiras, a vila de Mértola remonta ao Neolítico e de acordo com as informações arqueológicas recolhidas por Estácio da Veiga, é bem mais antiga do que os registos testemunhavam.



Figura 1 - Panorâmica da vila de Mértola ©Alex Robinson

A urbe veio a tornar-se um importante entreposto comercial frequentado por Fenícios e Cartagineses graças à sua posição estratégica. Localizada no último trecho navegável do rio Guadiana (a cerca de 70 quilómetros do seu delta) tem as suas margens influenciadas pelas marés.

Na era romana, a vila então denominada Mírtilis Júlia (em latim: Myrtilis/Mirtylis Iulia) consistia em um importante porto fluvial tendo desenvolvido intensas relações comerciais com os principais portos do Mediterrâneo ocidental. São facilmente identificáveis vestígios da presença de romanos em Mértola (Criptopórtico, Torre Couraçada, Casa Romana e nas vias romanas) bem como na Mina de São Domingos.

Após a queda do Império Romano a região foi ocupada pelos Visigodos entre os séculos VI a IX encontrando-se vestígios arquitetónicos da sua presença um pouco por todo o concelho nomeadamente colunas e pilastras. Neste período a vila era denominada de Mertill ou Mertilliana.

No início do século VIII, mais precisamente no ano de 711 dá-se a invasão muçulmana liderada pelo general Tarique e a vila passa a denominar-se Martulá (Mârtulah).

Neste período, Mértola transforma-se num importante centro mineiro de onde saíam para o Norte de África, ouro, prata, cobre e estanho. O porto fluvial reforça a sua importância comercial como porto mais ocidental do Mediterrâneo e a região vive a era de maior dinamismo económico e cultural da sua história chegando a ser capital de um pequeno emirado islâmico independente denominado Taifa de Mértola (século XI).

Ao longo desta era de apogeu, a urbe cresce sobre o fórum romano e é edificado o bairro Almóado onde graças às escavações arqueológicas realizadas, é possível identificar com clareza as ruas e habitações com características arquitetónicas tipicamente árabes.

O castelo localizado em posição dominante na elevação da margem direita do rio Guadiana foi edificado no século X sendo alvo de múltiplas transformações ao longo dos séculos seguintes.

A Reconquista Cristã ocorre durante o reinado de D. Sancho II, em 1238 por forças lideradas por Paio Peres Correia (comendador da Ordem de Santiago).

A partir dessa data Mértola assume a sua denominação atual e já no século XVI, mais precisamente em 1512, o rei D. Manuel I dá Foral à vila e o seu porto ganha novo fulgor com a exportação de cereais para os territórios portugueses localizados no Norte de África.

No final do século XIX o município conhece uma nova era de prosperidade caracterizada principalmente por um acentuado crescimento demográfico em função da descoberta do filão mineiro de cobre em São Domingos (margem esquerda do Guadiana).

Com a diminuição da exploração mineira em finais da década de 50 instala-se uma grave crise social e económica que afeta centenas de famílias. Este fenómeno atinge o seu pico em 1965 com o encerramento definitivo da mina. Nesta fase, uma parcela significativa da população vê-se obrigada a migrar para a zona da grande Lisboa ou para o estrangeiro.

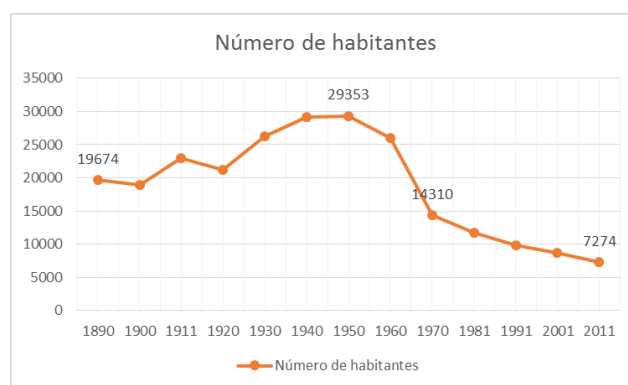


Figura 2 - Evolução demográfica da vila de Mértola

Nos anos 80 o imenso património histórico da vila ganha destaque e transforma-se num fator de dinamismo económico e cultural da região desenvolvendo-se um extenso trabalho arqueológico que culminou com a candidatura de Mértola a Património Mundial da UNESCO.

Atualmente Mértola é um município raiano português pertencente ao distrito de Beja, região do Alentejo e sub-região do Baixo Alentejo.

Com uma área total de 1292.87km² é hoje o sexto maior município de Portugal. Administrativamente o município subdivide-se em sete freguesias sendo a sua sede localizada na vila homónima de Mértola.

Com uma população total de 7274 habitantes (2011) dos quais 2000 concentrados na vila de Mértola, este é um município que luta há cerca de 5 décadas contra o fenómeno da desertificação e encontra no seu património histórico, ambiental e turístico os trunfos para a sustentabilidade económica e social.

Fonte:

(1)

1.1.2. PATRIMÓNIO HISTÓRICO

Conforme referido anteriormente, a vila de Mértola concentra um significativo conjunto de edifícios e artefactos históricos que vão desde o período pré-romano até ao século XIX, havendo especial destaque para a cultura árabe dos séculos VIII a XIII.

Entre eles destacam-se o Castelo de Mértola com a sua Torre de Menagem, a Igreja Matriz ou Igreja da N^a Sr.^a da Anunciação, o Convento de S. Francisco (séc. XVII), a Torre Couraçada (era romana), a Torre do Relógio o Museu de Mértola, o Campo Arqueológico de Mértola e todo o Centro Histórico de Mértola.



Figura 3 - Castelo de Mértola (séc. X)



Figura 4 - Igreja Matriz ou Igreja da Nª Sr.ª da Anunciação (mesquita árabe convertida no séc. XIII)



Figura 5 - Torre do relógio (séc. XVI)



Figura 6 - Centro histórico de Mértola



Figura 7 - Campo Arqueológico de Mértola

Fora da vila de Mértola destaca-se a Casa do Mineiro localizada na aldeia de Mina de São Domingos (freguesia de Corte do Pinto).



Figura 8 - Panorâmica da vila de São Domingos

Fonte:

(1)

(2)

1.1.3. PATRIMÓNIO AMBIENTAL

O Parque Natural do Vale do Guadiana (PNVG) consiste numa área protegida situada no vale médio do rio Guadiana mais precisamente em território pertencente aos municípios de Mértola e Serpa. Com uma área total de 69773ha, o Parque estende-se num troço de rio que se inicia na zona a montante do Pulo do Lobo e termina na foz da ribeira de Vascão (fronteira entre o Alentejo e o Algarve).



Figura 9 - Mapa do Parque Natural do Vale do Guadiana

Criado para proteger parte do troço do rio Guadiana e da planície circundante, o Parque caracteriza-se por consistir numa das regiões mais secas do país (precipitação anual média de 600mm).

À paisagem árida e agreste no verão sucedem-se os prados verdes no inverno dando assim origem a ecossistemas frágeis e ao mesmo tempo ricos do ponto de vista faunístico, florístico e geomorfológico.



Figura 10 - Pulo do Lobo



Figura 11 - Paisagem característica do Parque Natural do Vale do Guadiana

Toda esta região traduz-se num importante local de reprodução de peixes, aves e insetos alguns deles únicos no mundo.

Ciente da fragilidade deste ecossistema e acreditando no potencial científico e económico do mesmo, a Câmara Municipal de Mértola em parceria com o CIBIO-InBIO (Centro de Investigação em Biodiversidade e Recursos Genéticos da Universidade do Porto) estabeleceram um projeto co-financiado, com o objetivo de reforçar a investigação o desenvolvimento tecnológico e a inovação na região.

O Centro de Valorização e Transferência de Tecnologia – Estação Biológica de Mértola –visa os seguintes objetivos:

- promover a transferência de conhecimento e tecnologia na área da gestão dos recursos naturais (água e solo), da biodiversidade, da agroecologia, do manejo de raças autóctones e da cinegética.
- capacitar o setor empresarial para áreas de atuação ou especialização competitivas e sustentáveis.
- capacitar a governança local nos processos de uso territorial.
- promover a atração, captação e fixação de quadros técnicos qualificados.
- desenvolver uma estratégia de ação e monitoramento dos ecossistemas levando em consideração as atividades humanas e as mudanças climáticas locais e globais.

Este programa tem como infraestrutura principal a implementação da Estação Biológica de Mértola através da requalificação e conversão dos antigos celeiros da Empresa Pública de Abastecimento do Cereal (EPAC), localizados na margem oposta à vila de Mértola (margem esquerda do rio Guadiana).



Figura 12 - Localização da futura Estação Biológica de Mértola



Figura 13 - Detalhe da localização da futura Estação Biológica de Mértola



Figura 14 - Antigos celeiros da EPAC

Além dos laboratórios o complexo deverá contar com a integração de residências para cientistas, um museu que combinará arte, ciência e a memória histórica dos cereais.

Este projeto envolve um investimento de 2.7 milhões de euros até 2021 e deverá estar concluído em 2022.

Fontes:

(3)

- (4)
- (5)
- (6)
- (7)
- (8)

1.1.4. MOTIVAÇÃO DO PROJETO DE PONTE PEDONAL

No âmbito do estabelecimento da Estação Biológica de Mértola na margem esquerda do rio Guadiana, surge a ideia e o desafio de desenvolver uma ponte pedonal que permita o acesso rápido e confortável dos utilizadores desse espaço à vila Mértola.

A implementação da estrutura resultará na economia de cerca de 1200 metros de caminhada (aproximadamente 12 minutos) e dispensará a travessia do rio Guadiana a partir da ponte rodoviária da Estrada Nacional 265.

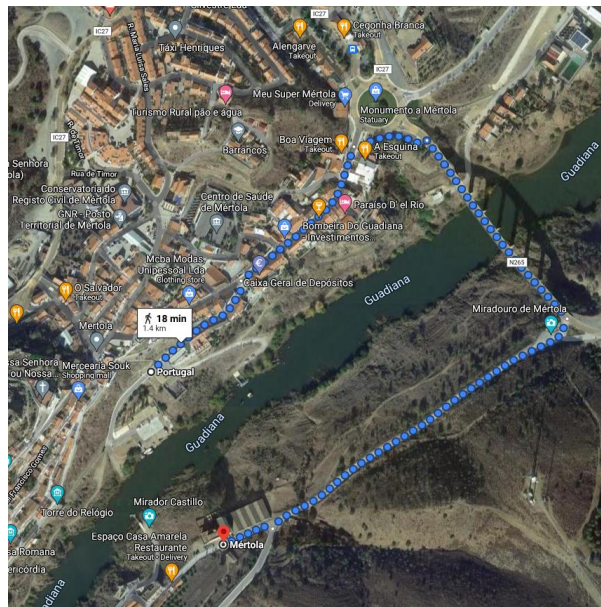


Figura 15 - Mapa do trajeto atual

A implementação de uma ponte neste local deverá levar em consideração as limitações topográficas, geológicas, hidrográficas, ambientais e arquitetônicas da região.

A sua implantação deverá resultar em uma estrutura esbelta (baixo impacto visual) e com enquadramento paisagístico cuidado (geometria e cores neutras).

Deverá ainda contar com baixo impacto ambiental durante a fase construtiva e permitir a transposição do rio por peões e eventualmente por ciclistas.

Tendo em conta estas características, estabelece-se como desafio o desenvolvimento de um projeto estrutural de uma ponte simples suspensa por cabos de aço com um tabuleiro de madeira apoiado nos cabos de sustentação principais.

Como característica estrutural a ponte deverá ser constituída exclusivamente por elementos sujeitos à tração embora a sua geometria apresente características aparentemente compatíveis com pontes de arco comprimido.



Figura 16 - Esboço de ponte proposta

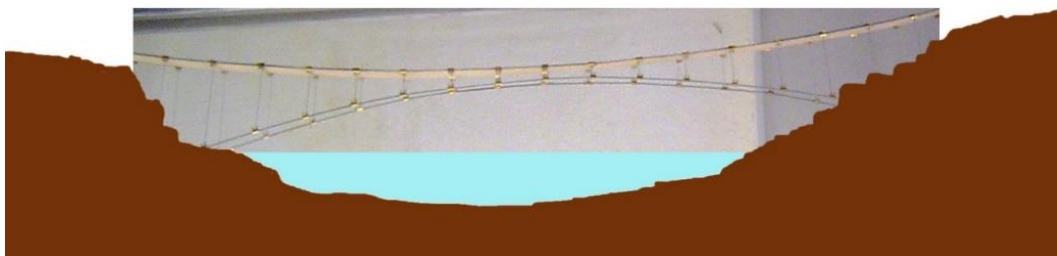


Figura 17 - Representação esquemática do modelo estrutural objetivado

1.2. HISTÓRICO DE PONTES SUSPENSAS

As pontes suspensas simples consistem no tipo de ponte suspensa mais antigo da história da humanidade tendo a sua tecnologia sido dominada em simultâneo pelas civilizações pré-colombianas da América e por civilizações localizadas nos Himalaias.

As primeiras referências a estruturas deste tipo surgem de relatos de viajantes e exploradores da China durante a dinastia Han (séc. II AC - II DC). Tratavam-se de pontes simples compostas por três ou mais cordas de fibras naturais onde as pessoas andavam diretamente sobre as cordas para realizar a travessia. Mais tarde surgem as primeiras estruturas com assoalho ou passadiço de madeira apoiada em dois cabos.



Figura 18 - Exemplo de ponte suspensa simples primitiva

Estruturas semelhantes foram relatadas por exploradores espanhóis aquando dos primeiros contactos com a civilização Inca (séc. XVI).

A ponte suspensa mais antiga da América data do século VII e foi edificada pela civilização Maia em Yaxchilan (México).

Pontes suspensas simples utilizando correntes de aço foram amplamente utilizadas na China. Uma ponte localizada no alto do rio Yangtze remonta ao século VII. Diversas outras pontes são atribuídas ao monge Thang Tong Gyalpo que, de acordo com relatos da época, construiu várias estruturas deste tipo ao longo do século XV no Tibete e no Butão.



Figura 19 - Ponte pedonal de Luding, China inaugurada em 1701 (vão livre de 100m)

Com o avanço tecnológico provocado pela Revolução Industrial (séc. XVIII-XIX) desenvolveram-se novos sistemas de armações em ferro-forjado, bem como novas metodologias de fabricação de aço.

É, portanto, nessa época, que surgem as pontes suspensas modernas.

A primeira ponte de tabuleiro suspenso por correntes de aço construída no mundo ocidental foi a Jacob's Creek Bridge (1801) localizada na Pensilvânia.

Contando com vão livre de apenas 21 metros, a estrutura projetada por James Finley¹ foi a primeira a incorporar todos os elementos característicos de uma ponte suspensa moderna incluindo o tabuleiro suspenso por pendurais.

As primeiras grandes pontes foram construídas na Grã-Bretanha e em França, ainda durante a primeira metade do século verificando-se um rápido aumento dos vãos livres.

¹ James Finley - engenheiro projetista americano reconhecido como o inventor da primeira ponte suspensa moderna



Figura 20 - Ponte Menai (1826), País de Gales, Reino Unido (vão livre de 176m).



Figura 21 - Ponte Széchenye (1849), Budapeste, Hungria (vão livre de 202m)

Popularmente conhecida como Ponte Pênsil, a Ponte D. Maria II, foi a primeira ponte suspensa moderna construída em Portugal. Localizada na zona ribeirinha do Porto, foi então a primeira ponte permanente a estabelecer a ligação regular entre a cidade e Vila Nova de Gaia.

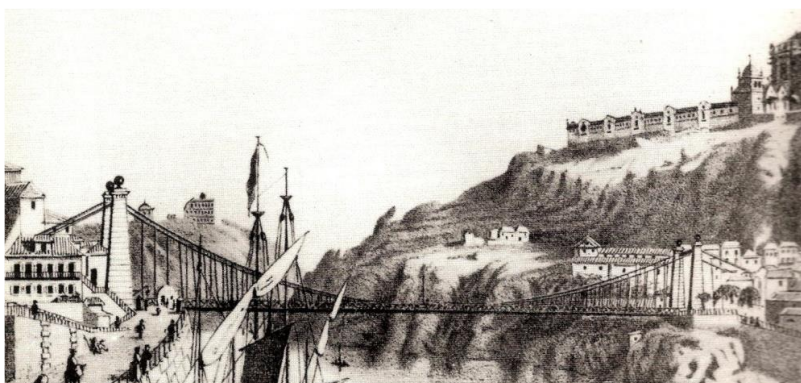


Figura 22 - Ponte D. Maria II (Ponte Pênsil) (séc. XIX), Porto, Portugal (vão livre de 170m)

Edificada na primeira metade do século XIX, a referida estrutura desempenhou um papel fundamental para o desenvolvimento industrial e económico da região e do país tendo sido desmantelada aquando da construção da Ponte D. Luís I em 1886.

A primeira ponte suspensa por cabos de aço foi construída em 1816. Localizada nas cataratas Schuylkill, a Spider Bridge consistia numa ponte pedonal com vão livre de 124 metros e tabuleiro com apenas 45 centímetros de largura.

Ao longo do XIX e principalmente da primeira metade do século XX, verificou-se uma expansão significativa dos vãos livres deste tipo de estrutura. Nos Estados Unidos surgiram obras emblemáticas como a ponte George Washington e a ponte Golden Gate, com distâncias entre as torres principais de 1067 e 1280 metros respectivamente.



Figura 23 - George Washington Bridge (1931), Nova Iorque, Estados Unidos da América (vão livre de 1067m)



Figura 24 - Golden Gate Bridge (1937), São Francisco, Califórnia, Estados Unidos da América (vão livre de 1280m)

O colapso da célebre ponte de Tacoma ocorrido em 1940 devido à ação do vento sobre o tabuleiro, fez despertar a atenção dos engenheiros civis para os fenômenos de instabilidade aerodinâmica. A concepção destas estruturas evoluiu então até aos tabuleiros de forma aerodinâmica suspensos por pendurais oblíquos, conforme utilizado na ponte Humber Bridge.



Figura 25 - Humber Bridge (1981), Lincolnshire, Reino Unido (vão livre de 1410m)

A Ponte Akashi-Kaikyo, concluída em 1998 no Japão, detém atualmente o recorde mundial para estruturas deste tipo. Esta ponte possui um comprimento total de 3911m divididos em três vãos, tendo

o principal 1991m (inicialmente este media 1990m, mas devido ao sismo Kobe o seu comprimento estendeu-se, sem problemas significativos no seu funcionamento).



Figura 26 - Akashi Kaikyo Bridge (1998), Kobe, Japão (vão livre de 1991m)

A maior ponte suspensa em Portugal continua a ser a Ponte 25 de Abril, inaugurada em 1966. Com 1013m de vão livre esta ponte estabeleceu à época o recorde europeu superando a ponte escocesa “Firth of Forth”.



Figura 27 - Ponte 25 de Abril (1966), Lisboa, Portugal (vão livre de 1013m)

A descoberta de novos materiais, o desenvolvimento de novas técnicas de produção associadas à crescente consciencialização ecológica e o aumento de práticas desportivas resultam num conjunto de fatores que conspiram positivamente para investimentos em projetos de pontes pedonais.

Sucessivos recordes de vãos livres têm vindo a ser superados ao longo da última década e o interesse turístico em estruturas deste tipo é cada vez mais evidente.

Mais do que uma infraestrutura de comunicação, as pontes pedonais modernas consistem em equipamentos de lazer para as pessoas e são importantes fontes de receita da indústria turística. Países como a Alemanha, a Suíça e Itália apresentam diversos exemplos positivos desta prática.

Atualmente o recorde mundial de vão livre é de 567m e pertence à ponte Baglung Pargat Footbridge localizada no Nepal.



Figura 28 - Baglung Pargat Footbridge (2020), Nepal (vão livre de 567m)

Localizada no município de Arouca, distrito de Aveiro, a Ponte Arouca 516 detém atualmente o recorde europeu de pontes pedonais suspensas. Debruçada sobre as encostas do rio Paiva, esta esbelta estrutura desenvolve-se ao longo de 516m de comprimento e 175m de altura



Figura 29 - Arouca 516 (2021), Arouca, Portugal (vão livre de 516m)

Fontes:

(9)

(10)

1.3. CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS DE PONTES SUSPENSAS

1.3.1. PONTE SUSPENSA SIMPLES (CATENÁRIA)

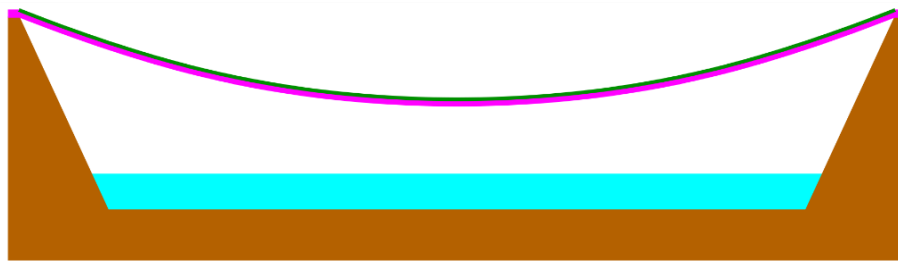


Figura 30 - Representação esquemática de ponte suspensa simples

Uma ponte suspensa simples consiste em um tipo de ponte na qual o tabuleiro é apoiado em cabos de sustentação ancorados em ambas as extremidades (sem torres ou pilares). Os cabos se assemelham a catenárias que se movem em resposta às cargas aplicadas no tabuleiro da ponte.

O perfil longitudinal côncavo associado a grandes deslocamentos provocados pelas cargas tornam este tipo de estrutura inapropriada para utilização veicular (carros e comboios) e de uso restrito para trânsito pedonal ou cicloviário.

Tipicamente são constituídas por cabos robustos que têm também a função de corrimão e suportam o tabuleiro suspenso a um nível inferior.

São consideradas as pontes de maior eficiência estrutural e adequadas a regiões rurais especialmente para travessias de rios com vales encaixados ou do tipo desfiladeiro.

Fontes:

(9)

(11)

1.3.2. PONTE DE TABULEIRO SUSPENSO (HIPÉRBOLE)

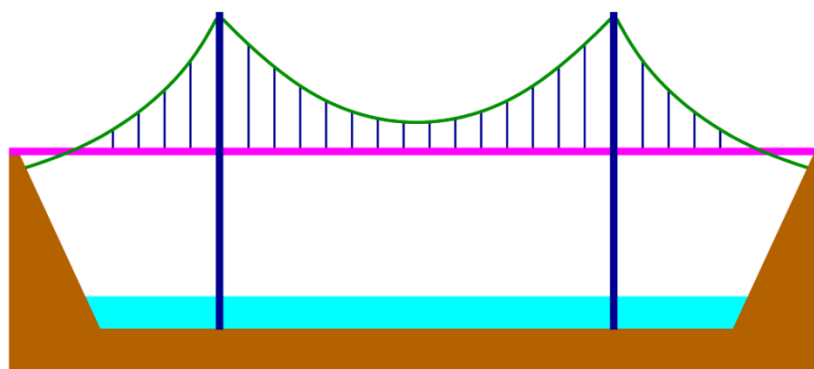


Figura 31 - Representação esquemática de ponte de tabuleiro suspenso

O funcionamento deste sistema assemelha-se a um arco invertido, formado pelos cabos, que resistem à tração, transmitindo esforços de compressão às torres que os suportam, que necessitam de uma rigidez considerável para resistir ao efeito dinâmico do vento. Em pontes suspensas de grande vão a sobrecarga é quase desprezável, comparativamente com o peso próprio da estrutura. Esta característica permite que

a viga de rigidez do tabuleiro possa tomar uma esbelteza considerável pois apenas necessita de resistir às flexões produzidas pelas possíveis desigualdades de esforços provocados pelas sobrecargas.

Estas estruturas permitem vencer grandes vãos de forma eficiente (pouco material) conduzindo a soluções relativamente económicas. A sua construção é feita por avanços não constituindo restrição à navegação durante esse período. Apresentam boa resistência a ações sísmicas quando comparadas a estruturas mais rígidas e grande capacidade de carga tornando-as soluções apetecíveis para pontes rodoviárias de grande intensidade de tráfego.

Apresentam como principal desvantagem a sensibilidade à ação do vento em particular estruturas com pouca rigidez do tabuleiro conforme o célebre acidente de 7 de novembro de 1940 com a esbelta ponte de Tacoma (Estados Unidos da América), que colapsou devido a fenómenos de instabilidade aerodinâmicos provocados pela ação de um vento de apenas 60km/h.



Figura 32 - Tacoma Narrows Bridge (1940), Estados Unidos da América (vão livre de 853m)



Figura 33 - Tacoma Narrows Bridge (1940), Estados Unidos da América (vão livre de 853m)

Pelo mesmo motivo apresentam limitações de instalação de linhas ferroviárias de grande capacidade de carga.

Fontes:

(10)

(11)

1.3.3. PONTE TIPO STRESS RIBBON



Figura 34 - Exemplo de ponte stress ribbon

Tipo de ponte suportada por cabos ligeiramente fletidos tipicamente embebidos em uma laje de betão armado que confere rigidez à estrutura e é ao mesmo tempo o seu tabuleiro.

Constitui uma variação da ponte suspensa simples com tabuleiro rígido que submetido a uma ação de pré-esforço resulta em estruturas mais largas e estáveis

A ponte desenvolve naturalmente um formato de uma catenária funicular com relação às cargas gravitacionais uniformemente distribuídas ao longo da mesma.

O seu conceito estrutural é extremamente simples e caracteriza-se por uma baixa capacidade resistente a momentos fletores em função da elevada flexibilidade e esbelteza do tabuleiro.

O equilíbrio das forças externas é possível graças ao braço de alavanca (binário) fornecido entre a reação horizontal no encontro e o ponto médio da catenária.

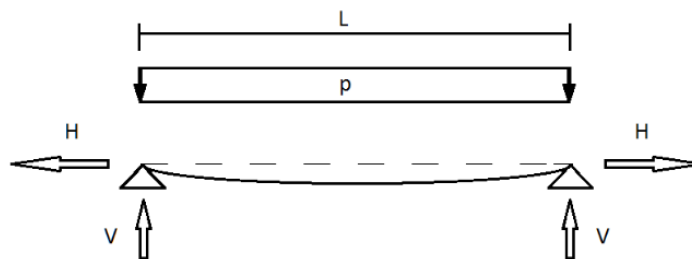


Figura 35 - Sistema de equilíbrio de forças em uma ponte tipo Stress Ribbon

A componente horizontal da força de tensão $N_{rs,h}$ é constante ao longo do desenvolvimento longitudinal da ponte e é aproximadamente igual a (1):

$$N_{sr,h} = \frac{p \cdot L^2}{8 \cdot f} \quad (1)$$

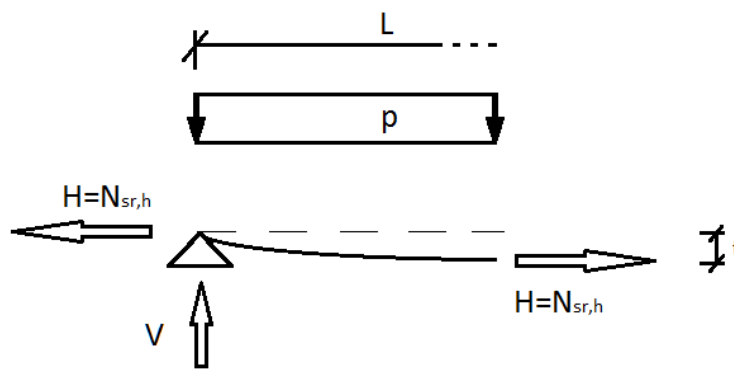


Figura 36 - Sistema de equilíbrio de forças (continuação)

A curvatura deste tipo de pontes normalmente varia entre $L/30$ e $L/50$ o que faz com que a reação horizontal nos encontros varie de 4 a 6 vezes a carga gravitacional geral P , onde $P = p \cdot L$.

$$4 \cdot P < N_{sr,h} < 6 \cdot P \quad (2)$$

Conforme referido anteriormente, pontes tipo Stress Ribbon adotam o formato de parábola fazendo com que todos os conceitos geométricos dessa curva tenham paralelismo com a geometria da estrutura.

Stress Ribbon resultam então em estruturas extremamente eficientes e muitas vezes adequadas para soluções de pontes de médio e grande vão.

Principais vantagens deste tipo de estruturas:

- Eficiência estrutural. É uma estrutura que faz uso da sua forma de catenária para resistir a cargas verticais gravitacionais
- Permite um elevado nível de pré-fabricação dos seus elementos resultando numa construção relativamente rápida
- Consumo reduzido de materiais de construção com baixo impacto ambiental (estrutura ecológica)
- Estrutura tipicamente esbelta com espessura de tabuleiro reduzida conduzindo a um design elegante, harmonioso e com impacto visual mínimo.
- Baixa manutenção em função da sua simplicidade

Algumas desvantagens:

- O esforço axial ao longo do tabuleiro é normalmente elevado e a sua transmissão aos encontros pode ser limitada pela capacidade resistente do solo. É normal recorrer a soluções de ancoragem com custos elevados comparativamente à superestrutura.
- Limitação funcional ou geométrica. É uma ponte naturalmente inclinada para baixo podendo não ser adequada para locais com pouca folga sob a ponte (gabarito limitado).
- O declive longitudinal é variável sendo máxima em ambas as extremidades. Em certos casos a inclinação nas extremidades pode ser maior do que o admissível para deficientes. Esse pode ser um problema a discutir com o cliente apesar da inclinação média poder ser perfeitamente razoável para um portador de necessidades especiais (normalmente menos que 5%)

Estas estruturas são flexíveis e sensíveis às vibrações, portanto mais adequadas para pontes pedonais do que para pontes rodoviárias.

Fontes:

(11)

(12)

2

DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO

2.1. LOCALIZAÇÃO DA OBRA

Conforme informado no capítulo anterior o presente projeto visa desenvolver uma via de comunicação pedonal entre a vila de Mértola localizada na margem direita do rio Guadiana e a futura Estação Biológica de Mértola inserida nos antigos celeiros da EPAC localizados na margem esquerda do referido rio.

A estrutura deverá ser implementada no corredor assinalado na Figura 37 aproveitando a existência de encostas livres de construções.

Especial cuidado deverá ser dado ao gabarito da ponte uma vez que esta está localizada no segmento navegável do rio Guadiana.



Figura 37 - Faixa de implementação da ponte pedonal



Figura 38 - Fachada dos antigos celeiros da Empresa Pública de Abastecimento do Cereal (EPAC)



Figura 39 - Panorâmica da travessia a partir da margem esquerda



Figura 40 - Panorâmica da travessia a partir da margem direita



Figura 41- Panorâmica da travessia a partir do cais (margem direita)

2.2. CARACTERÍSTICAS E CONDICIONANTES DO LOCAL DA OBRA

2.2.1. TOPOGRAFIA

O presente trabalho baseia-se nos elementos topográficos encaminhados pela Câmara Municipal de Mértola.

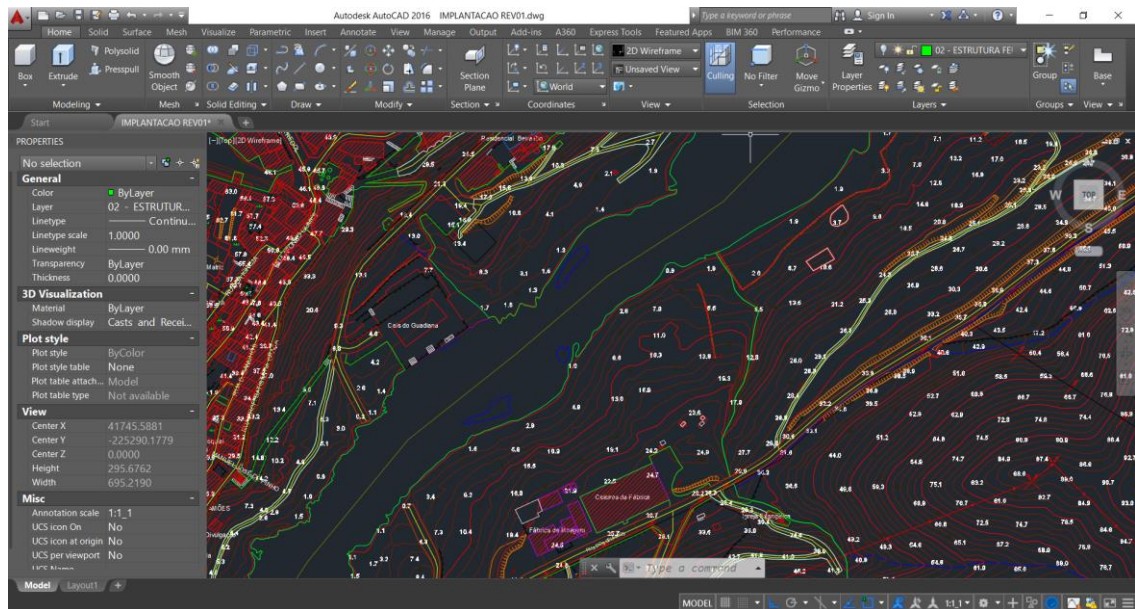


Figura 42 - Levantamento topográfico da área de projeto

Criando um modelo 3D partir desse levantamento pode-se verificar que os taludes opostos presentes dentro da faixa de projeto apresentam inclinações semelhantes seguindo-se regiões planas correspondentes às áreas de alagamento. Esta configuração é particularmente interessante uma vez que propicia a implantação de uma estrutura simétrica.

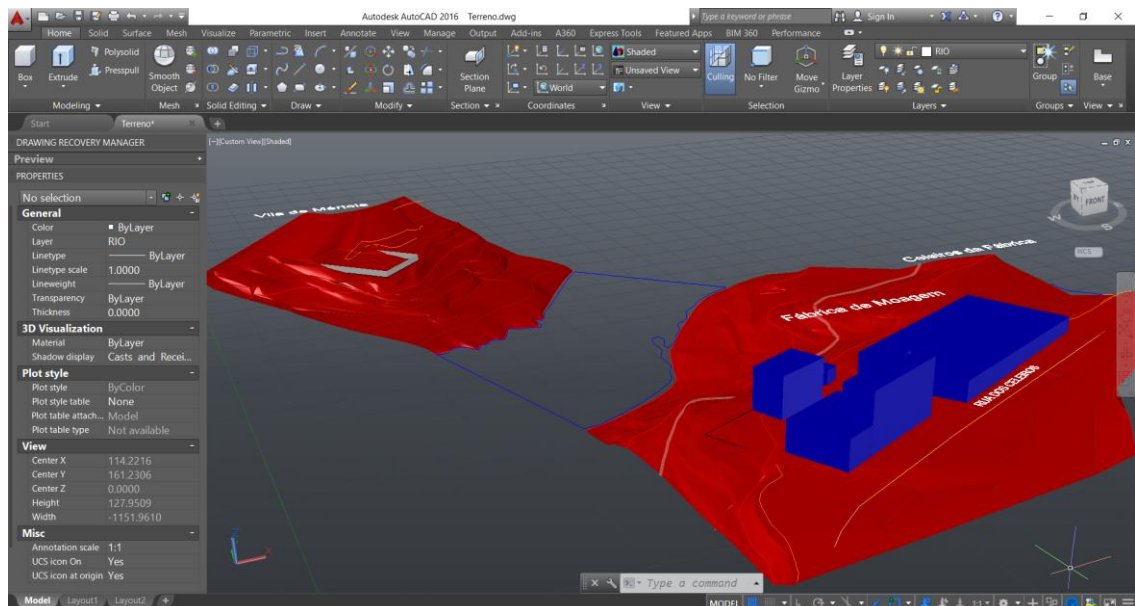


Figura 43 - Modelação tridimensional do terreno em AutoCad3D

2.2.2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

Em termos geológicos, a área de projeto insere-se na Zona Sul Portuguesa, uma das unidades do Maciço Hespérico (Maciço Antigo). As formações rochosas deste território são o testemunho de uma história de milhões de anos. A região é formada principalmente por rochas como xistos, grauvaques, metarenitos, silítos, conglomerados, entre outras. É ainda atravessada pela Faixa Piritosa Ibérica que se estende desde Sevilha até Grândola, constituída por rochas de origem vulcânica.

Ao realizar uma inspeção visual nas encostas do projeto é facilmente perceptível a existência de afloramentos rochosos em bom estado de conservação e, portanto, com grande capacidade de mobilização de esforços para as ancoragens de uma ponte com as características objetivadas.

Assim, o detalhamento dos encontros e respetivas ancoragens não serão foco do presente estudo constituindo uma boa oportunidade para desenvolvimento de estudos futuros.

Fonte:

(13)

2.2.3. CARACTERÍSTICAS HIDROGRÁFICAS

O projeto em análise insere-se na bacia hidrográfica do rio Guadiana que define um longo segmento da fronteira internacional entre Portugal e Espanha separando as províncias espanholas da Estremadura e Andaluzia das províncias portuguesas do Alentejo e Algarve.

O rio percorre uma extensão de 829 quilómetros desde a sua nascente até à foz localizada no golfo de Cádiz e a sua bacia hidrográfica estende-se por uma área aproximada de 68000 quilómetros quadrados.

O rio conta com trinta barragens ao longo do seu percurso sendo a maior e mais importante delas a barragem do Alqueva localizada no distrito de Beja.

Ocupando uma área aproximada de 250 quilómetros quadrados e com capacidade para total de 4150 milhões de metros cúbicos, a Barragem do Alqueva é hoje o maior lago artificial da Europa Ocidental.

Além da produção de energia elétrica e da reserva hidrográfica fundamental à prática da agricultura, a referida estrutura desempenha uma importante função de regulação do caudal do rio mitigando efeitos de cheia a jusante.

Assim, apesar de registos históricos presentes em Mértola darem conta de uma cheia de elevado nível não é espetável que tais fenómenos venham a se repetir tornando dispensável o dimensionamento estrutural da ponte para ações acidentais desta natureza.

Conforme anteriormente referido, o presente segmento de rio está ainda sob influencia das marés e permite a navegação de embarcações à vela. Por este facto a solução a adotar deverá contar com gabarito mínimo de 8m devendo esta medida ser confirmada suficiente pelas entidades competentes de Portugal e Espanha.

Fonte:

(14)

2.2.4. CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS

Mértola é uma vila sediada 78 metros acima do nível do mar e apresenta um clima quente e temperado, predominantemente mediterrânico, com verões quentes e secos, consequência da interioridade. Os invernos são amenos e pouco chuvosos. Agosto é o mês mais quente do ano com uma temperatura média de 26.1°C e janeiro é o mês mais frio com uma temperatura média de 9.9°C.

Quadro 1 - Dados climatológicos do município de Mértola

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maió	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novem- bro	Dezem- bro
Temperatura média (°C)	9.9	10.8	13.2	15.5	19.1	23.5	25.6	26.1	23.1	18.8	13.3	10.8
Temperatura mínima (°C)	5.9	6.3	8.4	10.4	13.2	16.8	18.3	19.1	17.4	14.3	9.3	7
Temperatura máxima (°C)	14.7	15.9	18.6	21	25.3	30.5	33.4	33.6	29.4	24.1	17.9	15.4
Chuva (mm)	43	38	44	45	34	9	1	4	23	60	55	57
Umidade(%)	78%	72%	67%	64%	55%	47%	42%	44%	53%	66%	73%	79%
Dias chuvosos (d)	5	4	5	5	5	1	0	1	3	6	5	5

As temperaturas extremas ocorrem nos mesmos meses anteriormente referidos sendo a máxima da ordem dos 33.6° C e a mínima da ordem dos 5.9° C.

Fonte:

(15)

2.2.5. RESTRIÇÕES AMBIENTAIS E ARQUEOLÓGICAS

A vila de Mértola é hoje um importante centro arqueológico de Portugal e a sua riqueza foi amplamente explicitada no Capítulo 1.

Para além disso pertence a um ecossistema frágil protegido pelo Parque Natural do Vale do Guadiana e é essencial que essas características sejam preservadas durante todo o processo construtivo da obra.

Tais condicionantes limitam o tipo de estrutura a projetar e torna evidente a necessidade de adotar um modelo estrutural com baixo impacto ambiental.

2.2.6. SOLICITAÇÕES DO DONO DE OBRA

Os requisitos fundamentais estabelecidos pelo Dono de Obra foram os seguintes:

- Desenvolver e projetar uma estrutura esbelta com arquitetura devidamente enquadrada na paisagem e com baixo impacto visual.
- Deverá ser dada preferência para a utilização de materiais naturais com cores neutras.
- A obra deverá ser financeiramente económica.
- O tipo de utilização deverá ser preferencialmente pedonal sendo positivo o estudo de uma solução que permita a travessia de ciclistas sem comprometimento significativo do custo.

- Será igualmente positiva a previsão de iluminação e de dutos técnicos que permitam a implementação de uma futura rede de transmissão de dados entre a Estação Biológica e o centro histórico de Mértola.

2.3. IMPLANTAÇÃO DA PONTE

2.3.1. DEFINIÇÃO DE ROTA

O desenvolvimento conceitual de uma ponte inicia-se com a definição do seu traçado.

Conforme descrito anteriormente, as características topográficas do local são favoráveis à implantação e uma estrutura nivelada com simetria longitudinal e transversal.

Assim, tendo por base o levantamento topográfico fornecido procedeu-se à modelação tridimensional do terreno e ao estudo de possíveis rotas para a travessia objetivada.

Do estudo citado surgiram três rotas possíveis que dão origem a vãos e elevações distintas.

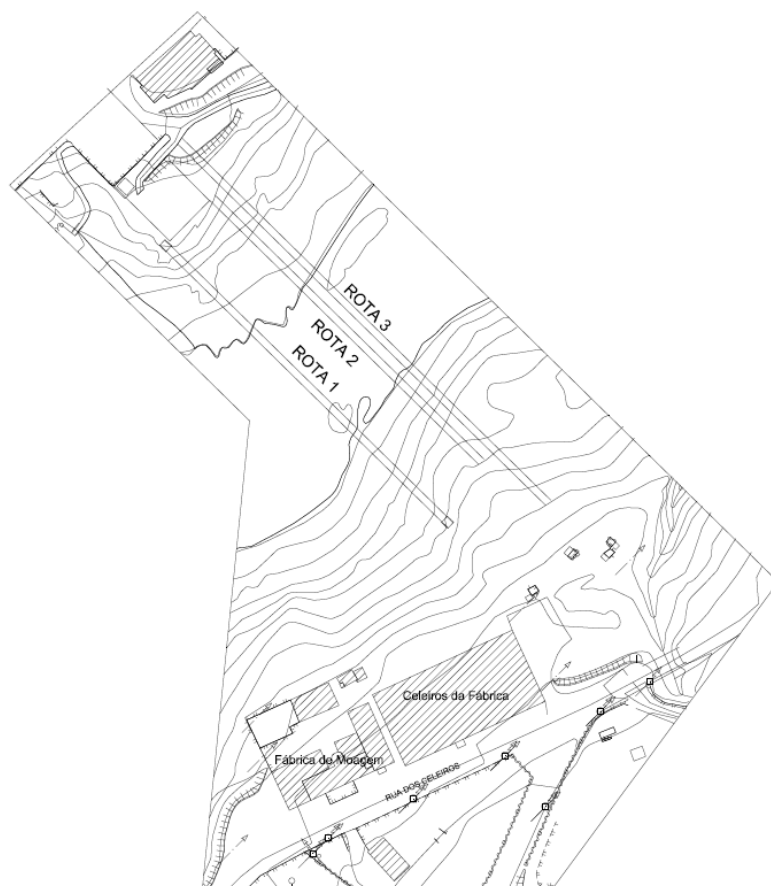


Figura 44 - Estudo de possíveis rotas (planta)

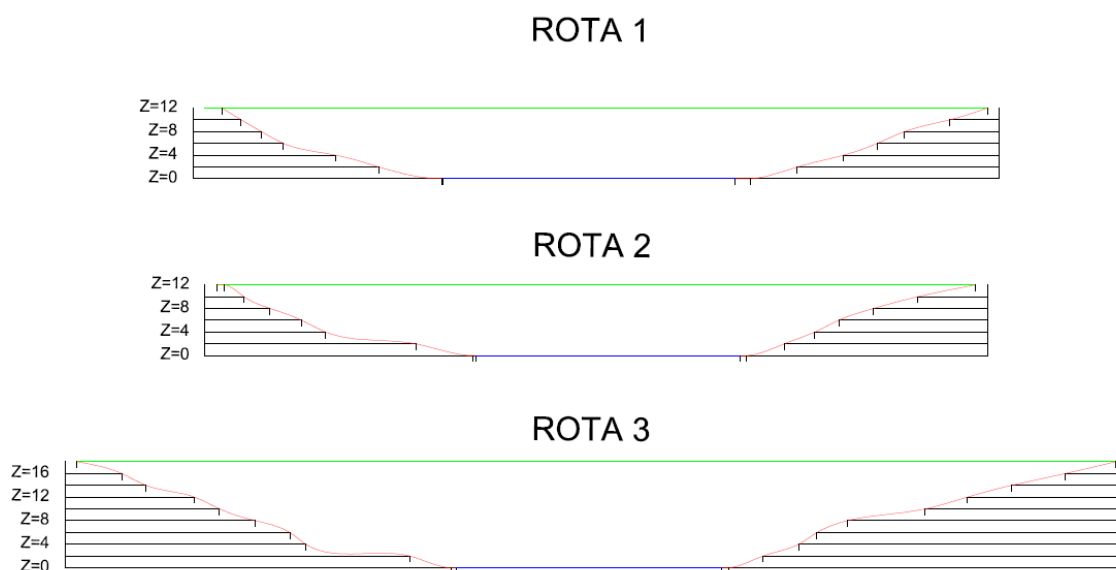


Figura 45 - Perfis transversais alternativos

Em seguida apresenta-se modelo tridimensional das rotas alternativas.

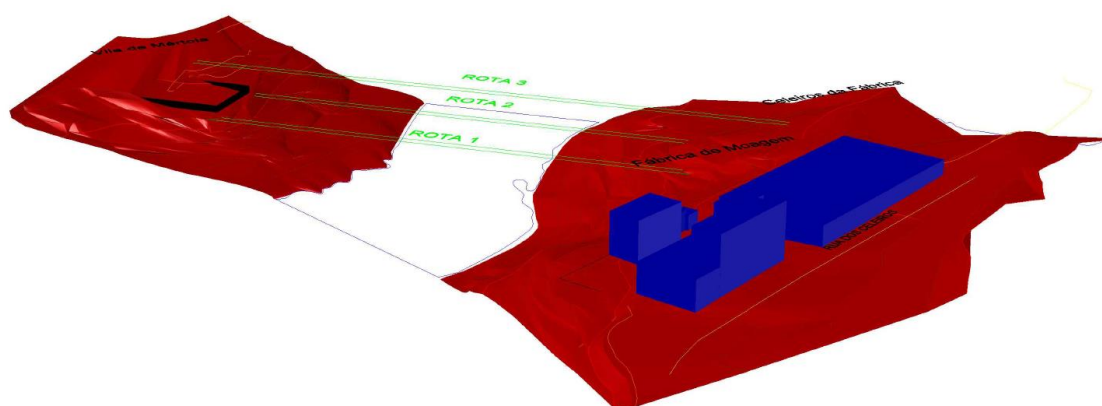


Figura 46 - Representação tridimensional das rotas alternativas

Quadro 2 - Características geométricas principais

Alternativa	Vão	Elevação
Rota 1	132m	12m
Rota 2	129m	12m
Rota 3	176m	18m

Apesar da Rota 2 ser aquela que confere menor vão à estrutura a escolha recaiu sobre a Rota 1 uma vez que a construção dos acessos aos encontros é naturalmente facilitada e apresenta características de maior simetria nos taludes.

2.3.2. CONCEÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA

Com base em todas as características e condicionantes enumeradas anteriormente passou-se então á conceção inicial da estrutura.

Seguindo a sugestão dada pelo orientador da presente dissertação, optou-se por desenvolver uma estrutura composta por um plano de cabos principal localizados ao nível do tabuleiro e por dois cabos de estabilização inferiores conectados aos cabos principais de borda através de pendurais.

A flecha da estrutura é condicionada pela inclinação longitudinal admissível. Se a ponte for localizada em um percurso montanhoso a inclinação máxima poderá chegar a 20%, mas se a estrutura for inserida em um ambiente urbano deverá acomodar os requisitos impostos pelas normas de acessibilidade.

Tradicionalmente os requisitos normativos limitam as inclinações longitudinais aos valores apresentados na Figura 47 .

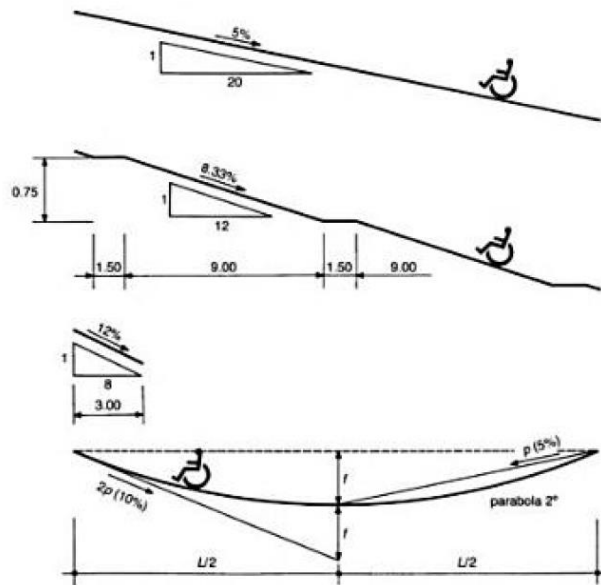


Figura 47 - Limites de inclinação longitudinal (16)

Estas inclinações são muito limitativas para pontes suspensas simples e a eventual adoção de inclinações superiores a 1:20 deverão ser discutidas com as autoridades locais e o Dono de Obra.

A inclinação média de uma parábola de segundo grau é dada pela fórmula,

$$\rho_{avr} = 0.50 \cdot \rho_{max} \quad (3)$$

Para uma parábola de comprimento L e flecha f igual a,

$$f = 0.02 \cdot L \quad (4)$$

resulta,

$$\rho_{max} = 10\% \quad (5)$$

$$\rho_{avr} = 5\% \quad (6)$$

Embora a estrutura em análise consista em elementos catenários decidiu-se tomar como referência a flecha máxima admissível calculada de acordo com as características geométricas de uma parábola. Assim, para um vão de 132m resulta uma flecha máxima de,

$$f_{max} = 0.02 \cdot 132 = 2.64m \quad (7)$$

Com base neste valor decidiu-se adotar a flecha de projeto de 2.60m.

Definida a flecha dos cabos principais passamos agora à definição do formato dos cabos estabilizadores inferiores que partem da elevação inicial de 4.2m e se aproximam verticalmente dos cabos principais a meio vão sendo o distanciamento mínimo entre ambos da ordem dos 30 centímetros.

A definição da elevação de 4.2m para a ancoragem do cabo inferior visou salvaguardar a estrutura dos esforços acidentais gerados por cheias,

Na direção transversal os cabos de estabilização apresentam uma curva com afastamento máximo da ordem dos 3m e mínimo de 5 cm com relação ao plano vertical definido pela borda do tabuleiro.

Esta configuração permite obter um gabarito da ordem dos 9.1m.

O posicionamento dos cabos de conexão entre os cabos principais e cabos inferiores denominados por pendurais foi determinado através do estudo geométrico do perfil longitudinal da estrutura.

Dada a simetria e o comprimento do vão decidiu-se iniciar a distribuição a partir do meio com espaçamento de 1m progredido em direção aos encontros na proporção igual ao espaçamento anterior acrescido de 1m.

Por questões estéticas decidiu-se conferir uma rotação de 5% com relação ao eixo vertical em direção ao correspondente encontro.

Esta configuração geométrica resultou em uma aparência esbelta e elegante que serviu de base para a análise estrutural.

O paralelismo entre os cabos principais é garantido pela presença de carlingas em aço perfilado coincidentes com os pontos de amarração dos pendurais. Desta forma, as ações descendentes serão essencialmente absorvidas pelos cabos principais enquanto as ações ascendentes e transversais serão equilibradas pelos cabos inferiores.

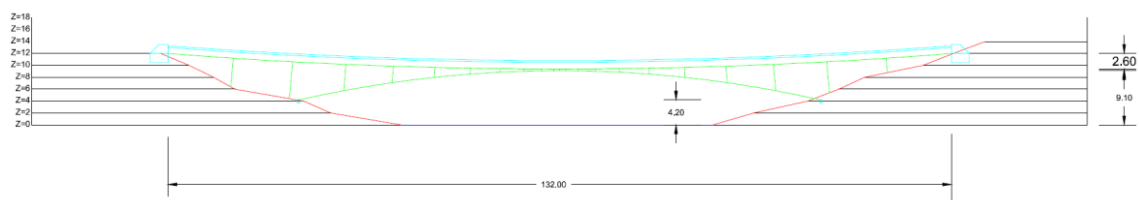


Figura 48 - Perfil longitudinal da ponte de cabos

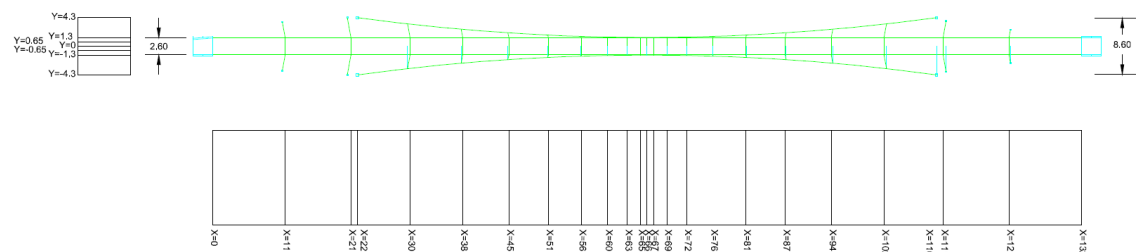


Figura 49 - Planta da ponte de cabos

A definição da largura do tabuleiro é essencialmente função do tipo de utilização a que a estrutura se destina.

A utilização exclusivamente pedonal daria origem a um tabuleiro tradicionalmente mais estreito, mas a crescente consciencialização ambiental e a previsão de estabelecimento de alojamentos para os investigadores nos edifícios contíguos aos laboratórios, levam o autor a entender pertinente dimensionar a estrutura por forma a possibilitar a travessia com bicicleta.

Assim, tendo por referência as definições de espaço dinâmico para a livre circulação de uma bicicleta adotou-se a largura útil de 2.5m que acrescidos de 0.05m para o posicionamento dos guarda corpos resulta na largura total de 2.6m

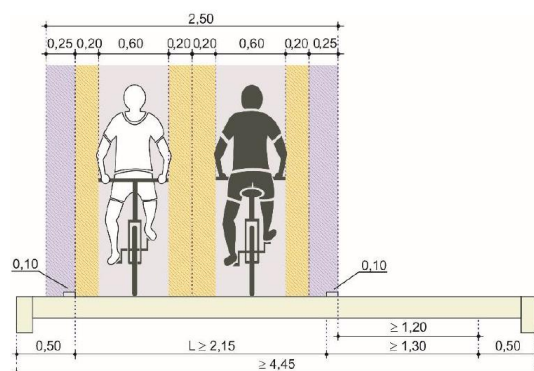


Figura 50 - Largura mínima sugerida para a adequada circulação de bicicletas em fluxos opostos (17)

A altura do guarda corpo é igualmente dependente da sua utilização e documentos de referência estabelecem alturas mínimas da ordem de 1.0 a 1.10m para pedestres e 1.30 a 1.40m para ciclistas. Para o projeto em causa adotou-se a altura de 1.10m para o corrimão e 1.30m para a guarda de ciclistas.

O guarda corpo será composto por cabos catenários paralelos ao tabuleiro e por uma trama de cabos de aço fixada ao cabo corrimão e apoiado no cabo principal de borda do tabuleiro. Os montantes serão materializados por perfis tubulares metálicos com dimensões a especificar com um espaçamento longitudinal regular de 3 m.

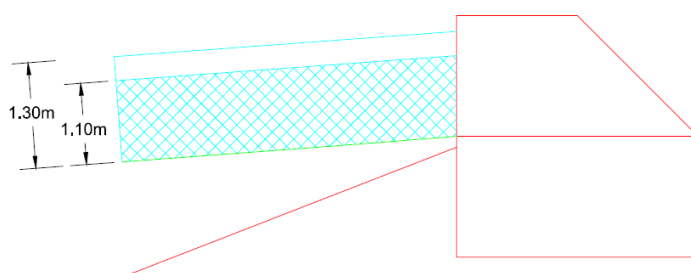


Figura 51 - Características geométricas do guarda corpo

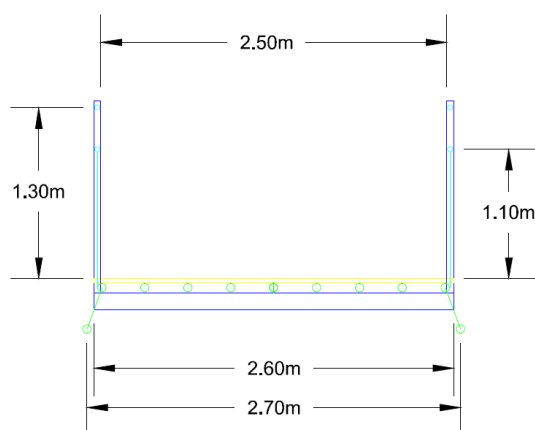


Figura 52 - Perfil transversal da ponte de cabos

Inspirado pela histórica influência árabe da região e pelos seus padrões decorativos o autor sugere a utilização de uma trama metálica composta por cabos de aço interconectados com espaçamento H variável de 16cm no ponto mais alto até 4 cm no ponto mais baixo. Esta variação irá permitir uma maior amplitude visual sem prejuízo da segurança



Figura 53 - Exemplos de padrões decorativos árabes

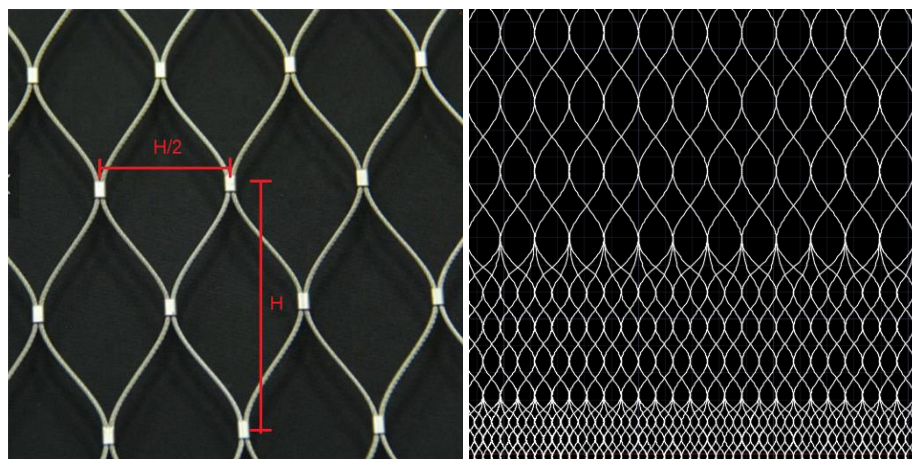


Figura 54 Exemplo de trama de cabos de aço sugerida

O tabuleiro será constituído por tábuas de madeira Ipê fixadas diretamente aos cabos principais por parafusos do tipo cabeça francesa e cerra-cabos inferior.

Ao analisar estruturas semelhantes com tabuleiros de madeira encontram-se duas variações relativamente ao alinhamento podendo este ser longitudinal ou transversal.



Figura 55 - Exemplo de alinhamento longitudinal do assoalho de madeira



Figura 56 - Exemplo de alinhamento transversal do assoalho de madeira

Por questões de natureza estética optou-se pela solução de apoio transversal do assoalho.

As tábuas deverão ter largura de 18cm e espaçamento livre de 2 cm perfazendo 5 tábuas a cada metro. Todas as tábuas deverão ser fixadas em ambas as extremidades e a cada metro deverá ser realizada uma fixação adicional ao cabo central obtendo-se a configuração apresentada na Figura 57.



Figura 57 - Exemplo de tabuleiro pretendido

Fontes:

(16)

(17)

(18)

(19)

2.3.3. FASES DE DESENVOLVIMENTO DO PROJETO

A elevada não linearidade inerente a uma estrutura de cabos remete para um processo de desenvolvimento iterativo uma vez que o comportamento da estrutura se altera com a aplicação de ações. Esse processo iterativo deve avaliar o comportamento estático e dinâmico de modo simultâneo.

Além disso, a capacidade resistente de um cabo é fundamentalmente determinada pelo seu formato e pela ação a que é submetido apresentando comportamento funicular.

Por esse facto o primeiro passo do desenvolvimento do projeto passou pela quantificação e qualificação das ações previstas para a estrutura. Estas ações encontram-se devidamente detalhadas no Capítulo 4.

A segunda etapa consiste na determinação das combinações de ações em Estado Limite de Serviço e Estado Limite Último que conduzem respetivamente às maiores deformações e esforços. O detalhamento dessas combinações encontra-se igualmente apresentado no Capítulo 4.

Foi dada especial atenção à determinação das combinações de serviço uma vez que o dimensionamento de cabos é frequentemente limitado pelos níveis de pré-esforço inicialmente introduzidos. Visando obter um bom comportamento à fadiga, as tensões permanentes nos cabos deverão ser limitadas a 45% da sua tensão resistente ($0.45f_t$).

Para além da limitação do esforço permanente urge garantir o correto comportamento em condições de utilização.

Não existem definições normativas específicas relativas às deformações verticais admissíveis em pontes pedonais devendo estes limites ser impostos pelo Dono de Obra. A rigidez do tabuleiro deverá ser condicionada pelo local da obra (ambiente urbano ou montanha) bem como o tipo de utilização (turística, travessia urbana ou ciclo-travessia).

Por se tratar de uma estrutura em ambiente urbano, com previsão de utilização por ciclistas, o autor decidiu projetar um tabuleiro rígido, adotando o critério geral de deslocamentos verticais para pavimentos estabelecido pelo Eurocódigo 3, que limita o deslocamento vertical total a $L/250$ (52.8cm).

As secções de cabos utilizadas para o pré-dimensionamento da estrutura derivaram da pesquisa de obras com características semelhantes tendo-se concluído que tipicamente se utilizam cabos fechados do tipo FLC para os elementos estruturais principais (maior resistência) e cabos tipo OSS para elementos de interconexão (pendurais).

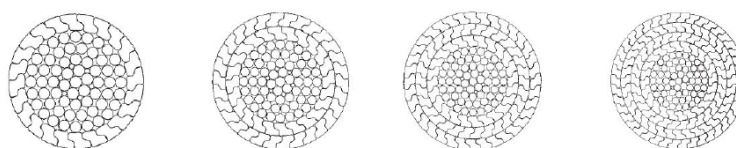


Figura 58 - Secções de cabos fechados tipo FLC

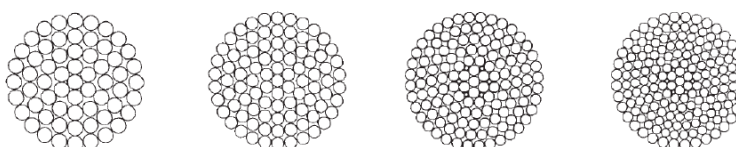


Figura 59 - Secções de cabos abertos tipo OSS

Quadro 3 - Características dos cabos estruturais

Cabo	Tipo	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	MBL (kN)	Massa (kg/m)	E (GPa)	Coeficiente de Poisson ν	Momento de inércia equivalente $I_{0.7}$ (m ⁴)
Cabo principal	FLC	52	1841	2750	15.2	165	0.30	2.697×10^{-7}
Cabo estabilizador inferior	FLC	52	1841	2750	15.2	165	0.30	2.697×10^{-7}
Pendurais	OSS	32	628	970	5.2	165	0.30	3.138×10^{-8}

A inércia de um cabo é dada pelo somatório das inércias dos cordões em relação ao eixo que passa pelo seu centro, sendo inferior à inércia de uma secção circular de igual diâmetro. De uma forma genérica a inércia de um cabo pode ser aproximada afetando a inércia de uma barra cilíndrica equivalente por um coeficiente de redução de inércia entre 0.5 a 0.7.

Definidas as características geométricas (vão e flecha) e as ações atuantes no cabo (w) pode-se determinar o esforço axial T_0 através de um sistema de equações baseado na equação característica da catenária com o eixo vertical.

$$y = \frac{T_0}{w} \cdot \cosh\left(\frac{w \cdot x}{T_0}\right) \quad (8)$$

$$x = 0 \rightarrow y = \frac{T_0}{w} \quad (9)$$

$$x = L/2 \rightarrow y = \frac{T_0}{w} \cdot \cosh\left(\frac{w \cdot \frac{L}{2}}{T_0}\right) \quad (10)$$

$$y_{L/2} - y_0 = f \quad (11)$$

$$f = \frac{T_0}{w} \cdot \cosh\left(\frac{w \cdot \frac{L}{2}}{T_0}\right) - \frac{T_0}{w} \quad (12)$$

$$f = \frac{T_0}{w} \left[\cosh\left(\frac{w \cdot \frac{L}{2}}{T_0}\right) - 1 \right] \quad (13)$$

Considerando a flecha permanente de 2.6m e a deformação limite em ELS resulta $f_{\max}$ igual a 3.028m.

Resolvendo a equação 13 para uma flecha de 3.0m, um vão de 132m e para a ação w correspondente à combinação rara que provoca maior deformação vertical com o valor de 1.497kN (vide ELS-11 no Capítulo 4) resulta,

$$3.0 = \frac{T_0}{1.497} \left[\cosh \left(\frac{1.497 \cdot \frac{130}{2}}{T_0} \right) - 1 \right] \quad (14)$$

$$T_0 = 1088 \text{ kN} \quad (15)$$

O comprimento indeformado do cabo poderá ser calculado pela expressão

$$s = \frac{T_0}{w} \cdot \sinh \frac{w \cdot x}{T_0} \quad (16)$$

$$s = \frac{1088}{1.497} \cdot \sinh \frac{1.497 \cdot \frac{132}{2}}{1088} = 66.09 \cdot 2 = 132.1815 \text{ m} \quad (17)$$

O esforço axial máximo do cabo poderá ser determinado pela expressão

$$T = \sqrt{T_0^2 + w^2 \cdot s^2} \quad (18)$$

$$T = \sqrt{1088^2 + 1.497^2 \cdot 132.1815^2} = 1088 \text{ kN} \quad (19)$$

Como se pode verificar os esforços de tração previstos para a combinação rara mais desfavorável são muito próximos dos valores limite necessários ao bom comportamento à fadiga.

Partindo agora para a análise modal, a frequência natural de um cabo simples poderá ser determinada pela expressão,

$$f_{(1)} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{\mu} \cdot \left(\frac{H}{L^2} + \frac{E \cdot A \cdot f^2 \cdot \pi^2}{2 \cdot L^4} + \frac{E \cdot I \cdot \pi^2}{L^4} \right)} \quad (20)$$

$$f_{(n)} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{\mu} \cdot \left(\frac{H \cdot n^2}{L^2} + \frac{E \cdot I \cdot \pi^2 \cdot n^2}{L^4} \right)} \quad (21)$$

onde

H – Força horizontal

μ – Massa por unidade de comprimento do cabo

f – Flecha do cabo

E – Módulo de elasticidade

A – Área do cabo

I – Momento de inércia do cabo

A parcela

$$\frac{E \cdot A \cdot f^2 \cdot \pi^2}{2 \cdot L^4} \quad (22)$$

corresponde à rigidez normal de um cabo que se alonga quando vibrado no primeiro modo. Esta é a razão pela qual, em alguns casos, o primeiro modo é mais alto que o segundo.

A parcela

$$\frac{E \cdot I \cdot \pi^2}{L^4} \quad (23)$$

corresponde à rigidez de flexão de um cabo que é considerada insignificante.

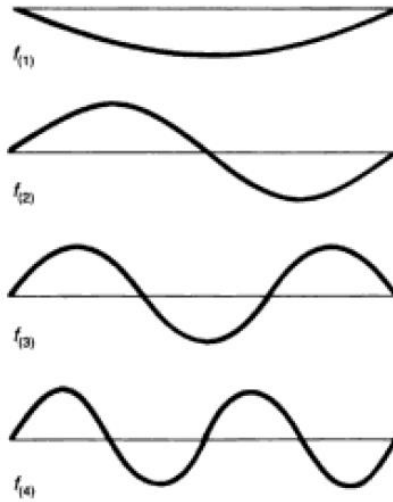


Figura 60 - Modos de vibração naturais de um cabo (16)

Levando em consideração as características dos cabos da estrutura em análise resultam as seguintes frequências vibração verticais preliminares para as combinações ELS11 (desprezando o efeito da variação térmica e a componente transversal da sobrecarga).

$$f_{(1-ELS11)} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{\frac{1497}{9.81}} \cdot \left(\frac{1088}{132^2} + \frac{165 \times 10^9 \cdot 1.841 \times 10^{-3} \cdot 3^2 \cdot \pi^2}{2 \cdot 132^4} + \frac{165 \times 10^9 \cdot 2.697 \times 10^{-7} \cdot \pi^2}{132^4} \right)} \quad (24)$$

$$f_{(1-ELS11)} = 0.270 \text{ Hz} \quad (25)$$

As vibrações verticais em pontes pedonais são geralmente limitadas de acordo com critérios de conforto humano.

Quadro 4 - Frequências características de caminhada e saltos expressas em Hertz (Hz)

	Intervalo	Lento	Normal	Rápido
Andar	1.4 – 2.4	1.4 – 1.7	1.7 – 2.2	2.2 – 2.4
Correr	1.9 – 3.3	1.9 – 2.2	2.2 – 2.7	2.7 – 3.3
Saltar	1.3 – 3.4	1.3 – 1.9	1.9 – 3.0	3.0 – 3.4

Estruturas com frequências naturais próximas às gamas críticas podem gerar efeitos desconfortáveis para o utilizador e contribuir para uma resposta amplificada.

As gamas críticas de frequências naturais de pontes pedonais são:

- Vibrações verticais e longitudinais

$$1.25 \text{ Hz} \leq f_{(i)} \leq 2.3 \text{ Hz} \quad (26)$$

- Vibrações laterais

$$0.5 \text{ Hz} \leq f_{(i)} \leq 1.2 \text{ Hz} \quad (27)$$

Para evitar fenómenos de ressonância, algumas normas especificam que estruturas com frequências fundamentais de vibração abaixo de 3Hz devem ser evitadas.

As características de esbeltez e pouca massa típicas de pontes pedonais fazem com que estas estruturas tipicamente apresentem frequências fundamentais críticas.

Por esta razão é indispensável uma futura análise dinâmica para otimizar a estrutura em projeto e torna-se evidente que para além de determinar as frequências fundamentais deverá ser avaliada a sua velocidade de vibração (aceleração).

O desenvolvimento dinâmico do projeto e a análise dos efeitos vibracionais provocados pelos utilizadores de uma ponte pedonal deverão obedecer às seguintes etapas:

- Avaliar e limitar as acelerações verticais máximas a,

$$0.5 \cdot \sqrt{f_0} \text{ m/s}^2 \quad (28)$$

A máxima aceleração vertical deverá ser calculada assumindo que a ação dinâmica aplicada por um pedestre pode ser caracterizada por uma carga pulsante F de natureza sinusoidal, movendo-se ao longo do vão principal da estrutura a uma velocidade constante

$$F = 180 \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot T) \quad (29)$$

$$v_t = 0.9 \cdot f_0 \quad (30)$$

Onde F é expressa em Newton, T é expresso em segundos e v_t expresso em m/s.

Os limites de classificação fisiológicos sugeridos para pontes pedonais encontram-se apresentados na figura abaixo.

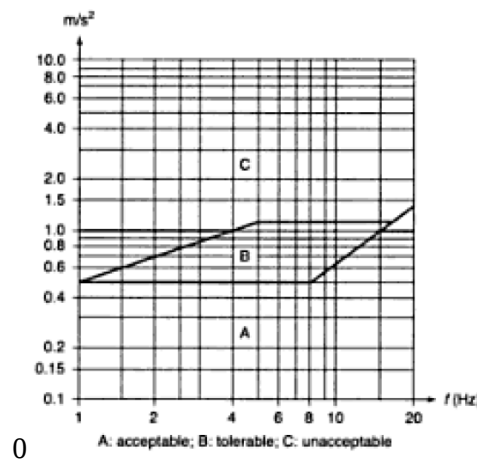


Figura 61 - Limites de classificação fisiológicos para pontes pedonais (16)

- Avaliar e limitar as acelerações horizontais pela metodologia anteriormente descrita com,

$$\text{Vibração vertical} \quad f_V = f_s \quad (31)$$

$$\text{Vibração horizontal} \quad f_H = \frac{f_s}{2} \quad (32)$$

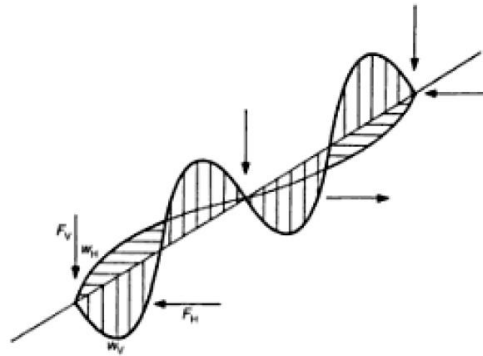


Figura 62 - Representação gráfica característica da ação vertical e horizontal provocada por um pedestre (16)

- Aumentar os níveis de pré-esforço elevando assim a frequência natural da estrutura
- Implementar cabos ou tirantes cruzados
- Aumentar a massa do sistema
- Implementar dispositivos de controle de vibração tais como dispositivos amortecedores de massa sintonizados (TMD) ou amortecedores viscosos (VD)

A análise dinâmica da presente estrutura ficará limitada à análise modal convencional realizada a partir da matriz de rigidez resultante da análise não linear geométrica.

Conforme referenciado anteriormente a extensão dessa análise à simulação das ações do vento e das ações dinâmicas provocadas pelos utilizadores não será âmbito do presente trabalho dada a sua complexidade e a limitação temporal. Esta análise constitui um tema fértil para desenvolvimento de estudos futuros.

As fases subsequentes de desenvolvimento do projeto consistiram na geração de um modelo estrutural numérico a partir do programa SAP2000, na validação dos resultados obtidos e no dimensionamento dos elementos estruturais.

As referidas etapas serão detalhadas ao longo do Capítulo 4

Resta ainda a descrição e avaliação do processo construtivo e a preparação de uma estimativa orçamental detalhados nos Capítulos 5 e 6 respetivamente.

Fontes:

(20)

(21)

(16)

3

MATERIAIS

3.1. DESCRIÇÃO GERAL

A presente seleção de materiais foi motivada por diversos fatores sendo eles a capacidade resistente, o enquadramento arquitetônico e paisagístico, a relação custo benefício, critérios de sustentabilidade, a durabilidade média e a facilidade de aplicação durante a fase de execução da obra.

Nesse sentido optou-se por utilizar o aço, a madeira e o betão uma vez que cada um desses materiais caracteriza-se por uma grande versatilidade de aplicação e é amplamente utilizado na construção civil.

3.2. AÇO

O aço é uma liga metálica de ferro (Fe) e carbono (C), podendo ter elementos de liga adicionados propositadamente ou residuais (originados durante o processo de fabricação), dependendo das propriedades necessárias. Portanto, o aço é composto por aproximadamente 98.5% de Fe (ferro), 0.5 a 1.7% de C (carbono) e traços de Si (silício), S (enxofre) e P (fósforo).

O seu componente principal é o metal ferro, obtido em siderurgias a partir do seu principal mineral, a hematita, Fe_2O_3 . O ferro é encontrado em toda a crosta terrestre, fortemente associado ao oxigênio e à sílica. O carbono é também relativamente abundante na natureza e pode ser encontrado sob diversas formas.

A quantidade de carbono é um dos principais fatores que definem a classificação do aço em relação à sua resistência. O teor de carbono no aço varia entre 0.008 e 2.11%, enquanto no ferro fundido, possui um percentual de carbono entre 2.11 e 6.67%. A diferença fundamental entre ambos é que os aços, pela sua ductilidade, são facilmente deformáveis por forja, laminação e extrusão, enquanto que as peças em ferro fundido são fabricadas pelo processo de fundição.

3.2.1. HISTÓRIA

A descoberta e desenvolvimento de ligas de ferro remonta a 4000 anos atrás na era denominada Idade do Ferro. Alguns estudos mostram que tribos nômadas do extremo Oeste da Ásia recolhiam o ferro metálico encontrado em meteoritos, mas há também registros que mostram que o ferro teria sido descoberto por volta de 6000 a 4000 a.C., quando pedras de minério que estavam protegendo uma fogueira derreteram e quebraram, formando pequenas bolas que brilhavam. O ferro chegou assim a ser considerado um metal precioso.

Por volta de 900 a.C. os egípcios conseguiram dominar o processo de tratamento térmico para produção de armas. Esta técnica alcançaria a Europa Ocidental em 500 a.C. e a China por volta de 400 a.C. O desenvolvimento de altos-fornos a meados do século XV, inicialmente pelos chineses, e depois amplamente utilizado na Europa durante a Idade Média, permitiu o aumento da produção de ferro fundido.

No decorrer da história, o ferro veio a substituir o bronze, que tinha sido anteriormente o metal mais utilizado. Nota-se que a qualidade do ferro produzido dependeria do minério disponível no ambiente e da evolução dos métodos de produção.

No século XVII, o aço era já muito utilizado e seu conhecimento era amplamente dominado, no entanto, a evolução e urbanização na Europa exigia um metal mais versátil que pudesse se adaptar às novas estruturas.

Em 1856 o engenheiro metalúrgico inglês Henry Bessemer descobriu como transformar o ferro em aço mediante a redução do teor de carbono presente na mistura. O conversor de Bessemer foi o primeiro equipamento desenvolvido para a fabricação do aço em larga escala a partir do ferro fundido. O equipamento removia as impurezas do ferro pelo processo de oxidação, com ar soprado através do ferro gusa líquido. O processo de oxidação proporcionado pelo contacto com o oxigênio removia as impurezas como Silício (Si), Manganês (Mn) e Carbono (C) que eram depositados na forma de escória. Com o avanço proporcionado por esta invenção, houve uma redução significativa dos custos de produção e do seu preço.

O desenvolvimento técnico de produção continuou e surgiram novos processos alternativos dos quais se destacam o Conversor Thomas, muito semelhante ao processo Bessemer, que permitiu trabalhar com ferros gusas com alto teor de Fósforo e o Conversor LD (Linz Donawitz) que utiliza o mesmo princípio de injeção do oxigênio do Conversor Bessemer, porém é soprado oxigênio puro sob pressão na superfície do gusa líquido, permitindo alcançar temperaturas de 2500 – 3500°C.

No século XIX, novos fornos foram desenvolvidos de forma a corrigir as impurezas do ferro, adicionar propriedades para resistência ao desgaste, ao impacto, à corrosão etc. Por isso, o aço foi ganhando mais resistência ao longo dos anos. Como resultado, o ferro foi o metal estrutural primário na industrialização da Grã-Bretanha durante a maior parte do século XIX e por causa dessas propriedades e do seu baixo custo, passou a representar cerca de 90% de todos os metais consumidos pela civilização industrial.

O cabo de aço foi inventado pelo alemão Wilhelm August Julius em 1834 e surgiu da necessidade de reduzir o peso próprio das correntes utilizadas na exploração mineira. Wilhelm Albert teve então a ideia de trançar arames, o que resultou em pesos próprios mais baixos e maior resistência.

O cabo é formado então por fios de aço obtidos por um processo de esticamento chamado trefilagem sendo posteriormente trançados ou agrupados num conjunto denominado perna. Cada perna é por sua vez trançada novamente em forma de uma alma formando-se então o cabo final.

3.2.2. FABRICAÇÃO

Os procedimentos de fabrico são relativamente simples e económicos, e são chamados de aciaria. Os aços podem ser fabricados por processo de aciaria elétrica, onde se utiliza eletrodos e processo de aciaria LD, onde se utiliza sopro de oxigénio no metal líquido por meio de uma lança.

Apresentam uma interessante combinação de propriedades mecânicas que podem ser modificadas dentro de uma ampla faixa, variando-se os componentes da liga e as suas quantidades, mediante a aplicação de tratamentos. A sua plasticidade permite obter peças de formas geométricas complexas com relativa facilidade. A experiência acumulada na sua utilização permite realizar previsões do seu comportamento, reduzindo custos de projeto e prazos de colocação no mercado.

3.2.3. CLASSIFICAÇÃO

Há uma grande variedade de tipos de aço para construção mecânica. Cada tipo de aço é adequado para um certo tipo de aplicação. As especificações de materiais existentes nos projetos mecânicos utilizam designações especificadas em diferentes normas (tais como: americana SAE/AISI, brasileira ABNT alemã DIN, japonesas JIS, francesas AFNORc, inglesas BS etc.).

Os aços podem ser classificados por uma grande variedade de critérios, tais como:

- Composição/quantidade de carbono; por exemplo carbono, baixa liga ou de aço inoxidável;
- Métodos de fabricação/modo de produção; tais como têmperas, processos de oxigenação, ou métodos de alto forno;
- Métodos de acabamentos; tais como laminação a quente e a frio, e diferentes técnicas de plaqueamento;
- Tipos de produto; por exemplo barras, fios, chapas, folhas, tiras, tubos ou aço estrutural;
- Práticas de desoxidação; como decapação, semi-decapação, dessulfuração para determinada classe de material;
- Microestrutura; tais como ferrítica, perlítica e martensíticos;
- Tratamento térmico; tais como o recozimento, têmpera e revenido;
- Constituição estrutural;
- Aplicação.

É válido destacar que não há um padrão global de aço ou um sistema internacional de classificação.

Existe uma grande variedade de classificações e designações de sistemas utilizados em todo o mundo. Essas classificações são desenvolvidas e padronizadas por órgãos nacionais e alguns internacionais. Além disso, muitos fabricantes e fornecedores de aço têm desenvolvido as suas próprias designações. Contudo, apesar das especificações de aço variarem de país para país e poderem ser baseadas em critérios diferentes, pode-se afirmar que a maioria é definida em termos da composição química do aço.

Alguns dos padrões mais utilizados para aço e sistemas de classificação incluem:

- AISI (American Iron and Steel Institute) normas de aço, que são tradicionalmente usados nos EUA e no exterior. Embora esse padrão não seja mais mantido e tenha sido gradativamente substituído pela SAE, ASTM e outras normas dos EUA, ainda é muito utilizado.
- EN (Euronorm), que é um sistema harmonizado de metal e normas de aço dos países europeus. Embora seja aceite e usado efetivamente em todos os países europeus, foi substituído ou complementado por alguns sistemas nacionais, como o alemão DIN, o britânico , o francês AFNOR e italiano UNI.

- Japonesa JIS normas de aço, que são amplamente utilizados em regiões da Ásia e do Pacífico. Especificações do aço JIS são também muitas vezes utilizadas como base para outros sistemas nacionais, tais como coreanos, chineses, taiwaneses.

Normas de aços de países em desenvolvimento como as chinesas GB e YB, a indiana IS, e a brasileira NBR, embora às vezes menos desenvolvidas e detalhadas, estão sendo cada vez mais utilizadas devido ao crescimento e integração global. O mesmo ocorre com o padrão russo GOST que é amplamente utilizado em toda a Comunidade de Estados Independentes.

3.2.4. CARACTERÍSTICAS MAIS RELEVANTES

Como características mais relevantes destaca-se as seguintes:

- Preço inferior às restantes ligas metálicas ou materiais compósitos de alto desempenho (exemplo fibra de carbono)
- Elevada massa volúmica (7850 kg/m^3), ao qual se associa uma elevada resistência (de 360 MPa a 550 MPa para aço macio até 1850 MPa para aços de alta resistência) e a um elevado módulo de elasticidade (tipicamente 210 GPa)
- Material homogêneo e isotrópico (as suas propriedades dão independentes da direção considerada e com respostas idênticas quando submetido a trações ou compressões).
- Coeficiente de dilatação térmico linear de $1.2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ o que faz com que o aço sofra uma significativa perda de capacidade resistente e rigidez quando exposto a temperaturas progressivamente crescentes como é o caso do fogo ou altas temperaturas ambientais.
- Material integralmente reciclável (sustentabilidade)
- Durabilidade embora careça de tratamento em ambientes quimicamente agressivos e de elevada humidade relativa do ar sob pena de apresentar aumento de volume acompanhado de redução de secção efetivamente resistente.
- Plasticidade (maleabilidade e ductilidade) que permite a criação de formas geométricas diversas e de considerável complexidade.
- Agilidade e versatilidade na construção uma vez que os elementos podem ser pré-fabricados e instalados por ligações aparafusadas ou por ligações soldadas.

3.2.5. APLICAÇÃO

O ferro, e consequentemente o aço, tem uma aplicação tão ampla que a história da humanidade foi profundamente marcada pela sua descoberta e desenvolvimento. A sua influência é tão importante que perdura até hoje.

Devido às suas propriedades mecânicas, o aço é possivelmente a liga metálica mais importante de engenharia e de construção no mundo, além de sua aplicação em utensílios domésticos, veículos, ferramentas etc.

Especificamente na construção civil, o aço é amplamente utilizado tanto na composição de betão armado (armadura) como material principal. O sistema construtivo em aço permite liberdade no projeto de arquitetura, maior área útil, flexibilidade, compatibilidade com outros materiais, menor prazo de

execução, racionalização de materiais e mão-de-obra, alívio de carga nas fundações e garantia de qualidade.

No trabalho em questão o aço foi utilizado em quatro formas diferentes: i) aço estrutural nervurado em betão armado nos encontros e blocos de fundação; ii) inserções em aço para a materialização dos pontos de ancoragem dos cabos nos encontros e blocos de fundação; iii) cabos de aço superiores, inferiores, pendurais e ancoragens; iv) aço perfilado nas carlingas e montantes do guarda-corpo.

Os cabos de aço selecionados apresentam valores de tensão de cedência na ordem dos 1500 MPa e módulo de elasticidade na ordem dos 165 GPa. Estes cabos apresentam ainda massa volúmica média de 8100 kg/m³.

Fontes:

(22)

(23)

(24)

(25)

(26)

(27)

(28)

3.3. BETÃO

O betão é um material compósito formado por agregados finos (areia) e grossos (brita) unidos por cimento que quando hidratado com água forma uma pasta que endurece (cura) com o tempo. No passado, ligantes de cimento à base de cal eram utilizados tendo sido progressivamente substituídos por aluminato de cálcio e finalmente pelo cimento Portland.

Atualmente o betão é o material de construção mais utilizado, mas o seu uso generalizado tem grandes impactes ambientais. O processo de produção do cimento em particular produz grandes volumes de gases de efeito de estufa, sendo responsável por cerca de 8% do total de emissões globais. Além disso outras preocupações ambientais incluem a extração ilegal de areias e a impermeabilização dos solos em ambientes urbanos criando focos de concentração de calor.

Apesar disso o betão é hoje o material de construção mais utilizado graças ao seu baixo custo, grande resistência à compressão, boa resistência à tração quando associado ao aço (betão armado), versatilidade e trabalhabilidade, sendo moldável às mais diversas formas enquanto fresco.

3.3.1. HISTÓRIA

A utilização de materiais compósitos semelhantes ao betão remonta a 400 a.C. e foi iniciada por comerciantes nabateus na região do médio oriente (Sul da Síria e Norte da Jordânia). Eles descobriram as propriedades autoadesivas da cal hidráulica tendo construído fornos para produzir argamassas destinadas à construção de alvenarias, pisos impermeáveis e cisternas que mantidas em segredo lhes davam enorme vantagem comercial no deserto.

Esta técnica era igualmente conhecida nas civilizações americanas pré-colombianas (Maias) de onde existem relatos de coberturas planas construídas com cimento.

Já no decorrer da era clássica, os Egípcios e os Romanos descobriram que a adição de cinzas vulcânicas à mistura permitiam que esta se solidificasse debaixo de água.

Pisos de betão datados de 1400 a 1200 a.C. foram encontrados na Grécia e argamassas de cal foram utilizadas na Grécia, Creta e Chipre em 800 a.C.

Os Romanos usaram betão extensivamente de 300 a.C. até 476 d.C. Nesse período, o betão romano (opus caementicium) era feito de cal viva, pozolana e um agregado de pedra-pomes.

A sua utilização amplamente difundida em diversas estruturas romanas deu origem a uma revolução arquitetónica libertando as construções das restrições impostas pela pedra e pelo tijolo. Permitiu novos designs revolucionários em termos de complexidade estrutural e dimensão.

Obras como o Coliseu e o Panteão de Roma sobrevivem até aos dias de hoje, sendo a cúpula do Panteão a maior cúpula de betão não reforçado do mundo. Testes modernos mostram que o opus caementicium tinha tanta resistência à compressão quanto o betão moderno à base de cimento Portland (20MPa).

A durabilidade de longo prazo das estruturas de betão romano foi alcançada graças à adição de rocha piroclástica (vulcânica) e cinzas que ajudaram a dar ao composto uma maior resistência à fratura mesmo em ambientes sismicamente ativos. A utilização desses aditivos fez com que o betão romano seja significativamente mais resistente à erosão pela água do mar do que o betão moderno fazendo com que estruturas como as Termas de Caracalla em Roma sobrevivam até hoje.

Após o colapso do Império Romano a tecnologia de construção com betão tornou-se rara e só em meados do século XVIII foi retomada e aprimorada.

A Torre Smeaton, construída pelo engenheiro britânico John Smeaton em 1759 em Deavon, Inglaterra, constitui o maior avanço moderno em betão. Este farol foi pioneiro no uso de cal hidráulica em betão usando seixos e tijolos em pó como agregado.

O método para a produção de cimento Portland foi desenvolvido e patenteado por Joseph Aspdin em 1824 na Inglaterra. O seu nome deriva da sua semelhança com a pedra de Portland extraída na Ilha de Portland em Dorset, Inglaterra. O desenvolvimento da técnica continuou pela mão do seu filho William, até 1840, ano em que é dado a conhecer o cimento Portland moderno.

Finalmente em 1849, Joseph Monier associa o betão ao aço e cria o betão armado. A primeira casa de betão armado foi construída por Francois Cifnet em 1853 e a primeira ponte deste material foi projetada e construída por Joseph Monier em 1875.

3.3.2. FABRICAÇÃO

A fabricação de betão consiste no processo de mistura e homogeneização dos diversos materiais constituintes sendo eles areia, brita, cimento, água e eventuais aditivos. A resistência e durabilidade do compósito dependem da qualidade dos materiais, da qualidade da mão de obra que o produz e aplica, das condições ambientais a que será submetido e da proporção dos materiais que compõem a mistura. A referida proporção é designada de traço ou dosagem.

A quantidade de água utilizada contribui para a reação química que transforma o cimento em uma pasta aglomerante e deverá ser suficiente para que a reação ocorra por completo, conferindo trabalhabilidade à mistura. Por sua vez se a água estiver presente em excesso formam-se poros aquando da sua

evaporação e a resistência e durabilidade do compósito diminuem consideravelmente. A proporção entre a água e o cimento é tradicionalmente designada por relação água/cimento.

A areia presente na mistura é responsável pela trabalhabilidade do material enquanto a brita confere resistência mecânica.

A utilização de aditivos permite melhorar a trabalhabilidade do material ou mesmo alterar o seu desempenho durante a cura (obras marítimas) e vida útil (proteção para ataque químico ou ambiental).

O processo de fabricação e aplicação do betão é sensível ao tempo sendo fundamental coordenar as etapas de forma adequada.

Atualmente o processo de fabrico do betão estrutural é industrializado o que confere maior previsibilidade e controle de qualidade do produto obtido.

O processo de aplicação e cura do betão é igualmente crítico, sendo necessário expelir o ar da mistura por meio de vibração aquando da aplicação e garantir uma cura adequada controlando a humidade e a temperatura do elemento conformado.

O processo de cura do betão pode levar vários anos ou mesmo décadas, mas a mistura atinge 90% da sua capacidade resistente total cerca de 28 dias após a aplicação.

3.3.3. CLASSIFICAÇÃO

Pode-se obter versões de diferentes classes de resistência de betão mediante a variação da sua composição. Com o aumento da resistência verifica-se o aumento do módulo de elasticidade e a diminuição da ductilidade do material.

A tensão de rotura do betão à compressão é designada por classe de resistência do betão e está relacionada com o valor característico (quantilho de 5%) da resistência à compressão referindo-se a provetes cilíndricos, f_{ck} , ou a provetes cúbicos, $f_{ck,cubo}$, de acordo com NP EN 1992-1:2010.

Considera-se que um betão pertence a uma determinada classe quando o valor característico (valor cuja probabilidade de não ser atingida é de 5%) da sua tensão de rotura for igual ou superior ao valor da classe.

As classes de resistência f_{ck} e as correspondentes características mecânicas necessárias para o cálculo estão indicadas no Quadro 3.1, do atual Eurocódigo 2 que se apresenta de seguida.

Quadro 5 - Quadro 3.1, do atual Eurocódigo 2

Quadro 3.1 – Características de resistência e de deformação do betão

Classes de resistência do betão															Expressão analítica /Comentários
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,calc}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{cm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{cm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ck,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ck,0.05} = 0,7 \times f_{cm}$ quantilho de 5 %
$f_{ck,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ck,0.95} = 1,3 \times f_{cm}$ quantilho de 95 %
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0.3}$ (f_{cm} em MPa)
ϵ_{ci} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ver a Figura 3.2 $\epsilon_{ci}^{(0/100)} = 0,7 f_{cm}^{0.31} \leq 2,8$ ver a Figura 3.2 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{ci}^{(0/100)} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm}/100)^4]$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5														ver a Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu1}^{(0/100)} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0.50}$
ϵ_{cu2} (‰)	2,0														ver a Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2}^{(0/100)} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck}/100)^4]$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5														ver a Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2}^{(0/100)} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck}/100)^4]$
n	2,0														para $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck}/100)^4]$
ϵ_{cu3} (‰)	1,75														ver a Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3}^{(0/100)} = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5														ver a Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3}^{(0/100)} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck}/100)^4]$

Os requisitos e características de durabilidade e recobrimento das armaduras do betão armado são definidos de acordo com a EN 206-1 e resumidos nos quadros 4.1 a 4.5 da NP EN 1992-1:2010.

3.3.4. CARACTERÍSTICAS MAIS RELEVANTES

Para além das características anteriormente mencionadas destacam-se ainda as seguintes características particulares do betão:

- A relação tensão/extensão determinadas laboratorialmente dependem da forma e dimensões do provete, do tipo de máquina de ensaio, da idade e condições de conservação do provete, da forma e natureza dos inertes e da relação água/cimento utilizada.
- Apresenta limitada resistência à tração correspondendo este valor habitualmente a 10% da resistência à compressão.
- A resistência é altamente influenciada pelo tempo que contribui para o seu aumento durante o processo de cura mas por outro lado a faz diminuir quando o elemento fica sujeito a tensões constantes da ordem dos 85% da tensão de rotura (fenómenos de fluência e rotura diferida).
- A sua durabilidade é limitada e a sua degradação pode ter origem em diversos fatores de entre os quais se destacam a carbonatação e ataque por cloreto.

3.3.5. APLICAÇÃO

O betão é amplamente utilizado na indústria da construção tendo aplicação em áreas tão diversas como fundações, ancoragens, estruturas pré-esforçadas, pré-fabricados, estruturas submersas, estradas, pontes e viadutos, segurança contra incêndios, segurança sísmica entre outras.

No presente projeto o betão terá aplicação na construção dos blocos de ancoragem, nos encontros da ponte e na construção dos acessos.

Fontes:

(29)

(30)

3.4. MADEIRA

A madeira é um material orgânico de estrutura porosa e fibrosa extraído a partir de um tecido formado por plantas lenhosas.

Apresenta uma constituição sólida e complexa onde predominam as fibras de celulose e hemicelulose unidas por lenhina.

A sua composição química é muito variável, mas tipicamente é constituída de aproximadamente 50% de Carbono, 42% de Oxigénio, 6% de Hidrogénio, 1% de Nitrogénio e 1% de diferentes outros elementos (Cálcio, Potássio, Sódio, Magnésio, Ferro e Manganês).

As suas propriedades físicas variam significativamente com a orientação das fibras (material ortotrópico) fazendo com que a resistência varie de acordo com a direção e sentido da ação.

A madeira é um material naturalmente resistente e relativamente leve sendo frequentemente utilizado para fins estruturais.

A sua aplicação principal ainda continua a ser a marcenaria (fabricação de móveis) e a carpintaria associada à construção civil (particularmente nos EUA, Austrália e Japão), sendo um dos materiais mais utilizados na arquitetura e na engenharia.

Por se tratar de um recurso abundante e natural (“carbon-neutral”) tem crescente interesse como fonte de energia renovável.

Para além das aplicações citadas a madeira é utilizada no formato de polpa na indústria papelreira e química constituindo matéria prima para diversos produtos.

A indústria florestal ocupa atualmente vastas áreas da Terra. Apesar disso, a exploração de florestas naturais continua a ser uma das principais causas de desflorestação e perda de habitat de animais, ameaçando a biodiversidade e a sustentabilidade ambiental.

A madeira absorve água com grande facilidade (higroscopia) fazendo com que a sua secagem seja um aspeto importante da indústria. A velocidade do processo deverá ser controlada e adequada às características da respetiva espécie por forma a não gerar danos estruturais (empenamento, rachaduras, etc.).

A variação do teor de humidade está associada aos fenómenos característicos da retração (encolhimento por perda de água) e do entumescimento (inchaço por ganho de água). Tipicamente a secagem traduz-se no aumento da resistência que poderá ser feita de forma natural (ao ar retendo de 8 a 16% de água) ou artificial (estufas com eventual impregnação de produtos conservantes).

3.4.1. HISTÓRIA

De acordo com a descoberta realizada em 2011 na província de New Brunswick, Canadá, a planta lenhosa mais antiga de que há conhecimento data de 395 a 400 milhões de anos.

Ao longo de milhares de anos este material foi utilizado de diversas formas tais como fonte combustível, fabricação de utensílios, ferramentas e armas; material de construção, marcenaria, embalagem e produção de papel.

A utilização em construções remonta ao Neolítico e diversas construções conhecidas datam de até 10000 anos atrás.

Ao longo de vários séculos as técnicas de transformação e construção com madeira permaneceram inalteradas sendo condicionadas à habilidade dos artesãos e aos defeitos derivados da sua característica orgânica (presença de nós, fungos, deformações etc.)

Já durante o século XIX surge a técnica precursora da Madeira Laminada Colada (MLC), que se traduz num produto estrutural de madeira, composto por várias camadas de madeira de lei, coladas com adesivos estruturais duráveis e resistentes à humidade. Na época, a ligação entre tábuas era feita de forma mecânica com recurso a pregos, braçadeiras e parafusos. Com o surgimento da cola caseína em 1906, foi possível eliminar os elementos mecânicos obtendo secções homogéneas e sem deslizamentos entre lâminas. A partir daí a MLC evoluiu paralelamente à evolução das colas e em 1940 teve um grande progresso com a descoberta das colas sintéticas.

Esta técnica melhora a eficiência estrutural na medida em que permite orientar e alinhar as fibras de cada lâmina da direção pretendida diminuindo fenómenos de retração, empenamento e torção.

Atualmente a MLC é considerada a alternativa ecológica ao aço e ao betão dada a baixa energia incorporada comparativamente a ambas.

3.4.2. CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS

Dada a diversidade de espécies de madeira, o material apresenta grande diversidade de características mecânicas, densidade, higroscopia, cor, grão, resistência ao apodrecimento e ao fogo, odor entre outros fatores, sendo difícil fazer uma classificação genérica.

Do ponto de vista de resistência mecânica a madeira apresenta diferentes comportamentos em função da direção, sentido e tipo de ação a que é sujeita. As ações poderão ser de compressão, tração, esforço transverso (corte) ou flexão.

Quando uma peça de madeira é submetida a um esforço de compressão paralelo ao comprimento das fibras, as células reagem em conjunto conferindo-lhe grande resistência.

No caso de solicitação normal ou perpendicular, a resistência à compressão decresce para cerca de ¼ do valor anterior.

Para solicitações inclinadas obtêm-se valores de resistência intermédios que podem ser estimados pelo modelo de Hankinson.

$$F_{c\theta} = \frac{F_{c0} \cdot F_{c90}}{F_{c0} \sin^2(\theta) + F_{c90} \cdot \cos^2(\theta)} \quad (33)$$

F_{c0} – resistência de compressão paralela

F_{c90} – resistência de compressão perpendicular

θ – ângulo de incidência da força com relação às fibras

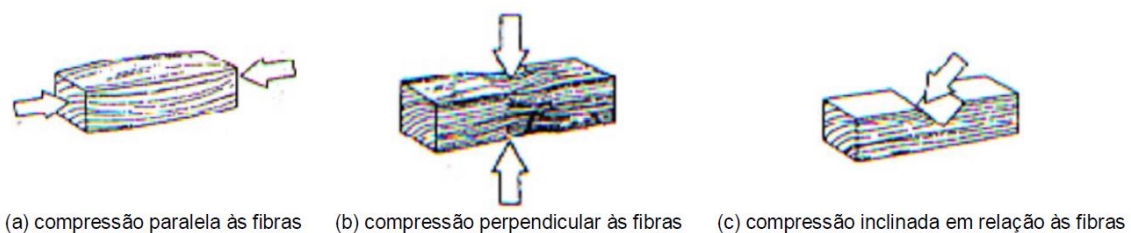


Figura 63 - Peças de madeira submetidas a esforços de compressão (Ritter, 1990)

A orientação da ação é igualmente importante para esforços de tração.

Quando uma peça é tracionada na direção paralela às fibras, a rotura ocorre por deslizamento entre as células ou por rotura das suas próprias paredes. Em ambos os casos, a rotura ocorre com elevados valores de resistência e baixos valores de deformação (rotura frágil).

A tração na direção normal às fibras afeta a integridade estrutural da peça devendo ser evitada em situações de projeto uma vez que resulta em baixas resistências e deformações.



Figura 64 - Peças de madeira sujeitas a esforços de tração (Ritter, 1990)

O corte por esforço transversal pode ocorrer na madeira de três formas distintas. A primeira quando a ação ocorre perpendicularmente às fibras (Figura 65(a)), no entanto, este tipo de solicitação não é crítico porque antes de romper por corte a peça apresentará problemas de esmagamento por compressão normal. A segunda ocorre quando a ação atuante se dá no sentido longitudinal das fibras (corte horizontal -

Figura 65(b)). A terceira acontece quando a ação longitudinal ocorre na perpendicular às linhas dos anéis de crescimento e é designada por corte “Rolling” (Figura 65(c)),

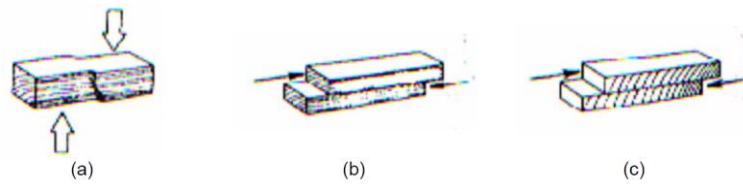


Figura 65 - Peças de madeira sujeitas a esforço transverso (Ritter, 1990)

Uma peça de madeira quando submetida à flexão simples desenvolve quatro tipos de esforços em simultâneo sendo eles a compressão paralela às fibras, a tração paralela às fibras, esforço transverso horizontal e nas regiões dos apoios e a compressão normal às fibras.

A rotura em flexão ocorre com a formação de minúsculas falhas de compressão seguidas pelo esmagamento macroscópico da região comprimida. Este fenómeno gera um aumento da área comprimida na secção e a redução da área tracionada causando acréscimo de tensões e podendo romper por tração.

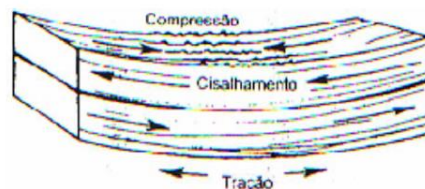


Figura 66 - Peças de madeira sujeitas a esforços de flexão (Ritter, 1990)

O comportamento da madeira quando submetida a torção é pouco investigado recomendando-se evitar este esforço no projeto de estruturas.

3.4.3. APLICAÇÃO

No presente projeto optou-se por construir um tabuleiro de madeira diretamente apoiado sobre os cabos de sustentação principais. Por redundância e melhoria do desempenho do assoalho quando submetido a esforços de tração paralela às fibras, as tábuas poderão ser reforçadas no seu banzo inferior com barra chata ou perfil tubular leve transpassado pelos parafusos de fixação da madeira.

A madeira selecionada foi o Ipê que pertence ao grupo de espécies do género *Tabebuia*, que produzem madeiras pesadas, duras e com coloração acastanhada. Esta madeira oferece alta resistência ao ataque de organismos xilófagos (fungos e cupins) e grande resistência ao apodrecimento.

Propriedades físicas do Ipê:

Densidade (ρ):

- Aparente a 15% de humidade ($\rho_{ap,15}$) – 1010 kg/m³
- Básica ($\rho_{básica}$) – 840 kg/m³

Contração:

- Radial – 4.0%
- Tangencial – 5.9%

- Volumétrica – 10.9%

Propriedades mecânicas do Ipê:

Flexão:

- Resistência (f_M):
Madeira verde – 148.5 MPa
Madeira a 15% de humidade – 160.5 MPa
- Limite de proporcionalidade da madeira verde – 60.3 MPa.
- Módulo de elasticidade da madeira verde – 15298 MPa

Compressão paralela às fibras:

- Resistência (f_{c0}):
Madeira verde – 73.4 MPa
Madeira a 15% de humidade – 82.9 MPa
- Coeficiente de influência de humidade – 1.6%
- Limite de proporcionalidade da madeira verde – 50.4 MPa.
- Módulo de elasticidade da madeira verde – 18054 MPa

Outras propriedades:

- Resistência ao impacto na flexão, madeira a 15% (choque)
- Esforço transversal da madeira verde – 15.4 MPa
- Dureza janka paralela, madeira verde – 10807 N
- Tração normal às fibras, madeira verde – 11.1 MPa
- Fendilhamento, madeira verde – 1.2 MPa

Resultados foram obtidos de acordo com a Norma ABNT MB26/53 (NBR 6230/85).

Informações para a espécie *Tabebuia ochracea* (Cham.) Rizz; Fonte IPT, 1989a.

Fontes:

(31)

(32)

(33)

(34)

(35)

4

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

4.1. MODELAÇÃO

4.1.1. ANÁLISE COM PROGRAMA DE CÁLCULO

Conforme referenciado anteriormente a estrutura em análise é constituída fundamentalmente por cabos e estruturas deste tipo caracterizam-se por um comportamento altamente não linear.

Isto significa que o comportamento da estrutura se altera em função da ação uma vez que as deformações introduzidas conduzem a alterações significativas da matriz de rigidez.

A técnica considerada para o cálculo estrutural consiste na sucessiva atualização da geometria através de uma análise não linear geométrica considerando efeitos P-Delta.

A resposta da estrutura depende em grande parte do pré-esforço a instalar nos cabos pois é esse esforço que irá conferir rigidez ao conjunto e determinar os desempenhos estático e dinâmico.

A definição do nível de pré-esforço dos elementos principais partiu do cálculo teórico de T_0 da equação característica da catenária. Seguiu-se um processo iterativo que levou em consideração as deformações e frequências modais obtidas em estado de utilização e as tensões máximas em estado limite último.

Esse processo iterativo consiste em fazer variar o nível de pré-esforço de cada elemento através da definição do seu comprimento indeformado.

A criação do modelo numérico para estudar o comportamento estrutural da ponte em desenvolvimento foi feita a partir do programa SAP2000 versão 22. O referido software conta com uma potente ferramenta de design de elemento de cabo que permite detalhar a geometria em função de diversos critérios tais como tensão inicial, flecha máxima, comprimento indeformado ou peso por unidade de comprimento.

Os pontos singulares da estrutura (encontros, apoios dos pendurais e apoios dos cabos inferiores) foram definidos a partir das informações topográficas fornecidas em formato digital (.dwg).

A geometria dos cabos principais, cabos inferiores, pendurais e carlingas foi igualmente definida no programa Autocad sendo seguidamente importada para o SAP2000.

Inicialmente a geometria do cabo principal foi definida com recurso ao comando “spline”. Esta ação revelou-se inadequada uma vez que este comando modela uma curva com características parabólicas. Durante o processo iterativo de definição do nível de pré-esforço detetou-se a concentração de esforços em alguns nós tendo este problema sido ultrapassado mediante a redefinição da geometria do cabo utilizando a equação característica da catenária. Em alternativa poderia ter sido utilizada a ferramenta

“Cable Geometry” bastando definir a flexa máxima objetivada e o peso adicional previsto por unidade de comprimento.

Definidos os nós a partir do arquivo Autocad, o modelo estrutural foi construído, definindo todos os elementos de cabo a partir do formulário “Cable Geometry”, estabelecendo um nível de tensão inicial a partir do comprimento indeformado.

Pl.	X	Y	Z	Sag	Distance	Rel. Dist.
0	0.	1.3	12.	0.	0.	0.
1	0.6875	1.3	11.9503	0.	0.6893	0.0625
2	1.375	1.3	11.9007	0.	1.3786	0.125
3	2.0625	1.3	11.851	0.	2.0679	0.1875
4	2.75	1.3	11.8013	0.	2.7572	0.25
5	3.4375	1.3	11.7517	0.	3.4465	0.3125
6	4.125	1.3	11.702	0.	4.1358	0.375
7	4.8125	1.3	11.6523	0.	4.825	0.4375
8	5.5	1.3	11.6027	0.	5.5143	0.5

Figura 67 - Aspecto geral do formulário “Cable Geometry” do programa SAP2000 v22

As carlingas foram modeladas a partir de elementos tipo “Frame” com secção equivalente ao perfil padrão IPE120.

A contribuição estrutural do tabuleiro e guarda-corpo não foi levada em consideração na definição do modelo embora as ações do peso próprio do tabuleiro tenham sido contabilizadas.

Definidos os apoios resultou o modelo abaixo apresentado.

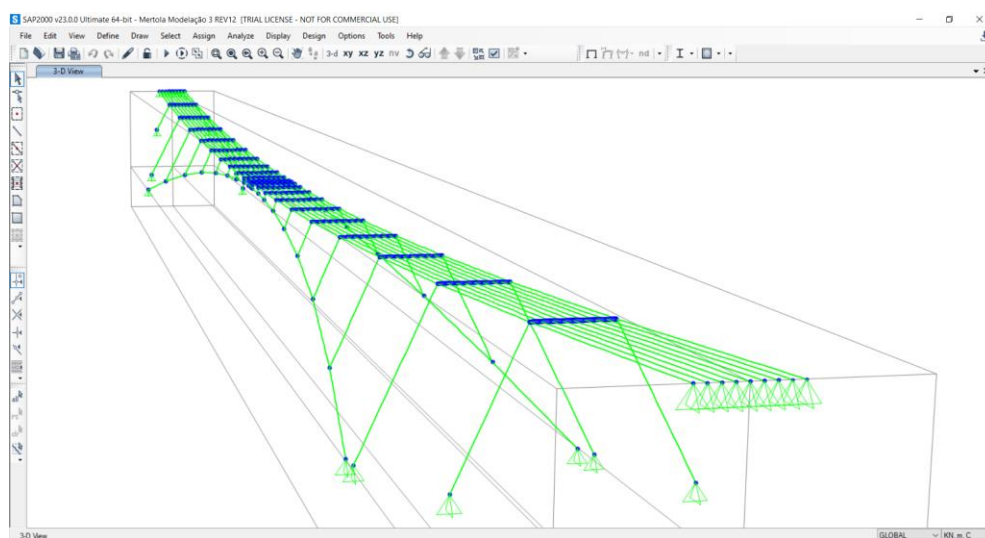


Figura 68 - Aspecto geral do modelo numérico construído no programa SAP2000 v22

Estabelecida a geometria inicial passou-se então à fase de definição dos casos de carga através do formulário “Load Patterns”. Os tipos de ação e respectivos valores encontram-se detalhados no subcapítulo 4.2.1 e resumidos no Quadro 6 abaixo apresentado.

Quadro 6 - Padrões de carga considerados

Padrão de Carga	Descrição	Valor	Unidade
DEAD	Peso próprio dos elementos estruturais	AUT.	
g	Peso próprio do tabuleiro (madeira e aço)	0.35	kN/m ²
P	Pré-esforço	VAR.	
qfk,1	Carga vertical desfavorável distribuída em toda a área do tabuleiro	3.5	kN/m ²
qfk,4	Carga vertical favorável distribuída em toda a área do tabuleiro	2.5	kN/m ²
qfk,2	Carga vertical distribuída em metade do vão do tabuleiro	3.5	kN/m ²
qfk,3	Carga vertical distribuída na borda do tabuleiro	3.5	kN/m ²
qfk,1	Carga horizontal desfavorável distribuída ao longo do eixo do tabuleiro (10% de qfk,1,v)	0.91	kN/m
qfk,4	Carga horizontal favorável distribuída ao longo do eixo do tabuleiro (10% de qfk,4,v)	0.65	kN/m
qfk,2	Carga horizontal distribuída ao longo do eixo do tabuleiro (10% de qfk,2,v)	0.91	kN/m
qfk,3	Carga horizontal distribuída ao longo do eixo do tabuleiro (10% de qfk,3,v)	0.46	
Qfwk,1	Carga vertical concentrada em 0.1x0.1m ² (caso não seja considerado o veículo de serviço)	10	kN
Qserv,1	Carga vertical de 80 e 40kN distribuída entre dois eixos distanciados de 3m com 1.30 entre rodas e área de aplicação de 0.20x0.20m	120	kN
Qserv,1	Carga horizontal de frenagem aplicada segundo o eixo X (60% de Qserv,1,v)	72	kN
dTN,exp	Variação uniforme de temperatura +30	30	°C
dTN,con	Variação uniforme de temperatura -17	-17	°C
dTM,heat	Variação diferencial de temperatura +12.6	12.6	°C
dTM,cold	Variação diferencial de temperatura +11.7	11.7	°C
Fw,Y	Vento transversal	1.49	kN/m
Fw,Z+	Vento ascendente	0.99	kN/m ²
Fw,Z-	Vento descendente	-0.99	kN/m ²
Fw,X	Vento longitudinal	0.74	kN/m

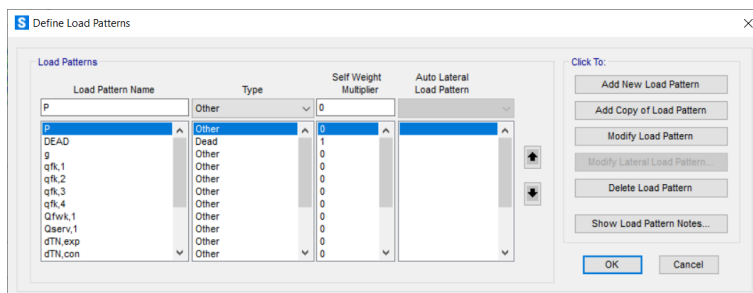


Figura 69 - Aspecto do formulário "Load Patterns" do programa SAP2000 v22

As definições relativas ao tipo de análise estrutural são feitas no formulário "Load Cases".

No caso em estudo pretendia-se realizar a análise estática não linear de cada ação após os efeitos do pré-esforço. Para isso, o cálculo do caso de carga "P" iniciou-se a partir da condição de repouso e todos os outros casos de carga foram calculados levando em consideração a matriz de rigidez resultante de "P".

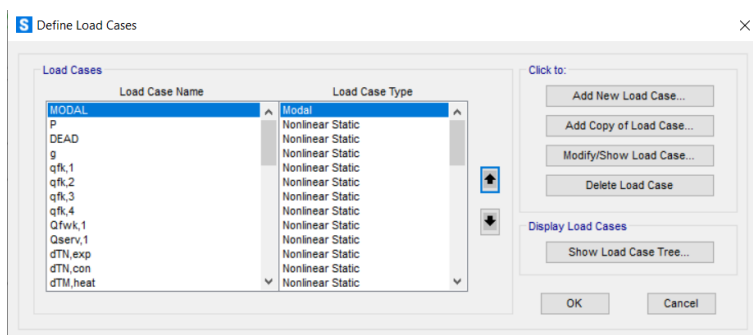


Figura 70 - Formulário "Define Load Cases" do programa SAP2000 v22

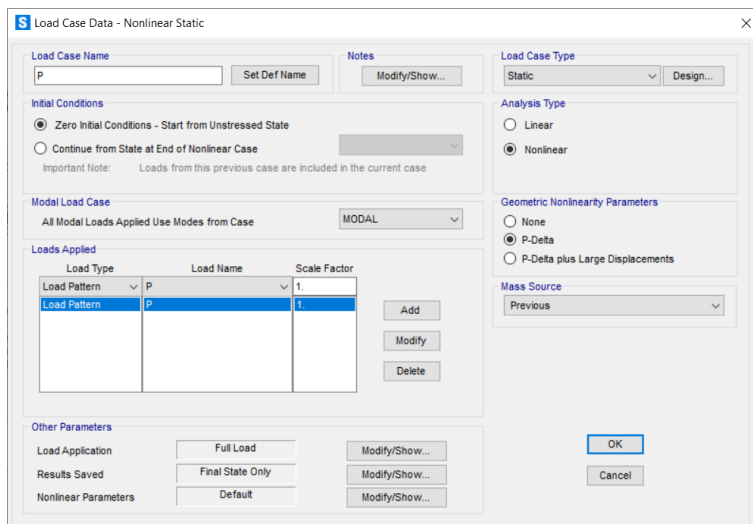


Figura 71 - Definição do tipo de análise do caso de carga "P"

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: DEAD **Set Def Name** **Modify/Show...**

Initial Conditions:
☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case **P**

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case **MODAL**

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
DEAD	DEAD	1.0

Add **Modify** **Delete**

Other Parameters:
 Load Application: Full Load **Modify/Show...**
 Results Saved: Final State Only **Modify/Show...**
 Nonlinear Parameters: Default **Modify/Show...**

Load Case Type: Static **Design...**

Analysis Type:
☐ Linear
☒ Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters:
☐ None
☒ P-Delta
☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

OK **Cancel**

Figura 72 - Definição do tipo de análise do caso de carga "DEAD"

As combinações de carga foram realizadas conforme estabelecido no Eurocódigo e encontram-se devidamente detalhadas no subcapítulo 4.2.5.

Contrariamente ao que seria de esperar não foi possível utilizar o formulário "Load Combinations" do SAP2000. Esta situação deriva de estarmos a realizar combinações de análises não lineares e a utilização desse formulário faria com que os esforços resultantes do caso de carga "P" fossem contabilizados de forma acumulada.

Em alternativa, foram definidos casos de carga "Load Cases" correspondentes às diversas combinações estabelecendo o tipo de ação e a respetiva contribuição.

Define Load Cases

Load Cases:

Load Case Name	Load Case Type
ELS-01	Nonlinear Static
ELS-02	Nonlinear Static
ELS-03	Nonlinear Static
ELS-04	Nonlinear Static
ELS-05	Nonlinear Static
ELS-06	Nonlinear Static
ELS-07	Nonlinear Static
ELS-08	Nonlinear Static
ELS-09	Nonlinear Static
ELS-10	Nonlinear Static
ELS-11	Nonlinear Static
ELS-12	Nonlinear Static
ELS-13	Nonlinear Static

Click to:
 Add New Load Case...
 Add Copy of Load Case...
 Modify/Show Load Case...
 Delete Load Case

Display Load Cases:
 Show Load Case Tree...

OK **Cancel**

Figura 73 - Formulário "Define Load Cases" do programa SAP2000 v22

A título de exemplo, apresenta-se o detalhamento da combinação ELS-01 correspondente ao estado permanente. Como se pode verificar o cálculo inicia-se após a atualização da matriz de rigidez resultante do pré-esforço. Será feita uma análise estática não linear do tipo P-Delta; as ações atuantes serão "DEAD" e "g" correspondentes ao peso próprio dos elementos estruturais e ao peso próprio do tabuleiro.

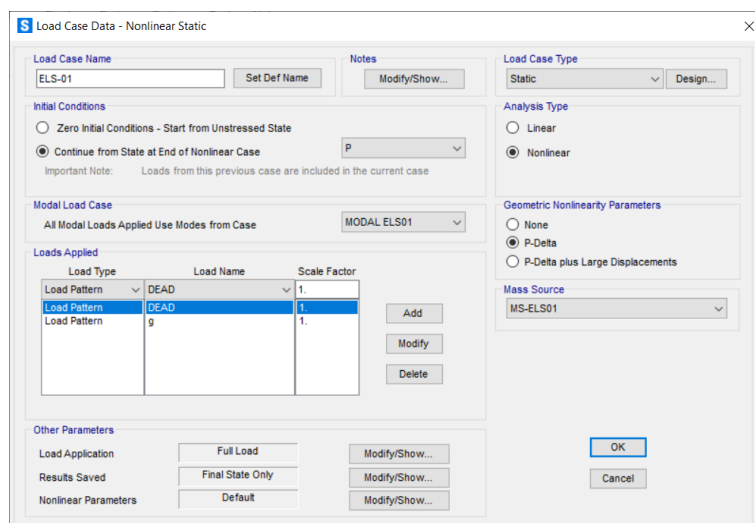


Figura 74 - Definição do tipo de análise da combinação "ELS-01"

A fonte de massa a utilizar na análise modal correspondente será a MS-ELS01 que transforma os pesos das ações em massas nodais.

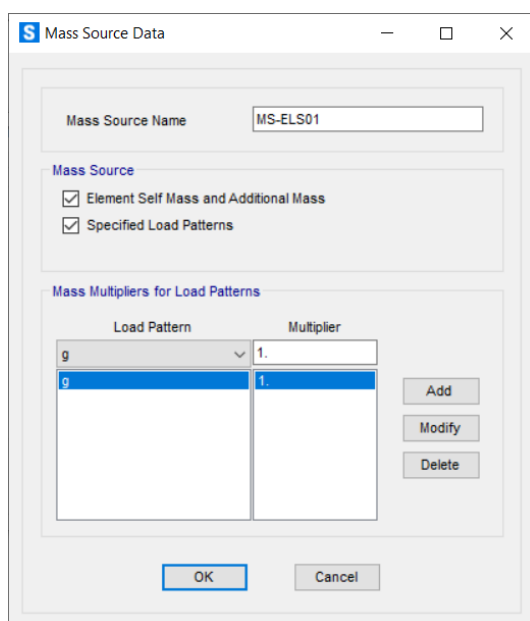


Figura 75 - Definição das massas nodais MS-ELS01 a partir do peso próprio dos elementos e da transformação da ação "g".

A análise modal será realizada para as principais combinações de serviço apresentando-se na sequência a configuração de análise modal correspondente ao estado permanente (ELS-01)

Figura 76 – Configuração de análise modal "MODAL ELS01"

Como se pode verificar no formulário "Load Case Data" apresentado na Figura 76 – Configuração de análise modal "MODAL ELS01" Figura 76, a análise modal terá por base a matriz de rigidez resultante da análise estática não linear ELS-01, serão avaliados os primeiros vinte modos de vibração e a fonte de massa será a MS-ELS01.

A presente configuração será aplicada de forma análoga às restantes análises modais

Concluída a fase de definição dos padrões de carga e correspondentes casos de carga (tipo de análise, combinação de ações e fonte de massa) resta apenas definir as ações atuantes em cada elemento.

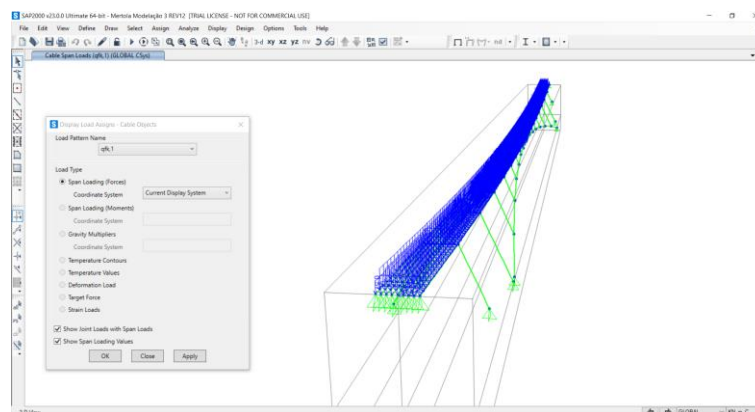


Figura 77 - Formulário "Load Assigns" do programa SAP2000 v22 - q_{k1} (vertical)

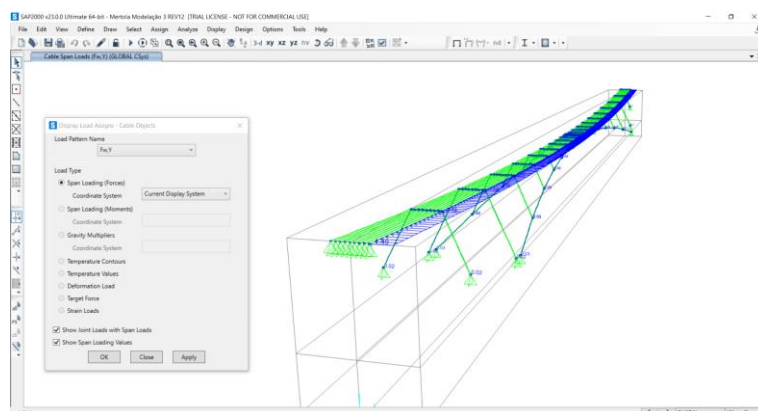


Figura 78 - Formulário "Load Assigns" do programa SAP2000 v22 - q_{fk1} (horizontal)

A análise estrutural deverá ser validada mediante a confirmação das reações nos apoios, a confirmação da distribuição das massas nodais correspondentes a cada carregamento e pela comparação das frequências de vibração e tensões expectáveis a partir das equações características da catenária.

A convergência da análise não linear e consequente equilíbrio da estrutura resultou de um processo iterativo no qual se fez variar o nível de pré-esforço de cada elemento mediante a definição do seu comprimento indeformado.

As relações entre comprimentos finais e níveis de pré-esforço que resultaram no equilíbrio da estrutura foram os apresentados no Quadro 7.

Quadro 7 - Pré-esforço de equilíbrio

Elemento	Razão entre comprimento indeformado e comprimento	T_0 teórico	P
Cabo superior	0.9961	1188 kN	1157 a 1182 kN
Cabo inferior	0.997	894 kN	1016 a 1066 kN
Pendurais 1 (ancorados)	0.9965	162 kN	68 a 100 kN
Pendurais 2 (interligação)	0.9989	49 kN	4 a 50 kN

Fontes:

(36)

(37)

(38)

4.2. ANÁLISE ESTATICA DA ESTRUTURA

A análise da presente estrutura foi realizada tendo por base os regulamentos europeus e nacionais, utilizando-se preferencialmente as normas do Eurocódigo 1, com acesso ao Anexo Nacional, e quando necessário as normas do Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). As ações consideradas relevantes para a análise da estrutura foram as ações permanentes, as sobrecargas de utilização, as variações de temperatura uniforme e diferencial e a ação do vento.

4.2.1. AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes incluem o peso próprio dos elementos estruturais modelados no programa de cálculo estrutural (cabos principais, cabos inferiores, pendurais e carlingas) designado por “DEAD”; as cargas distribuídas ao longo do tabuleiro correspondentes ao peso do pavimento e elementos de fixação designadas por “g” e o pré-esforço aplicado nos cabos e pendurais designado por “P”.

O peso próprio dos elementos estruturais foi calculado automaticamente pelo software de cálculo estrutural a partir da massa volúmica do material.

$$DEAD \gg \text{automático} \quad (34)$$

Foi considerado o valor sobre dimensionado de 0.35 kN/m^2 correspondente às cargas distribuídas ao longo do tabuleiro levando em consideração o tipo e dimensão da madeira a utilizar, as respetivas fixações, iluminação led de pavimento, dutos secos $\Phi 3''$ destinados a transmissão de dados e outros elementos que eventualmente possam compor o tabuleiro.

$$g = 0.35 \text{ kN/m} \quad (35)$$

O pré-esforço aplicado resultou de um processo iterativo que levou em consideração o comportamento estático e dinâmico da estrutura mediante a utilização de elementos de cabo no programa SAP2000. O referido elemento catenário consegue mobilizar apenas esforço axial e é altamente não linear (as forças do objeto dependem essencialmente do seu formato).

O SAP2000 conta com uma potente ferramenta de design de cabos. Nele, a configuração do cabo poderá ser feita de diversas formas. No presente projeto utilizou-se o critério “Undeformed Length” onde através da definição do comprimento indeformado de cada elemento consegue-se estipular o nível de pré-esforço inicial.

Por se tratar de uma ação integrante da estrutura não foram considerados coeficientes de majoração de pré-esforço nas várias combinações de análise estrutural.

$$P \gg \text{variável em função do processo iterativo} \quad (36)$$

4.2.2. SOBRECARGA DE UTILIZAÇÃO

A NP EN 1991-2:2017 estabelece os casos de sobrecarga a considerar em pontes pedonais a saber:

4.2.2.1. Sobrecarga vertical uniformemente distribuída – q_k

$$\text{Ação recomendada } q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2 \quad (37)$$

$$q_{fk} = 2.0 + \frac{120}{L + 30} \text{ kN/m}^2 \quad (38)$$

$$2.5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} \leq 5 \text{ kN/m}^2 \quad (39)$$

Em que L é o comprimento carregado

$$q_{fk} = 2.0 + \frac{120}{132 + 30} \cong 2.75 \text{ kN/m}^2 \quad (40)$$

Levando por base a sobrecarga prevista no RSA (4kN/m^2), a dimensão da população da cidade (2000 habitantes) e a possibilidade de realização de eventos festivos na estrutura em análise, decidiu-se adotar o valor de sobrecarga correspondente a 5 pessoas por metro quadrado. Assim, considerando o peso médio de um adulto europeu (70.8kg) resulta:

$$q_{fk} = 5 \cdot 70.8 \cdot 9.81 \cdot 10^{-3} \cong 3.5 \text{ kN/m}^2 \quad (41)$$

Ação considerada corresponde a uma capacidade simultânea de 1650 utilizadores (cerca de 82.5% da população atual de Mértola).

4.2.2.2. Sobrecarga horizontal uniformemente distribuída – Q_{fk}

$$Q_{fIk} = 10\% \cdot q_{fk} \cong 0.35 \text{ kN/m}^2 \quad (42)$$

Esta ação deverá ser aplicada simultaneamente com a sobrecarga vertical uniforme q_{fk} , na direção transversal, ao nível do tabuleiro e distribuída ao longo do eixo longitudinal do mesmo.

Assim, levando em consideração a largura $L=2.6$ resulta

$$Q_{fIk} = 2.6 \cdot Q_{fIk} = 0.91 \text{ kN/m} \quad (43)$$

4.2.2.3. Sobrecarga concentrada - Q_{fwk}

A ação Q_{fwk} tem como valor característico 10kN aplicados em uma superfície quadrada com 0.1m de lado. Esta sobrecarga deverá ser desconsiderada caso seja feito o estudo com a ação equivalente ao veículo de serviço Q_{serv} .

$$Q_{fwk} = 10 \text{ kN/m} \quad (44)$$

Tratando-se de estudo académico opta-se por avaliar os efeitos de ambas as cargas alternadamente.

4.2.2.4. Sobrecarga acidental provocada pela presença de veículo de serviço – Q_{serv}

Esta ação poderá ser desconsiderada caso sejam instalados obstáculos fixos nos acessos à ponte que impeçam a passagem de veículos.

O modelo prevê a aplicação de dois eixos de carga gravitacional Q_{sv1} e Q_{sv2} conforme esquema apresentado na sequência bem como, as correspondentes ações de frenagem equivalentes a 60% da ação vertical, aplicadas na direção longitudinal do tabuleiro.

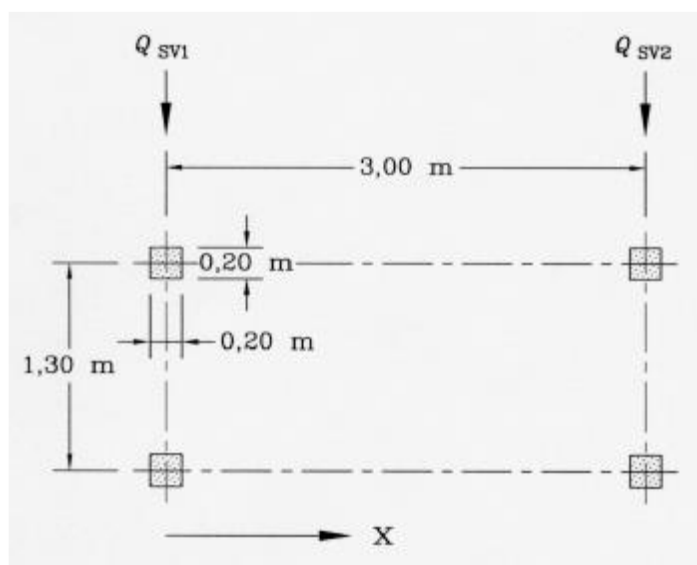


Figura 79 – Modelo de distribuição das ações acidentais resultantes do veículo de serviço Q_{serv}

Onde:

X corresponde ao eixo da ponte pedonal

$$Q_{sv1} = 80 \text{ kN} \quad (45)$$

$$Q_{sv2} = 40 \text{ kN} \quad (46)$$

Nenhuma outra sobrecarga de utilização deverá ser levada em consideração de modo simultâneo com Q_{serv} .

4.2.2.5. Sobrecarga de guarda corpo

Deverá ser prevista uma linha de ação vertical ou horizontal distribuída ao longo do comprimento do guarda corpo com o valor de 1.0kN/m.

Como se prevê a independência estrutural entre o tabuleiro e o guarda corpo esta ação será levada em consideração apenas para o dimensionamento dos cabos e montantes de sustentação do mesmo.

Os valores reduzidos referentes às ações de sobrecarga são calculados com $\Psi_0=0.4$, $\Psi_1=0.4$ e $\Psi_2=0$.

Note-se que o coeficiente de segurança relativo às sobrecargas de utilização no Estado Limite Último para a análise de pontes pedonais é 1.35 conforme estabelecido no EC1.

Fontes:

(39)

(40)

(41)

(42)

(43)

4.2.3. AÇÃO DA TEMPERATURA

As ações da temperatura representam uma importante solicitação em estruturas sustentadas por cabos na medida em que estas provocam esforços significativos devido à dilatação e contração dos diferentes elementos.

As regras para a sua determinação encontram-se definidas no Eurocódigo 1, parte 5 o qual estabelece duas vertentes de análise distintas. A primeira consiste na variação uniforme de temperatura em toda a ponte e a segunda na variação diferencial de temperatura no tabuleiro.

Em primeiro lugar foi necessário definir em que tipo de tabuleiro o caso em estudo se enquadra. Tratando-se de um tabuleiro constituído por madeira decidiu-se efetuar uma análise conservativa e utilizar as características equivalentes a tabuleiros de aço - Tipo 1.

Seguidamente foram recolhidos os dados relativos à temperatura do ar do local da obra nomeadamente da estação meteorológica de Mértola verificando-se as temperaturas máximas e mínimas de 33.6°C e 5.9°C respetivamente.

De acordo com o estabelecido na figura 6.1 da norma EN 1991-1-5 NOV:2013, os valores de temperatura do ar deverão ser convertidos nas temperaturas uniformes máximas ($T_{e,max}$) e mínimas ($T_{e,min}$).

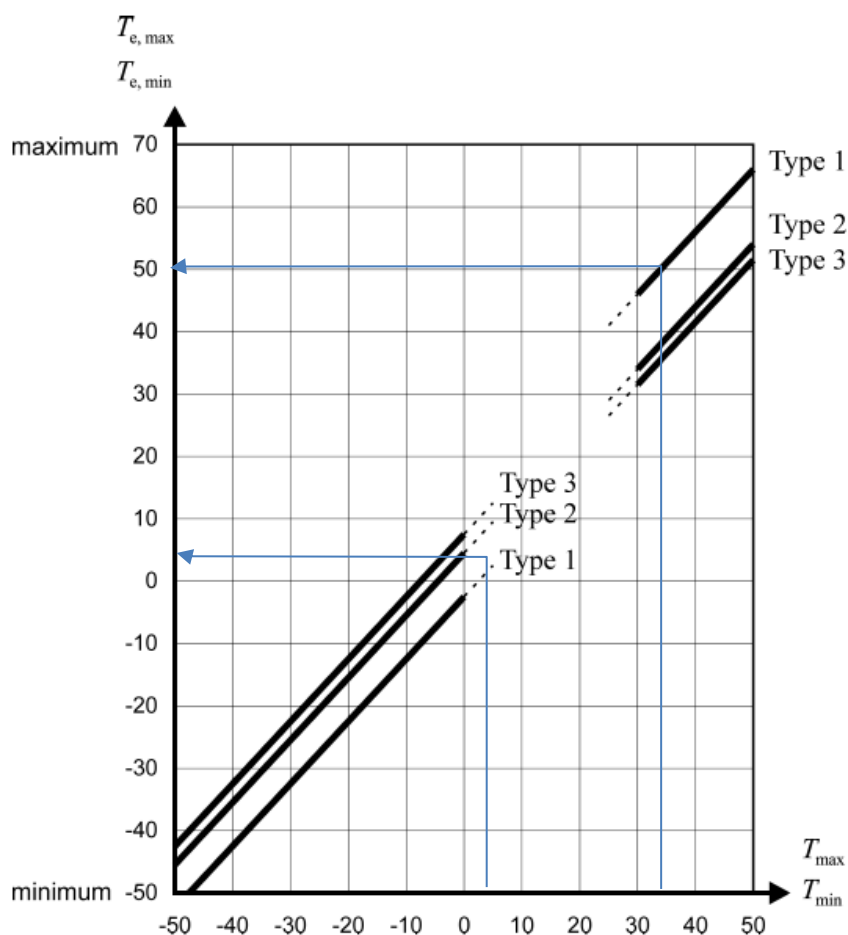


Figura 80 - Correlação entre a temperatura mínima do ar à sombra (T_{min}/T_{max}) e a componente da variação uniforme de temperatura mínima/máxima em pontes ($T_{e,min}/T_{e,max}$) (Eurocódigo 1 parte 5)

Desta forma, os valores de $T_{e,min}$ e $T_{e,max}$ são 3°C e 50°C, respetivamente.

O valor da variação da temperatura uniforme é ainda função da temperatura ambiente que se fará sentir no instante em que se procede à aplicação final do pré-esforço. No caso de falta de informação o Anexo Nacional indica que se pode considerar uma temperatura inicial de 15 °C, mas levando em consideração a localização e as temperaturas médias registradas, considera-se razoável assumir que essa operação ocorrerá a uma temperatura de 20°C.

Assim sendo, o valor característico da amplitude de contração máxima da componente de variação uniforme de temperatura da ponte é determinado pela expressão (47).

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = 3 - 20 = -17^{\circ}C \quad (47)$$

Já o valor característico da amplitude de dilatação máxima da componente de variação uniforme de temperatura da ponte é determinado pela expressão (48).

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 50 - 20 = +30^{\circ}C \quad (48)$$

O EC1 fornece ainda uma metodologia de cálculo para a determinação das variações diferenciais de temperatura igualmente dependente do tipo de tabuleiro.

Com base nos pressupostos anteriormente citados, resultam os valores,

$$\Delta T_{M,heat} = 18^{\circ}C \quad (49)$$

$$\Delta T_{M,cool} = 12^{\circ}C \quad (50)$$

Quadro 8 - Valores recomendados da variação diferencial de temperatura para diferentes tipos de tabuleiros de pontes rodoviárias, pedonais e ferroviárias (Eurocódigo 1 parte 5)

Tipo de tabuleiro	Face superior mais quente do que a face inferior	Face inferior mais quente do que a face superior
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}C)$	$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}C)$
Tipo 1: Tabuleiro de aço	18	13
Tipo 2: Tabuleiro misto aço-betão	15	18
Tipo 3: Tabuleiro de betão:		
- viga em caixão	10	5
- laje vigada	15	8
- laje	15	8

Dado que estes valores dizem respeito a tabuleiros com uma espessura de revestimento superficial de 50mm, faz-se necessário proceder à sua correção através da aplicação do fator k_{sur} apresentado no Quadro 9.

Quadro 9 - Valores recomendados de k_{sur} em função das espessuras de revestimento (Eurocódigo 1 parte 5)

Pontes rodoviárias, pedonais e ferroviárias						
Espessura da superfície	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	
	Face superior mais quente do que a face inferior	Face inferior mais quente do que a face superior	Face superior mais quente do que a face inferior	Face inferior mais quente do que a face superior	Face superior mais quente do que a face inferior	Face inferior mais quente do que a face superior
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
Sem revestimento	0.7	0.9	0.9	1.0	0.8	1.1
Impermeabilizada (1)	1.6	0.6	1.1	0.9	1.5	1.0
50	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
100	0.7	1.2	1.0	1.0	0.7	1.0
150	0.7	1.2	1.0	1.0	0.5	1.0
Balastro (750mm)	0.6	1.4	0.8	1.2	0.6	1.0
Estes valores representam limites superiores para revestimentos de cor escura						

Levando em consideração que a madeira do assoalho irá apoiar sobre os cabos, e não se possui informações sobre o possível efeito de isolamento que o tabuleiro oferece, consideraram-se os coeficientes k_{sur} correspondentes a uma superfície sem revestimento.

Assim, resultam os seguintes valores de variação de temperatura diferencial:

$$\Delta T_{heat} = \Delta T_{M,heat} \cdot k_{sur} = 18 \cdot 0.7 = 12.6^{\circ}C \quad (51)$$

$$\Delta T_{cold} = \Delta T_{M,cold} \cdot k_{sur} = 13 \cdot 0.7 = 11.7^{\circ}C \quad (52)$$

Os valores reduzidos referentes às ações de temperatura são calculados com $\Psi_0=0.6$, $\Psi_1=0.6$ e $\Psi_2=0.5$.

Fontes:

(39)

(40)

(44)

4.2.4. AÇÃO DO VENTO

A ação do vento é considerada uma ação variável e de avaliação indispensável para estruturas deste tipo. A sua análise envolve fenômenos naturais aleatórios que dificultam o estudo.

O seu correto estudo implicaria o desenvolvimento de um modelo aeroelástico da estrutura e a realização de análise dinâmica de grande complexidade baseada em ensaios em túnel de vento.

Tal análise não é possível devido à escassez de meios pelo que a avaliação desta ação foi considerada através de um estudo estático, onde foram calculadas as forças equivalentes que simulam as instabilidades provocadas pelo vento nos três eixos direcionais.

Tipicamente a consideração de ações estáticas equivalentes à ação do vento conduz a resultados satisfatórios para estruturas com frequências próprias superiores a 0.5Hz (45).

O procedimento de determinação das forças estáticas equivalentes do vento estabelecido pelo Eurocódigo 1 é de aplicação limitada (adequado a pontes de altura constante e secções com características específicas).

Apesar dessas limitações excluem estruturas conforme o caso em estudo, a falta de referências para a caracterização da ação do vento fez com que se adotasse o Método Simplificado do EC1 (NP EN 1991-1-4:2010) onde o valor de referência da velocidade do vento é dado por,

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (53)$$

sendo

c_{dir} – coeficiente de direção

c_{season} – fator de sazão

$v_{b,0}$ – valor básico da velocidade de referência do vento

Consultando o Anexo Nacional obtemos o valor básico da velocidade de referência do vento para a região do projeto (Zona B, correspondente à generalidade do território) fixado em 27m/s.

Assim,

$$v_b = 1 \cdot 1 \cdot 27 = 27m/s \quad (54)$$

A velocidade média do vento poderá ser calculada pela expressão abaixo,

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (55)$$

sendo

$c_0(z)$ – coeficiente de orografia considerado igual a 1.0

$c_r(z)$ – coeficiente de rugosidade – calculado através da expressão (56):

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (56)$$

z_0 – comprimento de rugosidade definido no Quadro NA-4.1

k_r – coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 , calculado através de:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (57)$$

$z_{0,II}$ - valor 0.05 (correspondente a z_0 na área de categoria II)

$z_{\min}$ – altura mínima definida no Quadro NA-4.1

$z_{\max}$ – altura máxima a ser considerada igual a 200m

Os valores z_0 e $z_{\min}$ retiram-se do Quadro 10

Quadro 10 – Quadro NA-4.1 - Categorias de terreno e respectivos parâmetros

Categoria de terreno		z_0 [m]	$z_{\min}$ [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15
NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.			
NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, é ilustrado na Figura NA.1.			

Ao analisar o local da obra conclui-se que a categoria do terreno que melhor o caracteriza é a Tipo II resultando valores z_0 e $z_{\min}$ de 0.05 e 3 respetivamente.

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{0.05}{0.05} \right)^{0.07} = 0.19 \quad (58)$$

Considerando que a altura do tabuleiro é variável, acompanhando a curvatura dos cabos de sustentação principais decidiu-se adotar a altura média de 11m.

Assim,

$$c_r(z) = 0.19 \cdot \ln \left(\frac{11}{0.05} \right) = 1.025 \quad (59)$$

$$v_m(z) = 1.025 \cdot 1 \cdot 27 = 27.675 \text{ m/s} \quad (60)$$

A pressão dinâmica de pico à altura z , $q_p(z)$ poderá ser calculada pela expressão,

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \quad (61)$$

em que:

ρ – massa volúmica do ar com valor recomendado de 1.25kg/m³

$I_v(z)$ – intensidade de turbulência calculada pela expressão

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (62)$$

k_I – Coeficiente de turbulência considerado igual a 1.0

$$q_p(z) = \left[1 + 7 \cdot \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \quad (63)$$

$$q_p(z) = \left[1 + 7 \cdot \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{11}{0.05}\right)} \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27.675^2 \quad (64)$$

$$q_p(z) = 1.1 \text{ kN/m}^2 \quad (65)$$

A força horizontal na direção transversal X correspondente à ação do vento sobre uma ponte é dada pela expressão,

$$F_w(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,X} \quad (66)$$

onde,

C – coeficiente de força do vento calculado pela expressão,

$$C = C_e \cdot C_{f,X} \quad (67)$$

$C_e(z)$ – coeficiente de exposição

$$C_e = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (68)$$

$C_{f,X}$ – coeficiente de força do vento sobre o tabuleiro de uma ponte calculado na direção X

$$C_{f,X} = C_{fX,0} \quad (69)$$

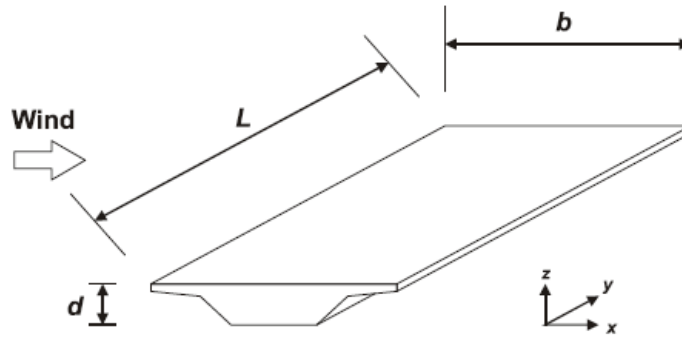


Figura 81 - Direções das ações do vento em pontes

Note-se que o eixo direcional Y da Figura 81 corresponde ao eixo direcional X do modelo estrutural e o eixo direcional X da Figura 81 corresponde ao eixo direcional Y do modelo estrutural.

q_b – pressão dinâmica de base

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (70)$$

Simplificando expressão de cálculo da força horizontal na direção transversal resulta,

$$F_w(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_e \cdot C_{f,X} \cdot A_{ref,X} \quad (71)$$

$$F_w(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot \left(\frac{q_p(z)}{q_b} \right) \cdot C_{f,X} \cdot A_{ref,X} \quad (72)$$

$$F_w(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot \left(\frac{q_p(z)}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2} \right) \cdot C_{f,X} \cdot A_{ref,X} \quad (73)$$

$$F_w(z) = q_p(z) \cdot C_{f,X} \cdot A_{ref,X} \quad (74)$$

O valor $C_{fx,0}$ poderá ser determinado através do gráfico do EC1 abaixo apresentado

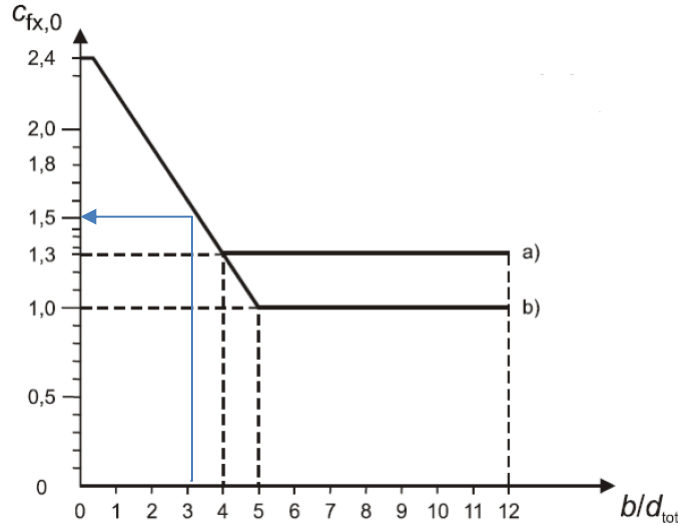


Figura 82 - coeficiente de força para pontes, $C_{fx,0}$

O valor de d_{tot} é determinado através do Quadro 11 abaixo apresentado e extraído do EC1

Quadro 11 - Valores d_{tot} a considerar

Barreiras de Segurança	Em um lado	Nos dois lados
Guarda-corpo vazado ou guarda de segurança vazada	$d + 0.3m$	$d + 0.6m$
Guarda-corpo não vazado ou guarda de segurança não vazada	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Guarda-corpo vazado e guarda de segurança vazada	$d + 0.6m$	$d + 1.2m$

O presente projeto prevê a adoção de guardas vazadas de 1.3m de altura em ambos os lados o que faz com que d_{tot} assumo o valor de 0.9m.

Sendo a largura do tabuleiro 2.6m a razão b/d_{tot} assume o valor 3.22 e o coeficiente $C_{fx,0}$ resulta em 1.5

A área de referência na direção X, $A_{ref,X}$ é calculada a partir do produto entre d_{tot} e o comprimento total do tabuleiro, L.

$$A_{ref,X} = d_{tot} \cdot L = 0.9 \cdot 132 = 118.8m^2 \quad (75)$$

Retomando a expressão de cálculo da força F_w ,

$$F_w(z) = q_p(z) \cdot C_{f,X} \cdot A_{ref,X} \quad (76)$$

$$F_w(z) = 1.1 \cdot 1.5 \cdot 118.8 \quad (77)$$

$$F_w = 196.02 \text{ kN} \quad (78)$$

Essa força deverá ser distribuída ao longo do desenvolvimento do tabuleiro obtendo-se uma força de vento linear horizontal na direção transversal do tabuleiro igual a 1.485kN/m.

$$F_w = \frac{196.02}{132} = 1.485 \text{ kN/m} \quad (79)$$

Na ausência de ensaios em tuneis de vento poderão ser aplicados coeficientes de força $C_{f,z} = \pm 0.9$ para determinar as forças verticais ascendentes e descendentes.

A área de referência vertical $A_{ref,z}$ corresponde à área do tabuleiro em projeção vertical

$$A_{ref,z} = b \cdot L = 2.6 \cdot 132 = 343.2 \text{ m}^2 \quad (80)$$

Deste modo, as forças do vento atuantes no tabuleiro da ponte nos sentidos ascendente (+) e descendente (-) adotam o valor de 0.99kN/m² ou 2.574kN/m de desenvolvimento longitudinal.

A força horizontal atuante na direção longitudinal do tabuleiro (Y) é função do tipo de tabuleiro e corresponderá a 25% de F_w para pontes de vigas de alma cheia e 50% para vigas treliçadas.

Uma vez que o tabuleiro do presente projeto não é compatível com nenhuma das opções previstas adotou-se a opção mais conservadora (50%).

Assim sendo o valor da força na direção longitudinal adotado é de 0.743 kN/m.

Note-se que a ação dos eixos direcionais X, Y e Z devem ser consideradas apenas para o cálculo estático e nunca atuando simultaneamente.

O EC1 não prevê nenhuma metodologia de cálculo específica para a determinação da ação do vento sobre os cabos de uma ponte. Por este motivo o autor utilizou o método previsto no RSA para determinar os valores de pressão do vento e consequentes forças atuantes nos cabos.

O valor da pressão dinâmica do vento é dado pela expressão (81)

$$w = 0.613 \cdot v^2 \quad (81)$$

Admitindo a velocidade de referência v igual a 27.675m/s, w assume o valor de 0.47kN/m².

Para determinar a força atuante por unidade de comprimento de cabo (direção normal ao seu eixo) deve-se utilizar a seguinte expressão:

$$F = \delta_f \cdot d \cdot w \quad (82)$$

onde,

δ_f – coeficiente de força para fios e cabos definido através do quadro I-XVII do RSA.

Quadro 12 - Quadro I-XVII do RSA – Coeficientes de força para fios e cabos de comprimento infinito

	$d\sqrt{w}$ – Nota 1	Características da superfície	δ_f
Fios	-	-	1.2
Cabos	< 0.015	Cordões finos	1.2
		Cordões grossos	1.3
	≥ 0.015	Cordões finos	0.9
		Cordões grossos	1.1

Nota 1 – d expresso em metros e w em quilo Newton por metro quadrado.

Todos os cabos presentes na estrutura em análise configuram $d\sqrt{w} \geq 0.015$ e assumiu-se a característica superficial mais conservadora resultando num coeficiente de força δ_f com valor de 1.1.

Desta simplificação resultam os valores correspondentes à ação do vento nos cabos conforme Quadro 13.

Quadro 13 - Forças representativas da ação do vento nos cabos

Elemento estrutural	Diâmetro aproximado [mm]	Força do vento [kN/m]
Cabos principais	60	0.031
Cabos inferiores	40	0.021
Pendurais	30	0.016

Os valores reduzidos referentes às ações do vento são calculados com $\Psi_0=0.3$, $\Psi_1=0.2$ e $\Psi_2=0$.

Fontes:

(39)

(40)

(45)

(46)

(47)

(43)

4.2.5. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Definidas todas as ações estáticas a que a ponte pedonal poderá estar sujeita durante a sua vida útil urge agora combiná-las de forma verosímil de modo a conhecer os seus efeitos mais gravosos.

A verificação de segurança de uma estrutura deve levar em consideração a probabilidade das ações atuarem em simultâneo. Para tal é necessário proceder à combinação das ações de modo a obter as consequências mais gravosas garantindo a possibilidade real da ocorrência.

A definição das combinações de ações do presente projeto teve por base os critérios estabelecidos na EN 1990, Anexos 1 e 2, bem como os critérios de simultaneidade de ações estabelecidos pela EN 1991-1-5.

De acordo com este referencial normativo, as verificações de segurança devem ser feitas segundo o Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Serviço (ELS).

O Estado Limite Último tem dois grupos de combinações sendo o primeiro relativo à perda de equilíbrio estático da estrutura (EQU) e o segundo relacionado à rotura ou deformação excessiva (SRT). No presente projeto serão analisadas apenas as combinações SRT uma vez que são elas que conduzem aos esforços mais críticos.

As combinações de ações consideradas para a análise do Estado Limite Último resultam da seguinte expressão:

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (83)$$

onde

$G_{k,j}$ – valor característico da ação permanente j

P – valor representativo de uma ação de pré-esforço

$Q_{k,1}$ – valor característico da ação variável de base da combinação 1

$Q_{k,i}$ – valor característico da ação variável acompanhante i

$\gamma_{G,j}$ – coeficiente parcial relativo à ação permanente j

$\gamma_{Q,1}$ – coeficiente parcial relativo à ação variável de base da combinação 1

$\gamma_{Q,i}$ – coeficiente parcial relativo à ação variável i

$\psi_{0,i}$ – coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável i

Os Estados Limites de Serviço pretendem verificar o desempenho da estrutura em condições de utilização avaliando se o comportamento é adequado aos requisitos existentes. Assim, as combinações estabelecidas dependem da duração das ações dando origem a três grupos de combinações sendo eles:

- Combinação quase permanente (longa duração)

$$\sum G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (84)$$

onde

$\psi_{2,i}$ – coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável i

- Combinação frequente (curta duração)

$$\sum G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,j} \cdot Q_{k,i} \quad (85)$$

onde

$\Psi_{1,i}$ – coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável i

- Combinação rara (muito curta duração)

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (86)$$

O ajuste do nível de pré-esforço dos cabos deverá ser feito levando em consideração apenas as ações permanentes (peso próprio da estrutura) fazendo com que a combinação permanente seja descrita pela expressão

$$\sum G_{k,j} + P \quad (87)$$

Conforme referido em 4.2.2, a NP EN 1991-2:2017 estabelece os casos de sobrecarga a considerar em pontes pedonais definindo dois grupos de sobrecargas, a saber:

- gr1

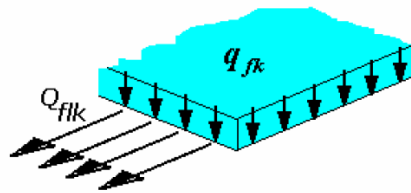


Figura 83 - Sobrecarga uniformemente distribuída (48)

- gr2

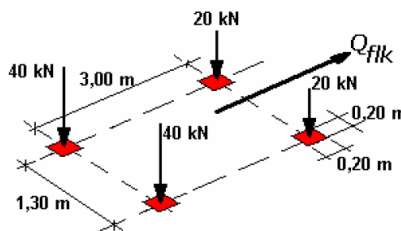


Figura 84 - Sobrecarga concentrada (veículo de serviço) (48)

O Quadro 14 apresenta os valores recomendados para os coeficientes Ψ em pontes pedonais.

Quadro 14 - Valores recomendados para os coeficientes Ψ em pontes pedonais (48)

Ação	Símbolo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
------	---------	----------	----------	----------

Ações de tráfego	gr1	0.4	0.4	0
	Q _{fwk}	0	0	0
	Gr2	0	0	0
Ações do vento	F _{wk}	0.3	0.2	0
Ações térmicas	T _k	0.6 ¹⁾	0.6	0.5
Ações da neve	Q _{Sn,k} (durante execução)	0.8	-	0
Ações de construção	Q _c	1	-	1
1) O valor recomendado de Ψ_0 para ações térmicas pode ser reduzido para 0 para os estados limites últimos QUE, STR e GEO. Apesar desta recomendação, em função das características climáticas da região da obra considera-se provável a ocorrência simultânea de sobrecargas de utilização e de temperatura pelo que foi considerado o valor 0.6				

Assim, as combinações de ações consideradas para a análise do Estado Limite Último de pontes pedonais resultantes da expressão (83) são:

$$\sum 1.35 \cdot G_{k,j} + P + \begin{cases} 1.35 \cdot gr1 + 1.5 \cdot 0.3 \cdot F_{W_k} \\ 1.35 \cdot gr2 + 1.5 \cdot 0.3 \cdot F_{W_k} \\ 1.35 \cdot Q_{fwk} \\ 1.5 \cdot T_k + 1.35 \cdot 0.4 \cdot gr1 \\ 1.5 \cdot F_{W_k} \\ 1.5 \cdot Q_{Sn,k} \end{cases} \quad (88)$$

As combinações de ações consideradas para a análise do Estado Limite de Serviço de pontes pedonais resultantes da expressão (84) (combinações quase permanentes) são:

$$\sum G_{k,j} + P + 0.5 \cdot T_k \quad (89)$$

As combinações de ações resultantes da expressão (85) (combinações frequentes) são:

$$\sum G_{k,j} + P + \begin{cases} 0.4 \cdot gr1 + 0.5 \cdot T_k \\ 0.6 \cdot T_k \\ 0.2 \cdot F_{W_k} + 0.5 \cdot T_k \\ 0.8 \cdot Q_{Sn,k} \end{cases} \quad (90)$$

Dada a característica académica do presente trabalho e o facto de não se prever a realização da necessária análise dinâmica optou-se por realizar um estudo mais detalhado dos Estados Limites de Utilização. Esta decisão permitirá fazer uma análise modal mais ampla avaliando os modos de vibração em função dos diferentes carregamentos.

As combinações estabelecidas visaram gerar as maiores deformações nos ELS e os maiores esforços em ELU.

Assim, as combinações de ações estabelecidas para a análise da estrutura foram as seguintes:

Quadro 15 – ELS: Combinação permanente (muito longa duração)

Comb. SAP2000	EL	Descrição	P	DEAD	g
ELS-01	ELS	Permanente	1	1	1

Quadro 16 – ELS: Combinações quase permanentes (longa duração)

Comb. SAP2000	EL	Descrição	P	DEAD	g	dT _{N,exp}	dT _{N,con}	dT _{M,heat}
ELS-02	ELS	Quase permanente	1	1	1	0.5		
ELS-03	ELS	Quase permanente	1	1	1		0.5	
ELS-03b	ELS	Quase permanente	1	1	1			0.5

Quadro 17 – ELS: Combinações frequentes (curta duração)

Comb. SAP2000	EL	Descrição	P	DEAD	g	q _{fk,1}	dT _{N,exp}	dT _{N,con}	F _{w,Z+}	F _{w,Z-}	F _{w,Y}
ELS-04	ELS	Frequente	1	1	1	0.4	0.5				
ELS-05	ELS	Frequente	1	1	1	0.4		0.5			
ELS-06	ELS	Frequente	1	1	1		0.6				
ELS-07	ELS	Frequente	1	1	1			0.6			
ELS-08	ELS	Frequente	1	1	1		0.5				0.2
ELS-09	ELS	Frequente	1	1	1		0.5		0.2		
ELS-10	ELS	Frequente	1	1	1		0.5			0.2	

Quadro 18– ELS: Combinações raras (muito curta duração)

Comb. SAP2000	EL	Descrição	P	DEAD	g	q _{fk,1}	q _{fk,2}	q _{fk,3}	q _{fk,4}	Q _{serv,1}	dT _{N,exp}	F _{w,Z+}	F _{w,Z-}	F _{w,Y}
ELS-11	ELS	Rara	1	1	1	1					0.6		0.3	
ELS-12	ELS	Rara	1	1	1			1			0.6			0.3
ELS-13	ELS	Rara	1	1	1			0.4			0.6			1
ELS-14	ELS	Rara	1	1	1		1				0.6			
ELS-15	ELS	Rara	1	1	1						0.6	1		
ELS-16	ELS	Rara	1	1	1					1				
ELS-17	ELS	Rara	1	1	1				1		0.6			

Quadro 19 - ELU: Combinações de Estado Limite de Último (STR)

Comb. SAP2000	Descrição	P	DEAD	g	q _{fk,1}	q _{fk,3}	Q _{fwk,1}	Q _{serv,1}	dT _{N,exp}	dT _{N,con}	F _{w,Z+}	F _{w,Z-}	F _{w,Y}
ELU-01	ELU	1	1.35	1.35	1.35					0.9		0.45	
ELU-02	ELU	1	1.35	1.35	1.35				0.9			0.45	

ELU-03	ELU	1	1.35	1.35				1.35					
ELU-04	ELU	1	1.35	1.35									
ELU-05	ELU	1	1.35	1.35			1.35						
ELU-06	ELU	1	1.35	1.35	0.54					1.5		0.45	
ELU-07	ELU	1	1.35	1.35	0.54				1.5			0.45	
ELU-08	ELU	1	1.35	1.35						0.9	1.5		
ELU-09	ELU	1	1.35	1.35	0.54							1.5	
ELU-10	ELU	1	1.35	1.35	0.54								1.5
ELU-11	ELU	1	1.35	1.35		1.35							0.45

Do Quadro 15 ao Quadro 19, as ações sombreadas na cor laranja correspondem às ações de base e as ações sombreadas na cor verde às ações acompanhantes.

Fontes:

(39)

(40)

(41)

(42)

(48)

(49)

(50)

(51)

4.2.6. ANÁLISE QUANTITATIVA DOS RESULTADOS

4.2.6.1. Análise dos esforços

Os valores máximos e mínimos dos esforços de cálculo dos cabos obtidos a partir do modelo numérico encontram-se detalhados no Quadro 20 e no Quadro 21 respetivamente.

Quadro 20 - Esforços máximos obtidos nos cabos [kN]

Combinação	Cabos Inferiores		Cabos Principais									Pendurais	
	CI1	CI2	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8	CP9	P1	P2
ELS-01	951	951	1196	1185	1182	1181	1180	1181	1182	1185	1196	70	44
ELS-02	896	896	1142	1131	1129	1127	1127	1127	1129	1131	1142	66	42
ELS-03	982	982	1227	1215	1212	1211	1210	1211	1212	1215	1227	72	45
ELS-04	716	740	1160	1154	1155	1156	1157	1158	1160	1162	1170	37	34
ELS-05	807	830	1244	1237	1238	1238	1239	1241	1243	1244	1254	42	38
ELS-06	885	885	1131	1121	1118	1117	1116	1117	1118	1121	1131	65	41
ELS-07	988	988	1233	1221	1218	1217	1216	1217	1218	1221	1233	72	46
ELS-08	887	906	1138	1128	1127	1127	1127	1128	1131	1134	1146	67	42
ELS-09	921	921	1139	1128	1125	1123	1123	1123	1125	1128	1139	72	43
ELS-10	872	872	1145	1135	1133	1131	1131	1131	1133	1135	1145	60	40
ELS-11	336	404	1213	1218	1221	1225	1229	1231	1235	1238	1240	1	19
ELS-12	753	602	1120	1124	1135	1146	1159	1174	1187	1200	1216	39	35
ELS-13	798	818	1112	1111	1118	1126	1135	1145	1156	1166	1186	48	37
ELS-14	647	679	1167	1166	1165	1165	1167	1168	1171	1174	1179	66	33
ELS-15	1009	1009	1117	1103	1099	1097	1097	1097	1099	1103	1117	96	49
ELS-16	864	864	1209	1202	1207	1200	1200	1200	1207	1202	1209	63	40
ELS-17	552	597	1170	1169	1172	1174	1176	1178	1181	1183	1189	13	27
ELU-01	221	309	1393	1400	1404	1409	1414	1417	1421	1425	1427	1	15
ELU-02	44	119	1268	1275	1279	1284	1289	1292	1296	1300	1302	1	7
ELU-03	793	793	1219	1216	1225	1215	1215	1215	1225	1216	1219	56	38
ELU-05	909	890	1201	1191	1189	1189	1188	1190	1192	1194	1205	58	42
ELU-06	713	746	1329	1326	1328	1329	1330	1332	1334	1335	1341	21	34
ELU-07	408	446	1085	1086	1088	1090	1092	1094	1096	1098	1101	2	21
ELU-08	1142	1142	1236	1221	1215	1213	1213	1213	1215	1221	1236	110	56
ELU-09	441	477	1276	1279	1280	1282	1284	1285	1287	1289	1290	1	22
ELU-10	616	779	1204	1209	1218	1227	1237	1247	1258	1268	1287	31	35
ELU-11	738	500	1189	1199	1217	1235	1255	1277	1298	1319	1338	34	34

Conforme seria de esperar, os esforços máximos identificados nos cabos principais resultam da combinação ELU-01, onde se conjugam a maioria das ações verticais com a variação de temperatura uniforme de contração.

Também se confirmam os esforços máximos para os cabos inferiores e pendurais aquando da combinação ELU-08, onde se conjuga a ação ascendente do vento com a variação de temperatura uniforme de contração.

Resumo dos esforços máximos para efeitos de dimensionamento da família de elementos:

- Esforço máximo nos cabos principais 1427kN (1196kN em estado permanente)
- Esforço máximo nos cabos estabilizadores inferiores 1142kN (951kN em estado permanente)
- Esforço máximo nos pendurais ancorados no solo (P1) 110kN (70kN em estado permanente)
- Esforço máximo nos pendurais de ligação entre cabos (P2) 56kN (44kN em estado permanente)

Quadro 21 - Esforços mínimos obtidos nos cabos [kN]

Combinação	Cabos Inferiores		Cabos Principais									Pendurais	
	CI1	CI2	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8	CP9	P1	P2
ELS-01	907	907	1177	1181	1179	1177	1176	1177	1179	1181	1177	54	6
ELS-02	855	855	1124	1128	1126	1124	1123	1124	1126	1128	1124	52	5
ELS-03	937	937	1207	1211	1209	1207	1206	1207	1209	1211	1207	56	6
ELS-04	686	708	1149	1153	1152	1152	1153	1155	1157	1160	1159	19	4
ELS-05	773	795	1232	1236	1235	1234	1235	1237	1239	1242	1241	24	5
ELS-06	845	845	1113	1117	1115	1113	1113	1113	1115	1117	1113	51	5
ELS-07	943	943	1213	1217	1215	1213	1212	1213	1215	1217	1213	56	6
ELS-08	846	864	1120	1125	1124	1123	1123	1125	1128	1131	1128	51	5
ELS-09	878	878	1120	1124	1122	1120	1119	1120	1122	1124	1120	55	5
ELS-10	832	832	1128	1132	1130	1128	1127	1128	1130	1132	1128	49	5
ELS-11	325	390	1210	1214	1217	1220	1223	1227	1230	1234	1237	0	2
ELS-12	720	578	1107	1122	1132	1143	1156	1169	1183	1198	1211	1	3
ELS-13	762	782	1096	1109	1115	1123	1132	1141	1152	1164	1172	41	5
ELS-14	612	644	1150	1158	1160	1161	1162	1163	1166	1167	1162	0	4
ELS-15	960	960	1094	1099	1096	1094	1093	1094	1096	1099	1094	66	6
ELS-16	825	825	1190	1192	1183	1187	1188	1187	1183	1192	1190	54	2
ELS-17	530	573	1164	1167	1168	1170	1172	1174	1177	1181	1182	0	3
ELU-01	215	300	1389	1394	1398	1402	1407	1411	1415	1419	1423	0	1
ELU-02	43	115	1263	1269	1273	1278	1282	1286	1290	1294	1297	0	0
ELU-03	758	758	1202	1203	1192	1198	1199	1198	1192	1203	1202	48	1
ELU-05	868	849	1183	1188	1186	1185	1185	1186	1188	1191	1188	50	2
ELU-06	685	716	1322	1324	1324	1324	1326	1327	1329	1333	1333	1	4
ELU-07	392	428	1081	1084	1084	1086	1088	1090	1092	1095	1096	0	2
ELU-08	1087	1087	1209	1215	1212	1209	1209	1209	1212	1215	1209	74	7
ELU-09	426	460	1273	1275	1276	1277	1279	1280	1282	1285	1286	0	2
ELU-10	591	747	1197	1207	1215	1223	1233	1243	1254	1266	1278	0	3
ELU-11	706	482	1177	1198	1214	1231	1251	1272	1293	1314	1335	0	3

Tendo em vista a geometria da estrutura (flecha reduzida) e o objetivo inicial de obter um tabuleiro rígido, optou-se por admitir níveis de pré-esforço relativamente elevados resultando em cabos principais altamente tracionados em todas as combinações.

Os esforços mínimos nos cabos inferiores e pendurais resultam da combinação ELU-02 onde se conjugam as principais ações descendentes com a variação de temperatura uniforme de dilatação.

Os níveis de tensão dos cabos inferiores e pendurais são diretamente influenciados pelas deformações ocorridas nos cabos principais. Esta situação poderá ser atenuada mediante a diminuição da inclinação dos pendurais e consequente abertura dos cabos inferiores.

Os valores máximos e mínimos dos esforços de cálculo das carlingas obtidos a partir do modelo numérico encontram-se detalhados no Quadro 22 e no Quadro 23.

Estes esforços resultam essencialmente dos deslocamentos diferenciais que ocorrem entre os cabos principais uma vez que a função destes elementos é de garantir o paralelismo entre eles.

Quadro 22 - Esforços máximos obtidos nas carlingas [kN e kN.m]

Combinação	N	V2	V3	T	M2	M3
ELS-01	30.8	46.8	0.9	0.0	0.3	0.0
ELS-02	29.2	44.3	0.9	0.0	0.3	0.0
ELS-03	31.8	48.2	1.0	0.0	0.3	0.0
ELS-04	17.9	22.3	0.5	0.0	0.1	0.0
ELS-05	20.1	25.5	0.5	0.0	0.2	0.0
ELS-06	28.8	43.8	0.9	0.0	0.3	0.0
ELS-07	32.0	48.5	1.0	0.0	0.3	0.0
ELS-08	28.3	44.8	0.9	0.0	0.3	0.0
ELS-09	31.9	48.6	1.0	0.0	0.3	0.0
ELS-10	26.4	39.9	0.8	0.0	0.2	0.0
ELS-11	10.9	8.3	0.1	0.0	0.0	3.7
ELS-12	14.7	15.7	0.5	0.0	0.2	0.0
ELS-13	18.5	27.6	0.7	0.0	0.2	0.0
ELS-14	29.3	44.1	0.9	0.0	0.3	3.3
ELS-15	42.5	65.3	1.3	0.0	0.3	0.0
ELS-16	27.7	42.6	2.2	0.0	0.2	4.9
ELS-17	14.0	15.5	0.3	0.0	0.1	1.2
ELU-01	10.1	6.9	0.1	0.0	0.0	5.0
ELU-02	6.4	6.9	0.1	0.0	0.0	5.0
ELU-03	24.5	36.4	2.9	0.0	0.3	7.5
ELU-05	25.9	39.3	0.8	0.0	0.2	0.0
ELU-06	16.6	20.3	0.4	0.0	0.1	0.5
ELU-07	10.7	11.5	0.2	0.0	0.1	2.3
ELU-08	48.8	75.1	1.5	0.0	0.4	0.0
ELU-09	11.4	11.3	0.2	0.0	0.1	3.3
ELU-10	10.0	20.9	0.6	0.0	0.2	0.0
ELU-11	12.6	12.8	0.5	0.0	0.2	1.3

Quadro 23 - Esforços mínimos obtidos nas carlingas [kN e kN.m]

Combinação	N	V2	V3	T	M2	M3
ELS-01	2.9	-46.8	-0.9	0.0	-0.3	-33.1
ELS-02	2.7	-44.3	-0.9	0.0	-0.3	-31.4
ELS-03	3.0	-48.2	-1.0	0.0	-0.3	-34.0
ELS-04	2.0	-21.7	-0.5	0.0	-0.1	-15.4
ELS-05	2.3	-24.9	-0.5	0.0	-0.2	-17.6
ELS-06	2.7	-43.8	-0.9	0.0	-0.3	-31.0
ELS-07	3.0	-48.5	-1.0	0.0	-0.3	-34.2
ELS-08	2.5	-43.8	-0.9	0.0	-0.3	-31.4
ELS-09	2.8	-48.6	-1.0	0.0	-0.3	-34.3
ELS-10	2.6	-39.9	-0.8	0.0	-0.2	-28.4
ELS-11	-4.2	-6.9	-0.1	0.0	0.0	-5.3
ELS-12	-1.5	-23.7	-0.5	0.0	-0.2	-14.9
ELS-13	1.4	-31.5	-0.7	0.0	-0.2	-21.3
ELS-14	-4.1	-44.0	-0.9	0.0	0.0	-31.1
ELS-15	3.1	-65.3	-1.3	0.0	-0.3	-45.4
ELS-16	1.3	-42.6	-2.2	0.0	-0.6	-30.3
ELS-17	-2.5	-14.5	-0.3	0.0	-0.1	-10.8
ELU-01	-5.6	-6.9	-0.1	0.0	0.0	-2.1
ELU-02	-5.6	-6.9	-0.1	0.0	0.0	0.0
ELU-03	0.7	-36.4	-2.9	0.0	-0.8	-25.6
ELU-05	1.2	-39.3	-0.8	0.0	-0.2	-28.0
ELU-06	-1.7	-19.5	-0.4	0.0	-0.1	-14.3
ELU-07	-2.2	-10.7	-0.2	0.0	-0.1	-8.0
ELU-08	3.5	-75.1	-1.5	0.0	-0.4	-51.8
ELU-09	-2.2	-10.6	-0.2	0.0	-0.1	-7.8
ELU-10	-15.0	-17.9	-0.6	0.0	-0.2	-14.3
ELU-11	-5.0	-21.6	-0.5	0.0	-0.2	-14.0

Ao avaliar os esforços das carlingas é possível identificar 3 níveis distintos de solicitação sendo eles:

- As carlingas CR06 a CR16 que se encontram conectadas aos cabos inferiores;
Esta secção longitudinal da estrutura corresponde ao segmento de maior flexibilidade pelo que o nível de solicitação nas carlingas é muito baixo.
- As carlingas CR02 e CR20 que se encontram conectadas aos pendurais P1 mais próximos ao meio vão;
São as principais responsáveis por atribuir rigidez ao tabuleiro apresentando por esse fato níveis de solicitação elevados.
- As restantes carlingas apresentam níveis de solicitação intermédios.

Os esforços de dimensionamento destes elementos encontram-se resumidos no Quadro 24 devidamente agrupados por níveis de solicitação.

Quadro 24 - Combinação de esforços de projeto das carlingas [kN e kN.m]

Elemento	Combinação	N	V2	V3	T	M2	M3
CR6 a CR16	ELU-08	35.4	-55.6	-1.0	0.0	-0.3	-39.0
	ELU-02	5.9	6.8	0.1	0.0	0.0	4.9
CR01 e CR21 CR03 a CR05 CR17 a CR19	ELU-08	17.8	-26.7	-0.7	0.0	-0.2	-19.4
	ELU-08	17.8	26.7	0.7	0.0	0.0	0.0
CR02 e CR20	ELU-08	48.8	10.0	0.0	0.0	0.2	-51.8
	ELU-08	48.8	-75.1	1.5	0.0	0.4	-23.4

4.2.6.2. Análise dos deslocamentos

Os deslocamentos verticais máximos observados para o tabuleiro encontram-se apresentados no Quadro 25.

Quadro 25 - Deslocamentos verticais máximos obtidos

Combinação	Δ [m]	L/ Δ L
ELS-01	0.000	-
ELS-02	0.000	2750000
ELS-03	0.000	5739130
ELS-04	-0.173	764
ELS-05	-0.166	797
ELS-06	0.000	2200000
ELS-07	0.000	4714286
ELS-08	-0.013	9915
ELS-09	0.022	5919
ELS-10	-0.022	5873
ELS-11	-0.514	257
ELS-12	-0.413	319
ELS-13	-0.228	578
ELS-14	-0.231	573
ELS-15	0.112	1182
ELS-16	-0.130	1013
ELS-17	-0.320	413

Conforme espectável, o deslocamento vertical máximo obtido em condição de serviço, resulta da combinação ELS-11, onde se conjugou a ação de base da sobrecarga de utilização com a ação secundária da variação uniforme da temperatura (dilatação) e com a força descendente do vento.

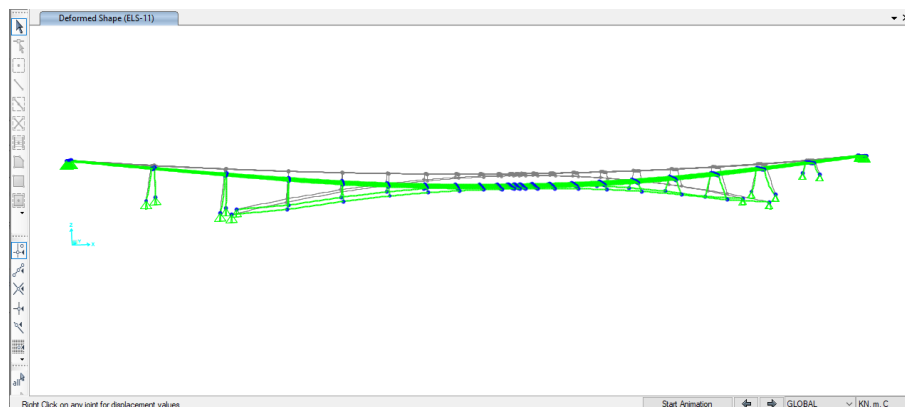


Figura 85 - Imagem da deformada resultante da combinação de serviço ELS-11

Vale ainda sublinhar que o deslocamento de 51.4cm, se encontra dentro do limite do critério geral de deslocamentos verticais para pavimentos estabelecido pelo Eurocódigo 3 ($L/250$ ou 52.8cm).

4.3. ANÁLISE MODAL DA ESTRUTURA

No presente estudo foi realizada uma análise modal convencional tendo por base a matriz de rigidez resultante da análise geométrica não linear da estrutura para as diversas combinações de serviço.

Esta técnica consiste num procedimento aproximado uma vez que considera a rigidez estrutural constante ao longo de toda a amplitude do movimento oscilatório. Tal aproximação desconsidera, portanto, a elevada não linearidade da estrutura no movimento vibratório que na realidade altera o estado de tensão e por consequência aumenta a rigidez.

Como consequência, as frequências dos modos próprios obtidas são superiores às reais devendo este facto ser levado em consideração na análise modal, particularmente em pontes pedonais de cabos.

Assim, apresenta-se em seguida a análise modal dos 20 primeiros modos próprios de vibração para as condições de carregamento permanente (ELS-01) e para as combinações de serviço ELS-02, ELS-08, ELS-11, ELS-13, ELS-15 e ELS-17.

A combinação ELS-02 associa o efeito da dilatação térmica uniforme ao peso próprio da estrutura.

As combinações ELS-08, ELS-13 e ELS-15 dizem respeito à avaliação dos efeitos do vento (transversal associado à dilatação térmica uniforme, puramente transversal e puramente ascendente).

A combinação ELS-11 avalia os efeitos do carregamento vertical máximo enquanto a combinação ELS-17 avalia os efeitos de um carregamento vertical da ordem dos 70% da capacidade máxima.

Os resultados das análises modais das restantes combinações de serviço encontram-se detalhadas no Anexo 2.

Quadro 26 - Modos próprios da combinação ELS-01 – Combinação Permanente

Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS01	1	1.052	0.951	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS01	2	0.605	1.653	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS01	3	0.583	1.715	Horizontal	
MODAL ELS01	4	0.434	2.307	Torsional	
MODAL ELS01	5	0.429	2.329	Vertical	
MODAL ELS01	6	0.414	2.417	Horizontal	
MODAL ELS01	7	0.377	2.652	Torsional	
MODAL ELS01	8	0.319	3.137	Horizontal	
MODAL ELS01	9	0.295	3.387	Vertical	
MODAL ELS01	10	0.289	3.459	Vertical	
MODAL ELS01	11	0.282	3.542	Local cabos	
MODAL ELS01	12	0.279	3.578	Torsional	
MODAL ELS01	13	0.272	3.679	Local cabos	
MODAL ELS01	14	0.264	3.791	Torsional	
MODAL ELS01	15	0.255	3.929	Torsional	
MODAL ELS01	16	0.223	4.494	Vertical	
MODAL ELS01	17	0.217	4.617	Horizontal	
MODAL ELS01	18	0.204	4.909	Torsional	
MODAL ELS01	19	0.193	5.176	Horizontal	
MODAL ELS01	20	0.190	5.273	Local cabos	

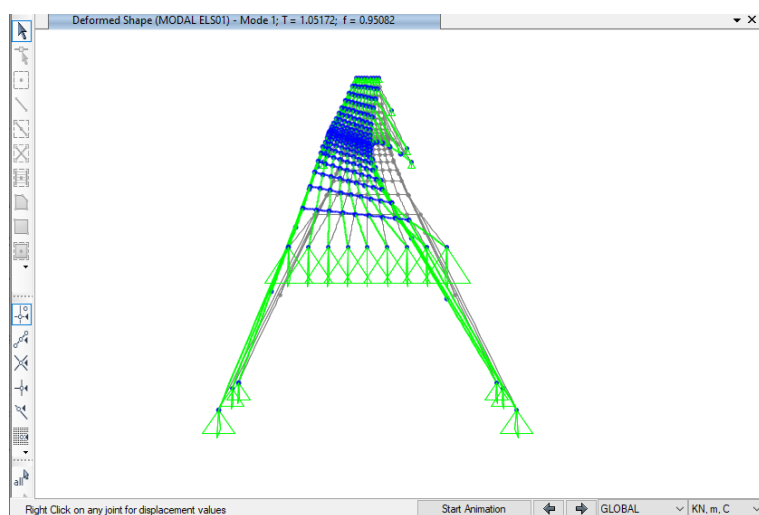


Figura 86 - Imagem da deformada do primeiro modo de vibração lateral da combinação ELS-01

Quadro 27 - Modos próprios da combinação ELS-02

Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS02	1	1.077	0.929	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS02	2	0.612	1.634	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS02	3	0.597	1.674	Horizontal	
MODAL ELS02	4	0.439	2.276	Torsional	
MODAL ELS02	5	0.439	2.276	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS02	6	0.423	2.363	Horizontal	
MODAL ELS02	7	0.387	2.586	Torsional	
MODAL ELS02	8	0.327	3.061	Horizontal	
MODAL ELS02	9	0.303	3.298	Local cabos	
MODAL ELS02	10	0.296	3.374	Vertical	
MODAL ELS02	11	0.291	3.440	Local cabos	
MODAL ELS02	12	0.288	3.477	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS02	13	0.280	3.578	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS02	14	0.270	3.702	Torsional	
MODAL ELS02	15	0.261	3.837	Torsional	
MODAL ELS02	16	0.228	4.394	Vertical	
MODAL ELS02	17	0.222	4.510	Horizontal	
MODAL ELS02	18	0.209	4.788	Torsional	
MODAL ELS02	19	0.198	5.051	Horizontal	
MODAL ELS02	20	0.195	5.124	Local cabos	

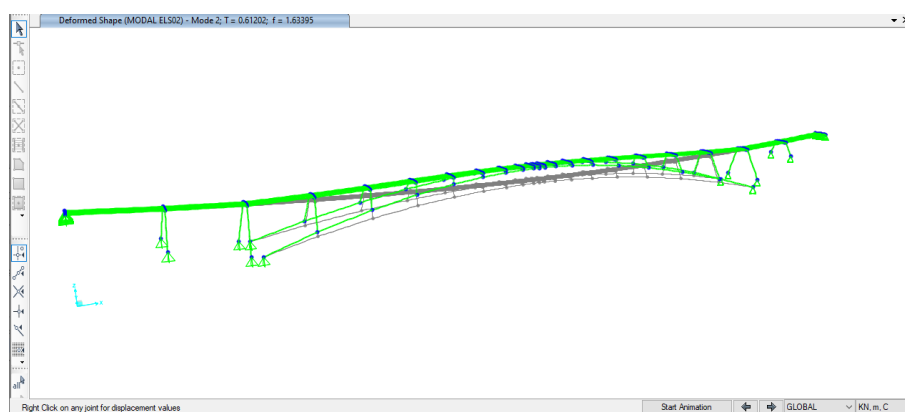


Figura 87 - Imagem da deformada do segundo modo de vibração vertical da combinação ELS-02

Quadro 28 - Modos próprios da combinação ELS-08

Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS08	1	1.079	0.927	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS08	2	0.612	1.634	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS08	3	0.598	1.673	Horizontal	
MODAL ELS08	4	0.441	2.267	Torsional	
MODAL ELS08	5	0.439	2.276	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS08	6	0.423	2.362	Horizontal	
MODAL ELS08	7	0.388	2.578	Torsional	
MODAL ELS08	8	0.327	3.060	Horizontal	
MODAL ELS08	9	0.303	3.297	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS08	10	0.296	3.373	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS08	11	0.291	3.438	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS08	12	0.287	3.479	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS08	13	0.279	3.580	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS08	14	0.270	3.698	Torsional	
MODAL ELS08	15	0.261	3.835	Torsional	
MODAL ELS08	16	0.228	4.394	Vertical	
MODAL ELS08	17	0.222	4.510	Horizontal	
MODAL ELS08	18	0.209	4.784	Torsional	
MODAL ELS08	19	0.198	5.049	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS08	20	0.195	5.124	Local cabos/Torsional	

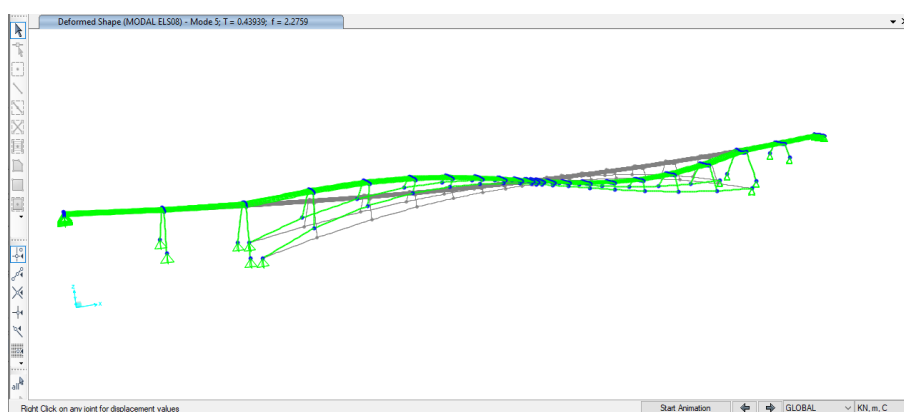


Figura 88 - Imagem da deformada do quinto modo de vibração vertical da combinação ELS-08

Quadro 29 - Modos próprios da combinação ELS-11

Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS11	1	2.528	0.396	Horizontal	
MODAL ELS11	2	1.538	0.650	Vertical	
MODAL ELS11	3	1.381	0.724	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS11	4	1.336	0.749	Vertical	
MODAL ELS11	5	1.114	0.898	Torsional	
MODAL ELS11	6	1.033	0.968	Torsional	
MODAL ELS11	7	0.939	1.065	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS11	8	0.921	1.086	Vertical	
MODAL ELS11	9	0.805	1.243	Torsional	
MODAL ELS11	10	0.715	1.399	Horizontal	
MODAL ELS11	11	0.712	1.405	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS11	12	0.641	1.559	Torsional	
MODAL ELS11	13	0.582	1.718	Horizontal	
MODAL ELS11	14	0.580	1.726	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS11	15	0.523	1.912	Torsional	
MODAL ELS11	16	0.506	1.977	Local cabos	
MODAL ELS11	17	0.496	2.015	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS11	18	0.491	2.035	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS11	19	0.485	2.061	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS11	20	0.463	2.162	Local cabos	

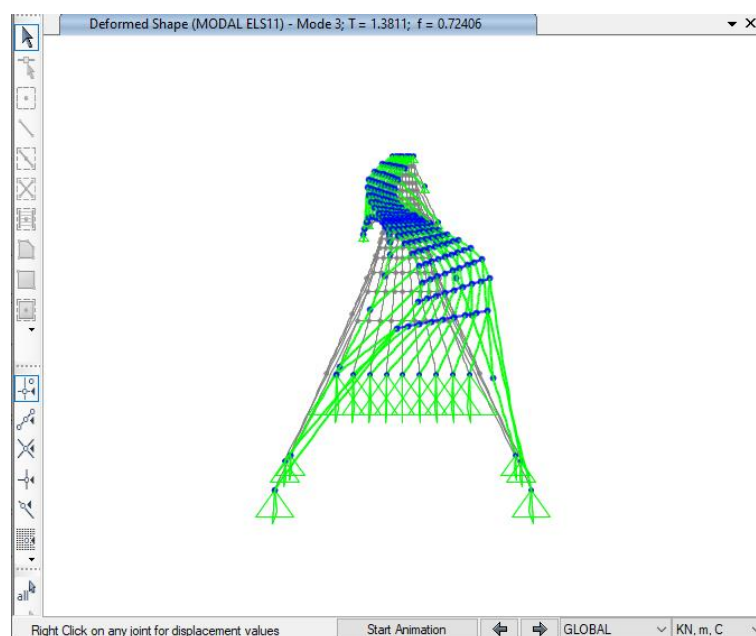


Figura 89 - Imagem da deformada do terceiro modo de vibração lateral da combinação ELS-11

Quadro 30 - Modos próprios da combinação ELS-13

Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS13	1	1.445	0.692	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS13	2	0.828	1.208	Vertical	
MODAL ELS13	3	0.807	1.239	Horizontal	
MODAL ELS13	4	0.614	1.629	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS13	5	0.563	1.775	Horizontal	
MODAL ELS13	6	0.513	1.949	Torsional	
MODAL ELS13	7	0.446	2.241	Torsional	
MODAL ELS13	8	0.420	2.382	Torsional	
MODAL ELS13	9	0.418	2.392	Vertical	
MODAL ELS13	10	0.351	2.850	Horizontal	
MODAL ELS13	11	0.323	3.092	Vertical	
MODAL ELS13	12	0.320	3.129	Local cabos	
MODAL ELS13	13	0.310	3.224	Local cabos/Torsional	
MODAL ELS13	14	0.308	3.247	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS13	15	0.305	3.279	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS13	16	0.299	3.349	Torsional	
MODAL ELS13	17	0.292	3.427	Horizontal	
MODAL ELS13	18	0.269	3.722	Vertical	
MODAL ELS13	19	0.257	3.892	Torsional	
MODAL ELS13	20	0.237	4.213	Torsional	

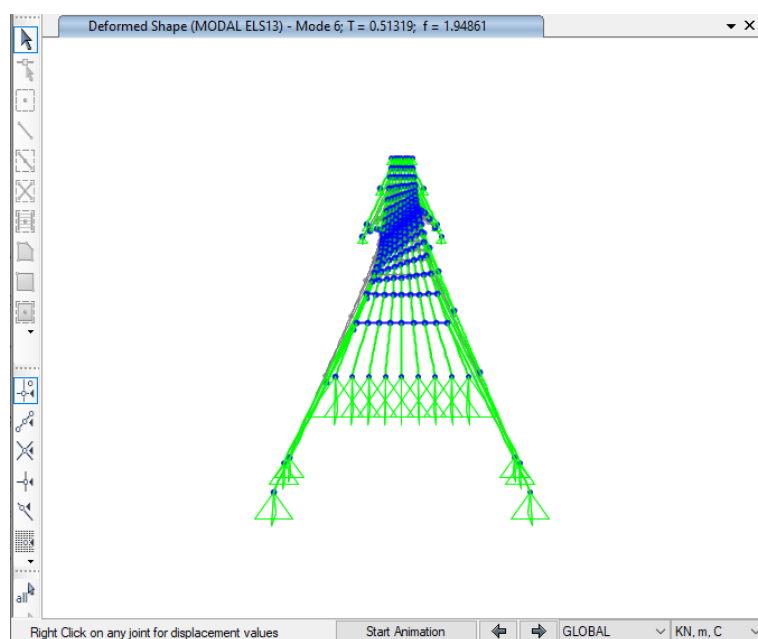


Figura 90 - Imagem da deformada do sexto modo de vibração torsional da combinação ELS-13

Quadro 31 - Modos próprios da combinação ELS-15

Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS15	1	0.411	2.434	Horizontal	
MODAL ELS15	2	0.279	3.591	Vertical	
MODAL ELS15	3	0.261	3.828	Torsional	
MODAL ELS15	4	0.250	4.007	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS15	5	0.223	4.483	Torsional	
MODAL ELS15	6	0.204	4.913	Torsional	
MODAL ELS15	7	0.203	4.931	Vertical	
MODAL ELS15	8	0.196	5.092	Horizontal	
MODAL ELS15	9	0.160	6.241	Vertical	
MODAL ELS15	10	0.159	6.295	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS15	11	0.152	6.594	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS15	12	0.147	6.780	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS15	13	0.146	6.850	Torsional	
MODAL ELS15	14	0.137	7.294	Torsional	
MODAL ELS15	15	0.131	7.619	Torsional	
MODAL ELS15	16	0.125	7.995	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS15	17	0.124	8.045	Horizontal	
MODAL ELS15	18	0.113	8.851	Torsional	
MODAL ELS15	19	0.112	8.938	Local cabos	
MODAL ELS15	20	0.109	9.193	Torsional	

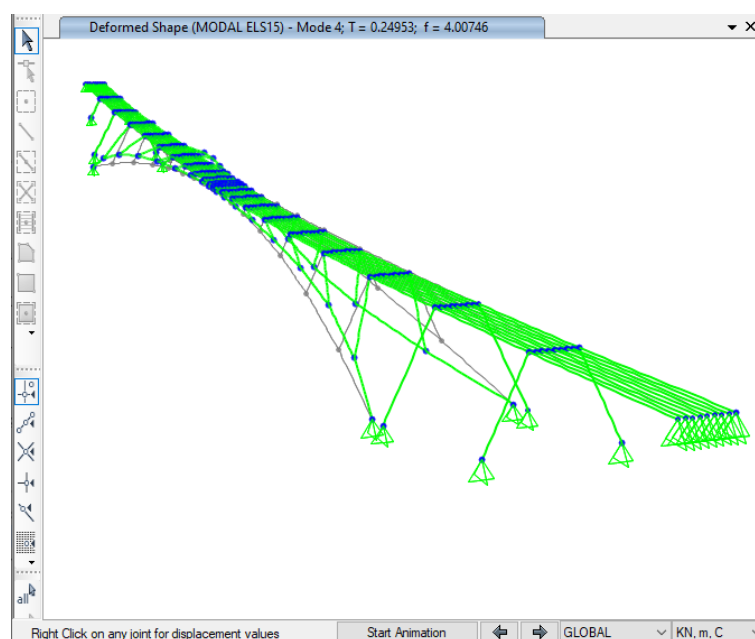


Figura 91 - Imagem da deformada do quarto modo de vibração local (cabos) da combinação ELS-15

Quadro 32 - Modos próprios da combinação ELS-17

Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS17	1	1.506	0.664	Horizontal	$f_{H\text{-crítica}}$
MODAL ELS17	2	0.961	1.040	Vertical	
MODAL ELS17	3	0.637	1.569	Torsional	
MODAL ELS17	4	0.612	1.633	Horizontal	
MODAL ELS17	5	0.524	1.910	Vertical	$f_{V\text{-crítica}}$
MODAL ELS17	6	0.509	1.965	Horizontal	
MODAL ELS17	7	0.465	2.151	Torsional	
MODAL ELS17	8	0.419	2.389	Vertical	
MODAL ELS17	9	0.386	2.592	Local cabos	
MODAL ELS17	10	0.374	2.673	Local cabos	
MODAL ELS17	11	0.372	2.688	Local cabos/Torsional	
MODAL ELS17	12	0.360	2.778	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS17	13	0.353	2.830	Torsional	
MODAL ELS17	14	0.312	3.209	Horizontal	
MODAL ELS17	15	0.291	3.431	Horizontal	
MODAL ELS17	16	0.277	3.611	Vertical	
MODAL ELS17	17	0.257	3.888	Torsional	
MODAL ELS17	18	0.256	3.911	Vertical	
MODAL ELS17	19	0.249	4.012	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS17	20	0.240	4.164	Local cabos/Horizontal	

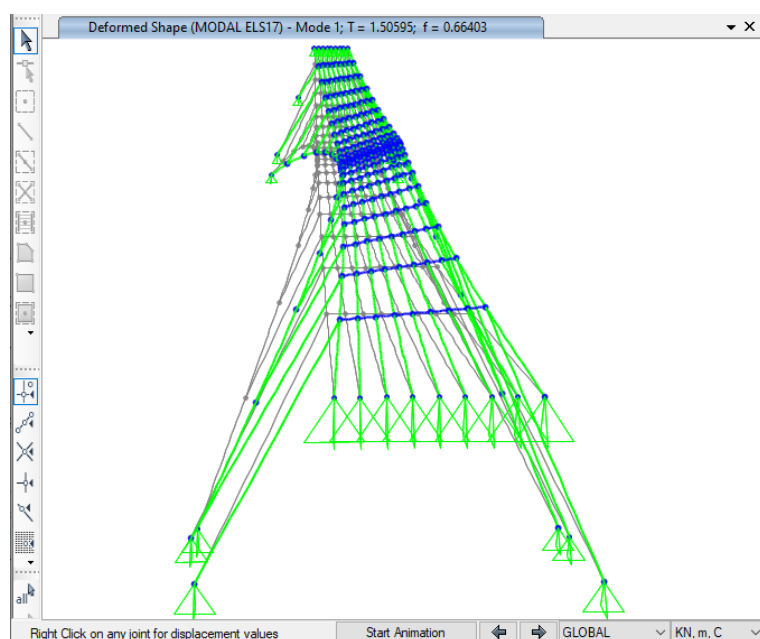


Figura 92 - Imagem da deformada do primeiro modo de vibração lateral da combinação ELS-17

O Quadro 33 apresenta o resumo de modos próprios de vibração que se encontram dentro da gama crítica de frequências naturais de pontes pedonais.

Quadro 33 - Modos próprios de vibração pertencentes à gama crítica para pontes pedonais

Combinação	Deformação Vertical			Deformação Lateral		
	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]
MODAL ELS01	2	0.605	1.653	1	1.052	0.951
MODAL ELS02	2	0.612	1.634	1	1.077	0.929
	5	0.439	2.276			
MODAL ELS03	2	0.601	1.664	1	1.038	0.963
MODAL ELS04	4	0.685	1.460	1	1.718	0.582
	9	0.465	2.151	2	0.961	1.041
MODAL ELS05	4	0.661	1.513	1	1.653	0.605
	9	0.449	2.227	3	0.925	1.081
MODAL ELS06	2	0.613	1.630	1	1.082	0.924
	4	0.441	2.265			
MODAL ELS07	2	0.600	1.666	1	1.036	0.966
MODAL ELS08	2	0.612	1.634	1	1.079	0.927
	5	0.439	2.276			
MODAL ELS09	2	0.547	1.827	1	0.958	1.044
MODAL ELS10	2	0.671	1.490	1	1.186	0.843
	4	0.482	2.074			
MODAL ELS11	11	0.712	1.405	3	1.381	0.724
	14	0.580	1.726	7	0.939	1.065
	18	0.491	2.035			
MODAL ELS12	6	0.662	1.511	1	1.870	0.535
	8	0.554	1.804	3	1.055	0.948
MODAL ELS13	4	0.614	1.629	1	1.445	0.692
MODAL ELS14	7	0.647	1.546	1	1.975	0.506
	8	0.589	1.699			
	11	0.455	2.197			
MODAL ELS15	-	-	-	-	-	-
MODAL ELS16	-	-	-	1	1.422	0.703
MODAL ELS17	5	0.524	1.910	1	1.506	0.664

MIN	0.650
MAX	6.241

MIN	0.396
MAX	8.045

O facto de a estrutura apresentar modos próprios dentro da gama crítica é algo relativamente comum e espectável para pontes pedonais uma vez que são estruturas que habitualmente se caracterizam por grande esbeltez e pouca massa.

Ao analisar os resultados obtidos conclui-se que as frequências de vibração são fortemente dependentes do nível de carregamento. Este fenómeno ocorre porque a estrutura apresenta um peso próprio reduzido e porque o nível de tensão imposto pelo carregamento altera a resposta vibracional da estrutura.

Enquanto na condição permanente (ELS-01) as frequências próprias são da ordem dos 0.951 Hz e 1.651 Hz (lateral e vertical), na condição de deslocamento vertical máximo (sobrecarga máxima associada à dilatação térmica uniforme e à ação descendente do vento - ELS-11) as frequências próprias são da ordem dos 0.396 Hz e 0.650 Hz (lateral e vertical).

Estas duas combinações apresentam modos próprios de vibração menos puros (conjugações de várias ações).

Para melhor caracterizar os efeitos da ação dinâmica do vento realizou-se a análise modal correspondente ao ELS-13 obtendo-se as frequências próprias de 0.692 Hz e 1.208 Hz (lateral e vertical).

Nas restantes combinações é possível observar que os primeiros modos próprios correspondem a deformações laterais variando a sua frequência de 0.396 a 8.045Hz.

Frequências laterais inferiores a 0.5Hz são preocupantes do ponto de vista de comportamento dinâmico face à ação do vento.

Igualmente preocupante é a ocorrência de modos próprios de vibração laterais com frequências próximas a 0.9Hz, frequências estas propícias à geração de efeito “Lock in”.

Há, no entanto, a possibilidade de melhorar o desempenho da estrutura por meio da abertura dos cabos inferiores (afastamento dos blocos de ancoragem com relação ao eixo longitudinal), introdução de cabos transversais cruzados e eventualmente pelo aumento do nível de pré-esforço dos cabos inferiores.

Esta alteração iria se traduzir numa menor influência dos esforços dos pendurais e cabos inferiores com relação aos carregamentos verticais. A referida melhoria iria se traduzir num maior impacto visual pelo que se opta por não o fazer sem antes conduzir uma análise dinâmica mais profunda que o justifique.

Já os modos próprios associados aos deslocamentos verticais variam a sua frequência de 0.650 a 6.241Hz.

Na combinação permanente verifica-se que as primeiras frequências próprias verticais são compatíveis com as frequências de excitação associadas ao ato de caminhar lento (vide Quadro 4 - Frequências características de caminhada e saltos expressas em Hertz (Hz) disponível em 2.3.3).

Na combinação ELS-11 a frequência vertical já se encontra abaixo da gama crítica, mas esse carregamento corresponde a uma situação em que a ponte se encontra preenchida com 5 pessoas por metro quadrado, tornando a circulação impossível.

De salientar o aspeto positivo de não ocorrerem situações de carregamento que conduzam a modos de vibração simultâneos verticais e horizontais da ordem os 2Hz e 1Hz respetivamente (16). Tais estruturas são desaconselhadas dada a elevada probabilidade de ocorrência de fenómenos de ressonância provocadas pelas ações dos pedestres.

A análise modal realizada reforça a necessidade de conduzir um intenso estudo do comportamento dinâmico face às ações do vento e às vibrações introduzidas pelos utilizadores da ponte nomeadamente a avaliação das acelerações verticais e horizontais.

Fontes:

(20)

(21)

(16)

4.4. INTRODUÇÃO À ANÁLISE DINÂMICA

Pontes pedonais suportadas por cabos carecem de uma cuidadosa verificação da sua resposta dinâmica às ações provocadas pela circulação de pessoas e pelo vento. É também adequado proceder à verificação da resposta à ação sísmica (tipicamente não limitativa).

Esta análise inicia-se com a determinação dos modos de vibração naturais da estrutura e com a verificação da ocorrência de frequências naturais críticas.

Confirmada a existência de modos próprios críticos urge definir as classes de tráfego de pedestres (função da densidade de utilizadores simultâneos - Quadro 34) e estabelecer critérios de conforto normalmente relacionados aos limites de aceleração (Quadro 35).

Quadro 34 - Classes de tráfego de pedestres em pontes pedonais (21)

Classe de tráfego	Densidade d $P \rightarrow Pedestre$	Descrição	Características
TC1	Grupo de 15P; $d = 15P/(B \cdot L)$	Tráfego muito pouco intenso	$B \rightarrow largura do tabuleiro$ $L \rightarrow comprimento do vão$
TC2	$d = 0.2P/m^2$	Tráfego pouco intenso	Circulação livre e confortável; possibilidade de ultrapassagem; o pedestre pode definir o ritmo de caminhada.
TC3	$d = 0.5P/m^2$	Tráfego intenso	Circulação irrestrita; a ultrapassagem pode ser temporariamente limitada.
TC4	$d = 1.0P/m^2$	Tráfego muito intenso	Restrição da liberdade de movimentos, circulação obstruída, ultrapassagem não é mais possível.
TC5	$d = 1.5P/m^2$	Tráfego excecionalmente intenso	Circulação desagradável, formação de multidão, o utilizador não pode definir o ritmo de caminhada

Quadro 35 - Classes de conforto em pontes pedonais (21)

Classe de conforto	Nível de conforto	Aceleração vertical máxima $a_{limit} \text{ [m/s}^2\text{]}$	Aceleração lateral máxima $a_{limit} \text{ [m/s}^2\text{]}$
CL1	Máximo	< 0.50	< 0.10
CL2	Médio	0.50 a 1.00	0.10 a 0.30
CL3	Mínimo	1.00 a 2.50	0.30 a 0.80
CL4	Desconforto inaceitável	> 2.50	> 0.80

Ultrapassada esta fase torna-se necessário quantificar o nível de amortecimento da estrutura.

A amplitude vibratória provocada pela ação dos pedestres depende muito do amortecimento da estrutura que dissipa a energia e reduz os deslocamentos. Esse amortecimento depende de características estruturais e da interação com elementos não estruturais tais como revestimento do tabuleiro, guarda-

corpos ou presença de mobiliário urbano. As interações entre esses vários elementos tornam difícil a avaliação precisa do amortecimento de uma ponte pedonal e a sua correta caracterização só pode ser feita por meio de medição após a conclusão da construção. Existem, no entanto, expressões analíticas que permitem estimar o amortecimento da estrutura para efeitos de criação do modelo de cálculo numérico.

O Quadro 36 apresenta os níveis mínimos e médios de coeficientes de amortecimento a considerar para o projeto de pontes pedonais, devidamente baseados nos critérios estabelecidos pelo Eurocódigo e visando um nível de conforto adequado

Quadro 36 - Coeficientes de amortecimento ξ para estado de serviço (21)

Tipo de estrutura	Mínimo ξ	Médio ξ
Betão armado	0.8%	1.3%
Betão pré-esforçado	0.5%	1.0%
Mista (metálica-betão)	0.3%	0.6%
Aço	0.2%	0.4%
Madeira	1.0%	1.5%
Stress-ribbon	0.7%	1.0%

Para grandes amplitudes de oscilação deverão ser utilizados os coeficientes de amortecimento presentes no quadro abaixo

Quadro 37 - Coeficientes de amortecimento ξ para grandes vibrações (21)

Tipo de estrutura	Coeficiente de amortecimento ξ
Betão armado	5.0%
Betão pré-esforçado	2.0%
Aço (ligações soldadas)	2.0%
Aço (ligações aparafusadas)	4.0%
Elastómeros reforçados	7.0%

Quadro 38 - Coeficientes de amortecimento para resposta dinâmica à ação sísmica (EN 1998) (21)

Tipo de estrutura	Intervalo de variação do coeficiente de amortecimento ξ
Betão	2.0% a 7.0%
Aço	1.0 a 4.0%

Após estimar o coeficiente de amortecimento deve-se partir para o cálculo das acelerações máximas, o que poderá ser feito através do método de um grau de liberdade (SDOF), método dos elementos finitos ou método da resposta espectral.

O método da resposta espectral para pedestres consiste numa análise no domínio do tempo. Baseia-se nos pressupostos de que a frequência excitadora dos pedestres coincide com as frequências naturais da ponte (ressonância), que a massa da estrutura é uniformemente distribuída, que os modos de vibração apresentam características sinusoidais não dando origem a sobreposição modal e que a estrutura apresenta um comportamento linear elástico.

Consiste num método empírico desenvolvido com base em pontes de vigas e a sua aplicação a estruturas com características distintas é limitada.

O método SDOF baseia-se no pressuposto de que o comportamento dinâmico de uma estrutura pode ser avaliado com base na análise modal onde uma oscilação arbitrária pode ser descrita pela combinação linear de diferentes oscilações harmónicas dos modos de vibração natural da estrutura. Deste modo a estrutura pode ser reduzida à combinação de diversos osciladores de um único grau de liberdade onde cada um deles tem uma frequência natural própria e uma massa equivalentes às da estrutura.

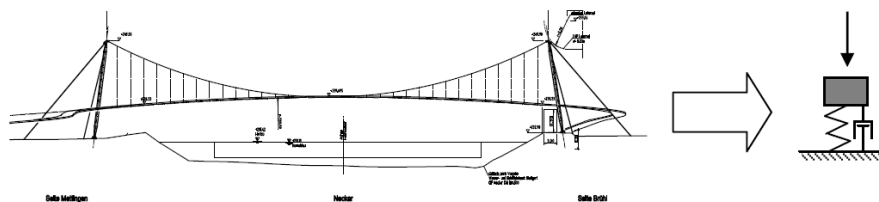


Figura 93 - Representação esquemática do método SDOF para um modo de vibração natural da estrutura (21)

O conceito passa por calcular separadamente a resposta dinâmica (aceleração) de cada frequência de vibração pertencente à gama crítica em análise.

A máxima aceleração a_{max} obtida em ressonância do modelo SDOF é calculada por,

$$a_{max} = \frac{p}{m} \cdot \frac{\pi}{\delta} = \frac{p}{m} \cdot \frac{1}{2 \cdot \xi} \quad (91)$$

onde,

p – carga generalizada

m – massa modal generalizada

ξ – coeficiente de amortecimento estrutural

δ – diminuição logarítmica do amortecimento

Tanto no método dos elementos finitos como no SDOF é necessário definir cargas harmónicas para calcular as acelerações.

A modelação das ações equivalentes a uma corrente ou grupo de pedestres consiste em admitir o movimento de n indivíduos que se deslocam de forma sincronizada ao longo do tabuleiro. De uma forma geral esta simplificação é suficiente para proceder à avaliação da resposta da ação dinâmica dos pedestres no projeto de pontes pedonais. No entanto, deverá haver especial cuidado na seleção da gama de frequências de modo a tornar este cálculo representativo da realidade.

A aplicação das cargas harmónicas deverá ser feita com base nas classes de tráfego estabelecidas pelo Quadro 34 gerando dois modelos distintos sendo eles:

- Modelo para TC1 a TC3 onde a densidade é inferior a uma pessoa por metro quadrado
- Modelo de carga para TC4 e TC5 onde a densidade é igual ou superior a uma pessoa por metro quadrado.

Em ambos os casos, a ação equivalente à corrente de pedestres consiste numa ação harmónica uniformemente distribuída $p(t)$, calculada da seguinte forma:

$$p(t) = P \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_s \cdot t) \cdot n' \cdot \Psi \quad [\text{N/m}^2] \quad (92)$$

onde,

$P \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_s \cdot t)$ - carga harmónica resultante de um pedestre

P – componente de força provocada por um pedestre andando a uma frequência f_s

f_s – frequência da caminhada a qual se assume igual à frequência natural da estrutura que se pretende analisar

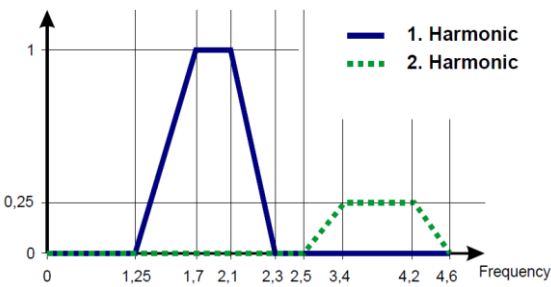
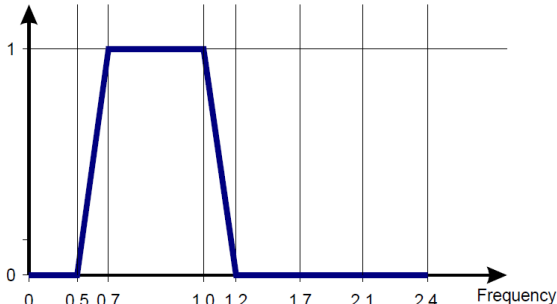
n' - número equivalente de pedestres na área carregada S

S – área de carregamento

Ψ - coeficiente de redução que considera a probabilidade da frequência de passada se aproximar da gama crítica de frequências naturais em análise

Os valores de P , n' e Ψ encontram-se definidos no Quadro 39 considerando a excitação do primeiro e segundo harmónico da ação equivalente à corrente de pedestres.

Quadro 39 - Parâmetros para modelo de carga TC1 a TC5 (21)

P [N]		
Vertical	Longitudinal	Lateral
280	140	35
Coeficiente de redução Ψ		
Vertical e longitudinal		Lateral
		
Número equivalente de pedestres n' sobre a superfície S		
TC1 a TC3		TC4 e TC5
Densidade $d < 1.0P/m^2$		Densidade $d \geq 1.0P/m^2$
$n' = \frac{10.8 \cdot \sqrt{\xi \cdot n}}{S} [m^{-2}]$		$n' = \frac{1.85 \cdot \sqrt{n}}{S} [m^{-2}]$
ξ – coeficiente de amortecimento da estrutura n – número de pedestres atuando sobre a superfície S ; ($n = S \cdot d$)		

Nesta análise, o modelo TC1 leva em consideração o movimento livre do pedestre em função da baixa densidade.

No caso de correntes de pedestres com maior densidade como em TC4 e TC5 a circulação fica limitada fazendo com que a velocidade de circulação diminua e aumente a sincronização entre as pessoas.

Para densidades superiores a $1.5P/m^2$ a circulação de pedestres é quase impossível fazendo com que os efeitos dinâmicos diminuam.

Assim, pode-se afirmar que quando uma corrente de pedestres aumenta de densidade a sincronização entre as pessoas também aumenta, mas os seus efeitos dinâmicos tendem a reduzir.

Essa sincronização entre os usuários de uma ponte pedonal pode dar origem a um efeito denominado “Lock-in”.

Nele, as vibrações da ponte induzem os pedestres a adaptar a frequência da sua passada dando origem à amplificação da resposta.

Este fenômeno está normalmente associado a deslocamentos laterais provocados pela circulação de pessoas e o cálculo do número de pedestres que lhe pode dar origem resulta de,

$$N_L = \frac{8 \cdot \pi \cdot \xi \cdot f}{k} \quad (93)$$

sendo

ξ – coeficiente de amortecimento estrutural

m – massa modal

f – frequência natural

k – constante (aproximadamente 300Ns/m para a gama de frequências 0.5 a 1.0Hz)

Testes experimentais indicam que uma pessoa isolada a caminhar a uma frequência 0.2Hz tende a sincronizar os seus movimentos com as vibrações do tabuleiro da ponte. Pessoas que caminham mais rapidamente não são afetadas pela vibração do tabuleiro uma vez que os seus pés permanecem menos tempo em contacto com o mesmo.

O gatilho ou limite para o “Lock-in” em termos de aceleração fixa-se no intervalo de 0.1 a 0.15m/s².

$$0.10 \leq a_{lock-in} \leq 0.15 \quad [m/s^2] \quad (94)$$

A etapa final da avaliação da resposta dinâmica das ações dos pedestres consiste em realizar as verificações relacionadas ao nível de conforto estabelecidos no Quadro 35.

Caso os limites de acelerações vertical e lateral não sejam cumpridos deverão ser tomadas medidas para melhorar o comportamento dinâmico da ponte pedonal que poderão passar pela alteração da massa, alteração da frequência, modificação do amortecimento estrutural ou adição de amortecimento controlado (mecanismos de controle de frequências).

Já em relação ao efeito dinâmico da ação do vento, de um modo geral as forças aerodinâmicas são substancialmente independentes dos modos de vibração das estruturas.

No entanto, existem casos em que essas mesmas forças ocorrem com frequências próximas aos modos naturais de vibração das pontes excitando-as e provocando modos oscilatórios de amplitude crescente.

É o caso do clássico fenómeno “aeroelastic flutter” responsável pelo emblemático acidente de Tacoma e que ocorre quando as frequências flexionais e torsionais são muito próximas (Figura 95).

Nele, um fluxo de ar tende a gerar oscilações flexotorsionais que mediante uma pequena variação do angulo de incidência gera impulso ascendente.

O “flutter” pode ser induzido pelo fenómeno “vortex shedding” (Figura 94) que consiste em um fluxo oscilante que ocorre quando um fluido passa por um corpo esculpado (oposto a aerodinâmico) a uma determinada velocidade. Nesse fluxo, são criados vórtices na parte de trás do corpo que se destacam periodicamente para cada lado formando uma faixa de vórtices Von Kármán. O fluxo de ar que passa pelo objeto cria vórtices alternados de baixa pressão no lado a jusante do objeto e este tende a mover-se em direção à zona de baixa pressão.

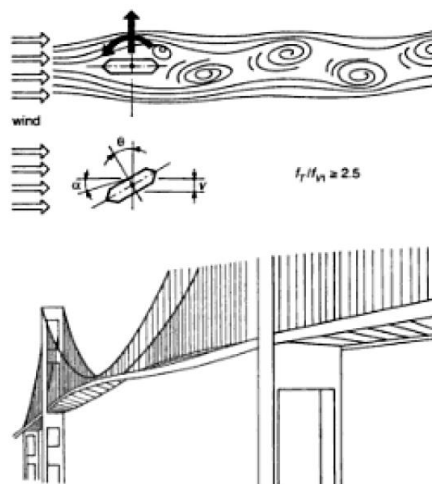


Figura 94 - Representação esquemática do fenômeno "aeroelastic flutter" provocado por "vortex shedding" (16)

O fenômeno "flutter" também pode ter origem em oscilações autoexcitantes causadas pelo próprio movimento. Este mecanismo encontra-se representado na Figura 95 para o caso de uma diferença de fase de $\pi/2$ entre as frequências naturais de flexão e torção.

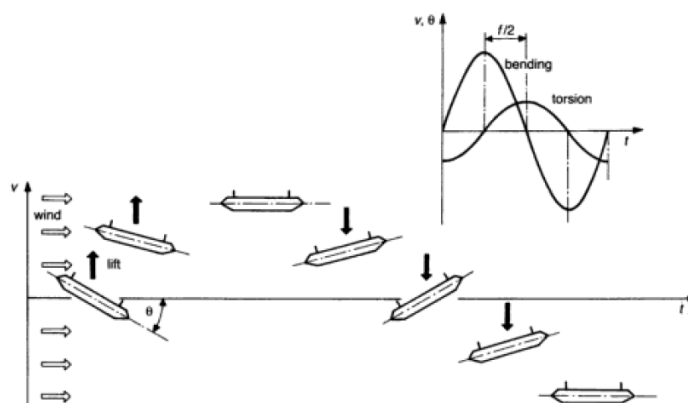


Figura 95 - Representação esquemática do fenômeno "aeroelastic flutter" provocado por oscilação autoexcitante (16)

A partir de uma velocidade crítica, o tabuleiro recebe mais energia que aquela que consegue dissipar por efeitos de amortecimento e produz um movimento oscilatório no qual os deslocamentos crescem rapidamente conduzindo ao colapso da estrutura.

Outras instabilidades associadas às forças aerodinâmicas tais como o "galloping" são conhecidas, mas o seu detalhamento não é pertinente em função das secções previstas para a presente estrutura.

Fontes:

(21)

(16)

(52)

4.5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

4.5.1. CABOS ESTRUTURAIS

Conforme referenciado anteriormente nos subcapítulos 2.3.3 e 3.2.5 o presente projeto prevê a utilização de cabos tipo FLC² nos elementos estruturais principais e cabos tipo OSS³ nos pendurais.

Os esforços máximos mais desfavoráveis calculados com base nas combinações de Estado Limite Último e na condição permanente (ELS-01) foram detalhados em 4.2.6.1 e encontram-se resumidos no Quadro 40.

Quadro 40 - Esforços máximos obtidos em ELU e em estado permanente (ELS-01)

Elemento estrutural	Tipo	Quantidade	N _{sd} [kN]	
			ELU	ELS-01
Cabos Principais	FLC	9	1427	1196
Cabos Inferiores (estabilizadores)	FLC	2	1142	951
Pendurais Ancorados no Solo (P1)	OSS	8	110	70
Pendurais de Ligação entre Cabos (P2)	OSS	34	56	44

O dimensionamento de cabos estruturais deve levar em consideração os níveis de tensão máximos (ELU) e garantir um bom comportamento à fadiga (ELS). Para isso a tensão permanente a que os cabos estarão sujeitos deverá ser limitada a $0.45f_t$ resultando as capacidades resistentes mínimas do Quadro 41

Quadro 41 - Esforços resistentes mínimos

Elemento estrutural	Tipo	Quantidade	N _{rd} mínimo [kN]	
			ELU	ELS-01 (lim. 0.45f _t)
Cabos Principais	FLC	9	1427	2658
Cabos Inferiores (estabilizadores)	FLC	2	1142	2114
Pendurais Ancorados no Solo (P1)	OSS	8	110	156
Pendurais de Ligação entre Cabos (P2)	OSS	34	56	98

Ao analisar as características técnicas dos cabos FLC conclui-se que o diâmetro nominal de 52mm é adequado para os cabos principais enquanto os cabos inferiores (estabilizadores) poderiam ter a sua secção reduzida para 48mm de diâmetro.

Quadro 42 - Características técnicas dos cabos FLC² da Macalloy

Diameter (mm)	Cross Section A (mm ²)	Minimum Break Load MBL (kN)	Elastic Stiffness E-A (MN)	Weight (kg/m)
32	681	1015	112	5.6
36	862	1285	142	7.1
40	1077	1605	178	8.9
44	1303	1945	215	10.7
48	1551	2315	256	12.8
52	1841	2750	304	15.2

² Full Locked Coil Strand

³ Open Spiral Strand

Já em relação aos pendurais materializados por cabos OSS pode-se concluir que estão claramente sobredimensionados podendo os cabos P1 ficar limitados ao diâmetro de 16mm e os cabos P2 limitados ao diâmetro de 12mm.

Quadro 43 - Características técnicas dos cabos OSS³ da Macalloy

Diameter (mm)	Cross Section A (mm ²)	Minimum Break Load MBL (kN)	Elastic Stiffness E-A (MN)	Weight (kg/m)
12	88	135	14.6	0.7
16	157	240	25.9	1.3
20	245	380	40.4	2.0
24	353	545	58.2	2.9
28	480	745	79.3	4.0
32	628	970	104	5.2

O Quadro 44 apresenta o dimensionamento dos cabos estruturais de acordo com as necessidades mínimas.

Quadro 44 - Dimensionamento mínimo dos cabos estruturais

Elemento estrutural	Tipo	Quantidade de cabos	Comprimento total [m]	Diâmetro [mm]	A [mm ²]	MBL [kN]	Peso [kg/m]	N _{sd} [kN]	σ _{sd} [MPa]	Peso parcial [kg]
Cabos Principais	FLC	9	1189.2	52	1841	2750	15.2	2658	1444	18076
Cabos Inferiores (estabilizadores)	FLC	2	178	48	1551	2315	12.8	2114	1363	2278
Pendurais Ancorados no Solo (P1)	OSS	8	41.7	16	157	240	1.3	156	994	54
Pendurais de Ligação entre Cabos (P2)	OSS	34	51	12	88	135	0.7	98	1114	36
								Peso total		20444

Por questões estéticas e dada a evidente necessidade de realização de um estudo dinâmico aprofundado opta-se por proceder à padronização dimensional dos cabos.

Assim, os cabos longitudinais serão do tipo FLC 52mm enquanto os pendurais serão do tipo OSS 16mm.

Esta medida visa garantir uma relativa margem de manobra no nível de pré-esforço dos cabos para eventuais ajustes resultantes da análise dinâmica e traduz-se no aumento de peso (custo) de 2.2%.

Quadro 45 - Dimensionamento final dos cabos estruturais

Elemento estrutural	Tipo	Quantidade de cabos	Comprimento total [m]	Diâmetro [mm]	A [mm ²]	MBL [kN]	Peso [kg/m]	N _{sd} [kN]	σ _{sd} [MPa]	Peso parcial [kg]
Cabos Principais	FLC	9	1189.2	52	1841	2750	15.2	2658	1444	18076
Cabos Inferiores (estabilizadores)	FLC	2	178	52	1841	2750	15.2	2114	1148	2706
Pendurais Ancorados no Solo (P1)	OSS	8	41.7	16	157	240	1.3	156	994	54
Pendurais de Ligação entre Cabos (P2)	OSS	34	51	16	157	240	1.3	98	624	66
								Peso total		20902

4.5.2. TABULEIRO

O tabuleiro da presente ponte pedonal será constituído por tabuas de madeira de Ipê com 30mm de espessura apoiadas transversalmente com relação aos cabos principais.

O dimensionamento deste elemento depende essencialmente dos esforços provocados pelas sobrecargas de utilização cujos valores característicos são estabelecidos na NP EN 1991-2:2017.

No estudo em questão, a ação crítica corresponde à sobrecarga acidental provocada pela presença de um veículo de serviço – Q_{serv} – mais precisamente Q_{sv1} correspondente ao seu eixo traseiro.

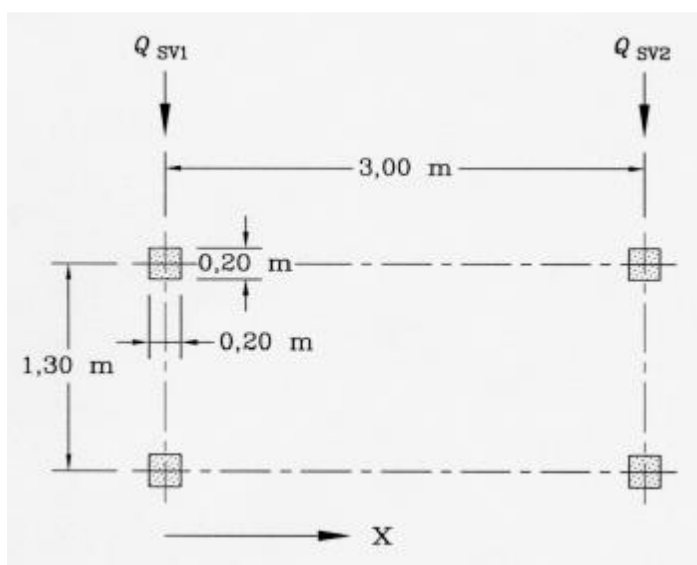


Figura 96 - Modelo de distribuição das ações acidentais resultantes do veículo de serviço Q_{serv}

O eixo Q_{sv1} transmite para cada roda, uma força vertical de 40kN e uma força longitudinal (frenagem) correspondente a 60% dessa ação (24kN). As referidas cargas são uniformemente distribuídas numa superfície quadrada com 0.2m de lado.

O reduzido afastamento entre os cabos principais (32.5cm) faz com que o estado de flexão praticamente não ocorra resultando um estado de corte puro.

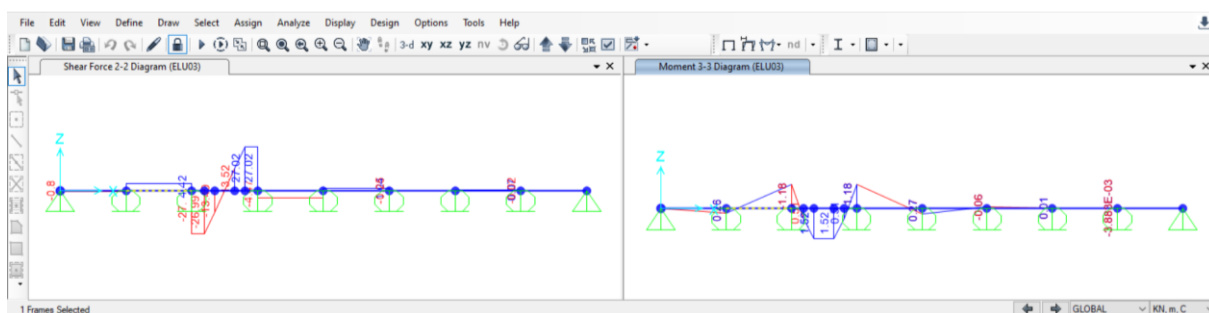


Figura 97 – Diagramas de esforço transversal (V_2) e momento fletor (M_3) em ELU

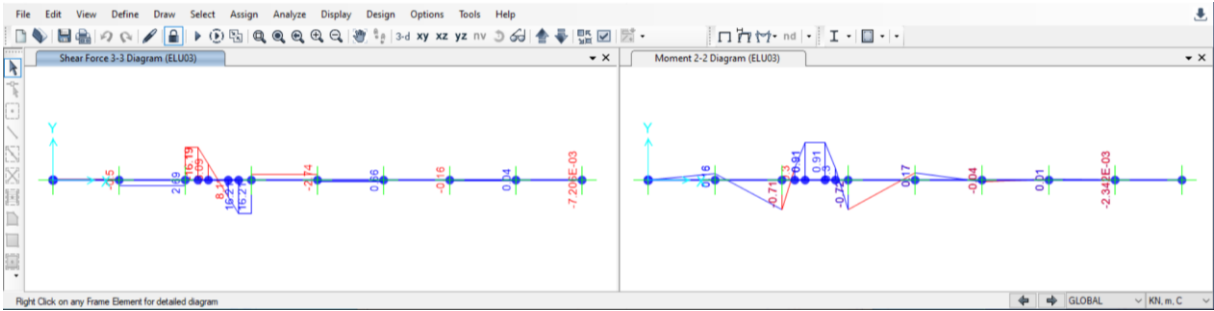


Figura 98 - Diagramas de esforço transverso (V3) e momento fletor (M2) em ELU

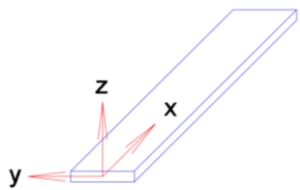


Figura 99 - Eixos direcionais do elemento de madeira

Quadro 46 - Esforços de cálculo do elemento de madeira

N	V ₂	V ₃	M ₂	M ₃
48.8	27.02	16.21	1.52	0.91

No intuito de desenvolver um dimensionamento conservativo opta-se por admitir que o esforço de tração máximo do elemento de madeira é semelhante ao verificado nas carlingas.

Assim, o elemento de madeira deve ser dimensionado para a situação de tração paralela às fibras e esforço transverso perpendicular e paralelo.

O dimensionamento de elementos de madeira foi realizado de acordo com os critérios estabelecidos no Eurocódigo 5, prEN 1995-1-1:2003 e prEN 1995-2:2004.

Para tensões paralelas às fibras:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \tag{95}$$

onde

$\sigma_{t,0,d}$ é o valor de cálculo da tensão de tração atuante ao longo das fibras

$f_{t,0,d}$ é o valor característico da tensão de tração resistente ao longo das fibras

$$f_{t,0} = 160.5MPa \tag{96}$$

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0}}{\gamma_M} = 1.1 \cdot \frac{160.5}{1.3} = 135.1MPa \tag{97}$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{48.8 \cdot 10^{-3}}{0.18 \cdot 0.03} = 9.04MPa \tag{98}$$

Para compressões perpendiculares às fibras:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad (99)$$

onde

$\sigma_{c,90,d}$ é o valor característico da tensão de compressão atuante na direção perpendicular às fibras

$f_{c,90,d}$ é o valor característico da tensão de compressão resistente na direção perpendicular às fibras

$k_{c,90,d}$ é um fator que depende da configuração de carga, possibilidade de rachadura e grau de deformação por compressão; habitualmente deverá ser considerado 1.0

$$f_{t,90} = 25\% \cdot f_{t,0} = 0.25 \cdot 82.9 = 20.725 MPa \quad (100)$$

$$f_{t,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0}}{\gamma_M} = 1.1 \cdot \frac{20.725}{1.3} = 17.54 MPa \quad (101)$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{27.02 \cdot 10^{-3}}{0.18 \cdot 0.03} = 50 MPa \quad (102)$$

Para esforço transversal ou corte:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (103)$$

onde

$\tau_{t,d}$ é o valor característico da tensão de corte atuante

$f_{v,d}$ é o valor característico da tensão de corte resistente

Nota: a tensão de corte resistente para um elemento com duas componentes de esforço transversal paralelas às fibras (rolling shear) é aproximadamente igual ao dobro da tensão resistente perpendicular às fibras.

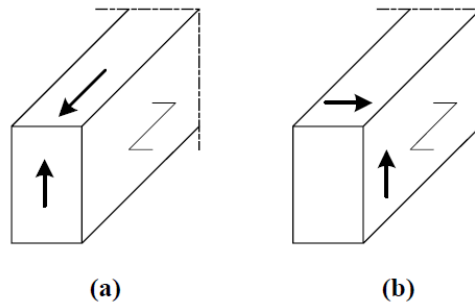


Figura 100 - (a) elemento de madeira com uma componente de esforço transversal paralelo às fibras; (b) elemento de madeira com duas componentes de esforço transversal paralelas às fibras (rolling shear)

$$f_{v,d} = 2 \cdot f_{t,90,d} = 2 \cdot 17.54 = 35.08 MPa \quad (104)$$

$$\tau_d = \frac{(27.02 + 16.21) \cdot 10^{-3}}{0.18 \cdot 0.03} = 8.01 MPa \quad (105)$$

A verificação à fadiga foi realizada pelo método simplificado que limita o coeficiente k dado pela expressão 106 a :

0.6 – para elementos sujeitos a compressão paralela às fibras

0.2 – para elementos sujeitos a flexão ou tração

0.15 – para elementos sujeitos a esforço transversal

$$k = \frac{|\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}|}{\frac{f_k}{\gamma_{M,fat}}} \quad (106)$$

onde,

$\sigma_{d,max}$ – valor de cálculo da tensão máxima atuante com origem em carga de fadiga

$\sigma_{d,min}$ – valor de cálculo da tensão mínima atuante com origem em carga de fadiga

f_k – valor característico da tensão resistente relevante

$\gamma_{M,fat}$ – fator parcial do material

$$k_{tração} = \frac{\left| \frac{48.8}{0.18 \cdot 0.03} - 0 \right| \cdot 10^{-3}}{135.1} = 0.07 \quad (107)$$

$$k_{corte} = \frac{\left| \frac{(27.02 + 16.21)}{0.18 \cdot 0.03} - \frac{(0.16)}{0.18 \cdot 0.03} \right| \cdot 10^{-3}}{35.08} = 0.14 \quad (108)$$

Fontes:

(41)

(42)

(53)

(54)

4.5.3. CARLINGAS

O dimensionamento das carlingas foi realizado em regime elástico de acordo com o Eurocódigo 3 nomeadamente a NP EN 1993-1-1 seguindo os critérios gerais apresentados no fluxograma da Figura 101

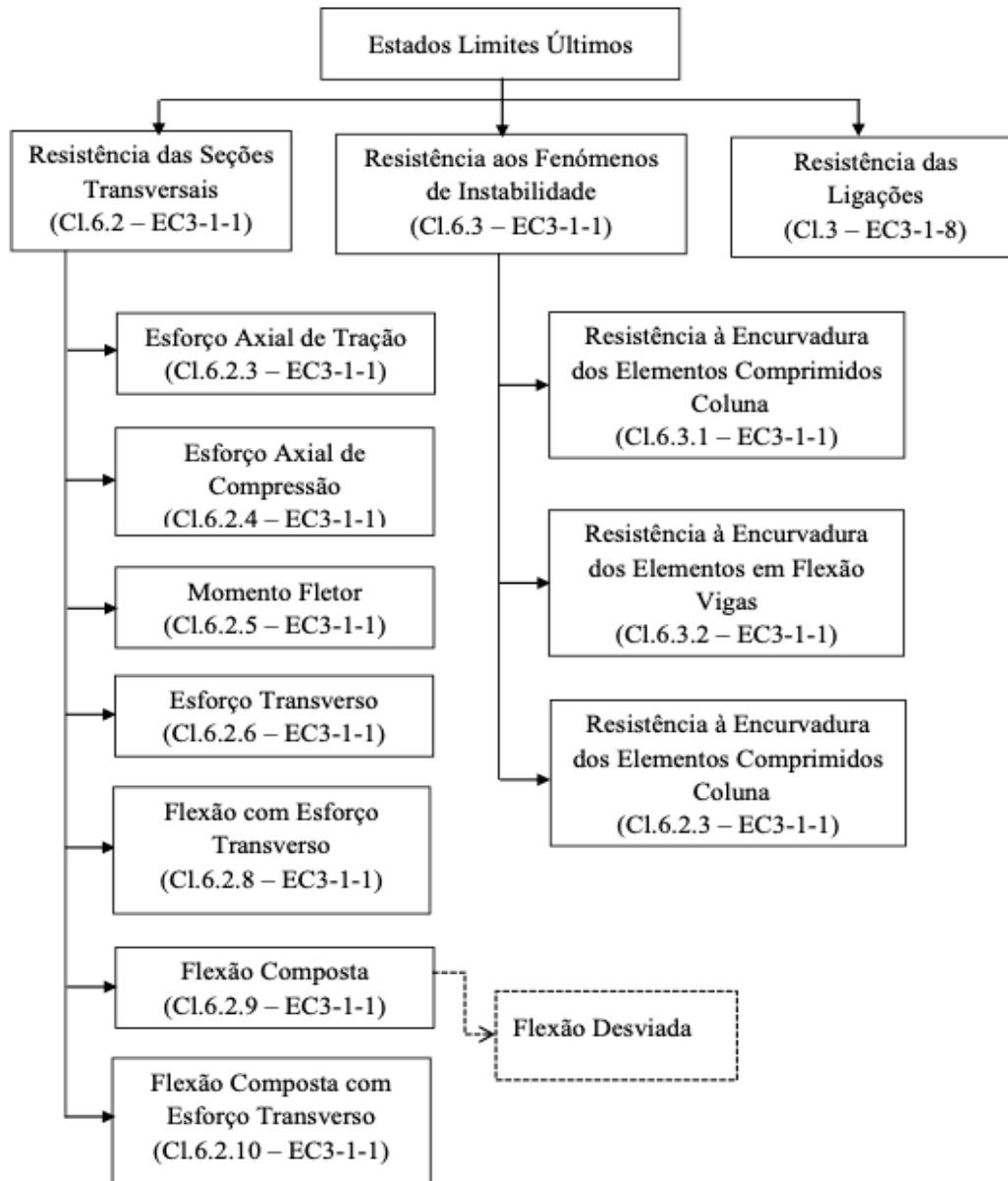


Figura 101 - Critérios gerais de dimensionamento ELU (55)

Os esforços de cálculo das carlingas encontram-se resumidos no Quadro 24 do capítulo 4.2.6.1 tendo sido desprezados os esforços transversos V_2 , os esforços de torção T e momento fletor M_2 dada a insignificância dos valores registrados.

As verificações ELU da resistência das secções transversais foram realizadas para os esforços isolados e posteriormente para flexão composta com esforço transverso.

As respetivas memórias de cálculo encontram-se apresentadas abaixo no formato de fluxogramas.

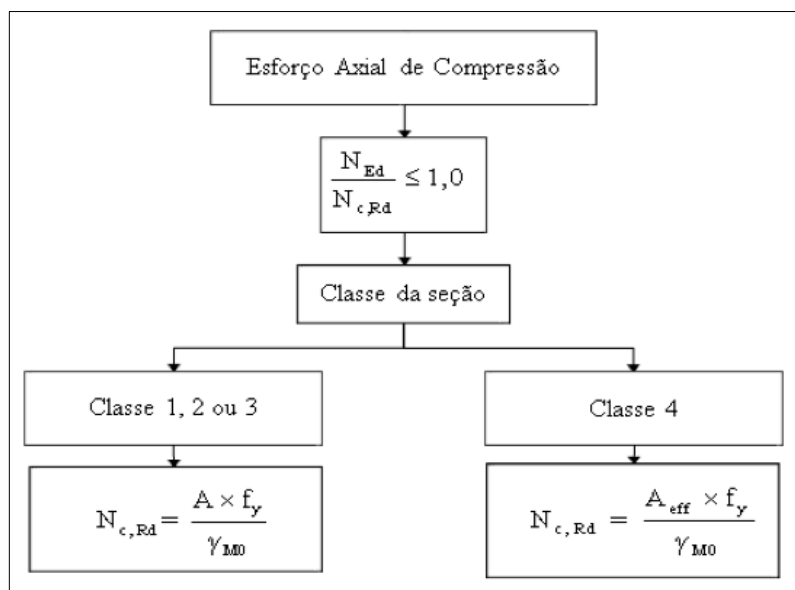


Figura 102 - Fluxograma de dimensionamento de secções à compressão (55)

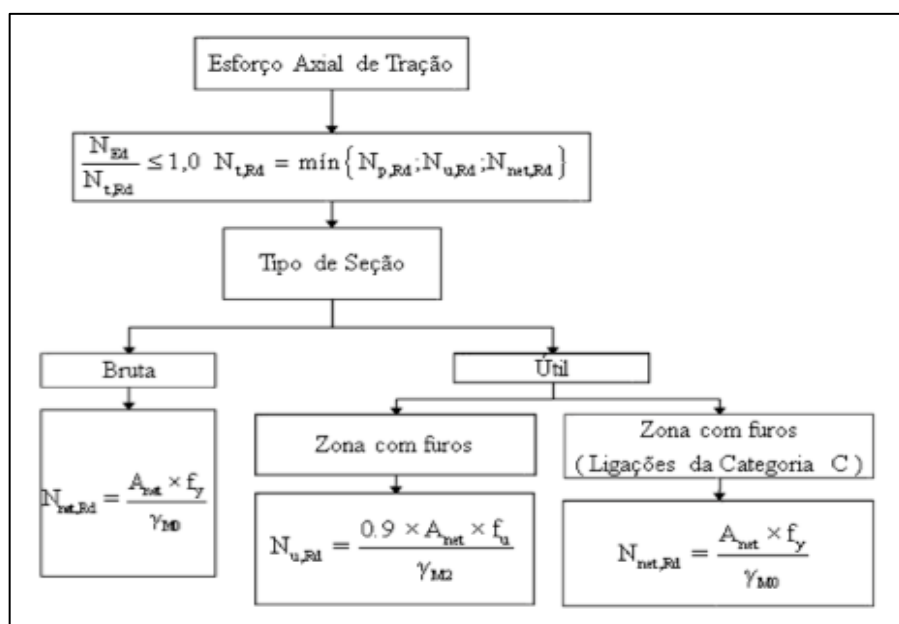


Figura 103 - Fluxograma de dimensionamento de secções à tração (55)

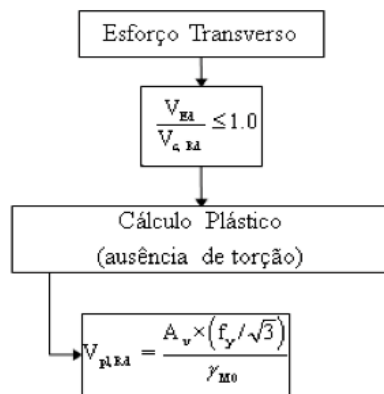


Figura 104 - Fluxograma de dimensionamento de secções a esforço transverso (55)

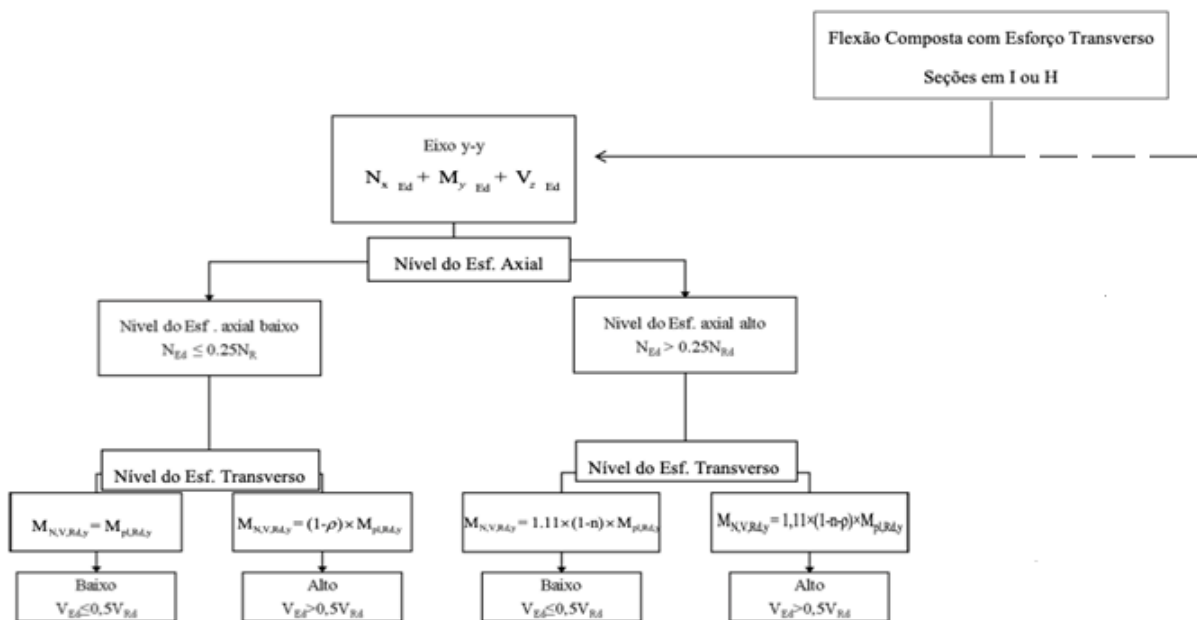


Figura 105 - Fluxograma de dimensionamento de secções à flexão composta com esforço transverso (55)

O perfil metálico IPE120 mostrou-se adequado para as carlingas localizadas na secção central da estrutura, mas insuficiente para as carlingas junto aos encontros. Note-se que a verificação realizada é muito conservativa uma vez que exclui a distribuição plástica parcial de tensões.

A solução para esta questão passou por adotar perfis metálicos com maior altura. Em alternativa poder-se-ia ter adotado uma solução de perfis soldados lateralmente, mas essa é uma definição que poderá ser detalhada na fase de projeto de execução.

Assim, as secções adotadas para as carlingas encontram-se apresentadas no Quadro 47

Quadro 47 - Verificação ELU para os perfis I adotados para as carlingas

Elemento	Perfil adotado	Esforços máximos				Verificações ELU			
		Combinação	N	V2	M3	Tração	Corte	Flexão	Flexão composta com esforço transversal
CR6 a CR16	IPE 120	ELU-08	35.4	-55.6	-39.0	0.04	0.21	0.90	0.90
CR01 e CR21 CR03 a CR05 CR17 a CR19	IPE 160	ELU-08	17.8	-26.7	-19.4	0.04	0.26	0.90	0.81
CR02 e CR20	IPE 180	ELU-08	48.8	10.0	-51.8	0.05	0.28	0.11	0.11

Fontes:

(56)

(55)

(57)

(58)

4.5.4. GUARDA-CORPO

O guarda-corpo será constituído por dois cabos longitudinais paralelos ao tabuleiro e por uma rede metálica de cabos de aço com 2mm de espessura ligada ao cabo principal de borda.

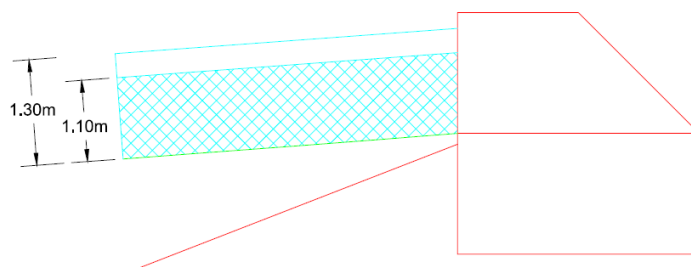


Figura 106 - Características geométricas do guarda corpo

A NP EN 1991-2:2017 estabelece em 4.8 que a ação característica para dimensionamento de guarda-corpos corresponde a uma carga distribuída de 1.0kN/m a atuar nas direções vertical e transversal.

A massa de uma rede metálica com as características citadas é da ordem dos 1.65 kg/m² que transformada em desenvolvimento corresponde a uma força linearmente distribuída de 0.0162 kN/m.

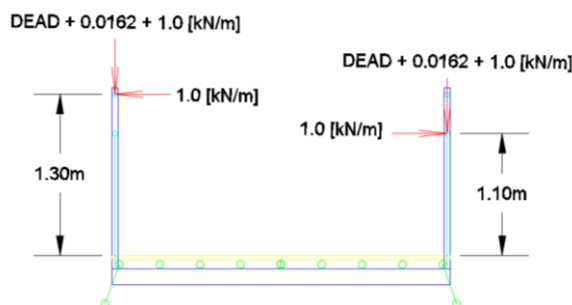


Figura 107 - Representação esquemática dos esforços atuantes no guarda-corpo

A determinação dos esforços atuantes nos referidos cabos foi realizada com o auxílio do formulário “Cable Geometry” do programa SAP2000.

Admite-se a existência de montantes do guarda-corpo espaçados de 3m limitando-se a flecha máxima do cabo a $L/250$ para a combinação de serviço ELS11.

Quadro 48 - Esforços máximos obtidos nas combinações ELS01, ELS11 e ELU

Combinação	N_{sd} [kN]	$\Delta L/L$
ELS01	105	10000
ELS11	101	264
ELU	115	219

Objetivando um bom comportamento à fadiga limitou-se a tensão permanente nos cabos a $0.45f_t$ resultando as capacidades resistentes mínimas do Quadro 49.

Quadro 49 - Esforços resistentes mínimos

Elemento Estrutural	Quantidade	N_{rd} mínimo [kN]	
		ELU	ELS-01 (lim. 0.45ft)
Cabos de guarda-corpo	4	115	234

Face ao esforço identificado, a escolha recaiu em cabos de aço tipo OSS com 16mm de diâmetro.

Quadro 50 - Dimensionamento final dos cabos do guarda-corpo

Elemento	Tipo	Quantidade de cabos	Comprimento total [m]	Diâmetro [mm]	A [mm ²]	MBL [kN]	Peso [kg/m]	N_{sd} [kN]	σ_{sd} [MPa]	Peso total [kg]
Cabos guarda-corpo	OSS	4	528.53	16	157	240	1.3	115	732	687

O esforço dos montantes resulta das reações obtidas na modelação anterior.

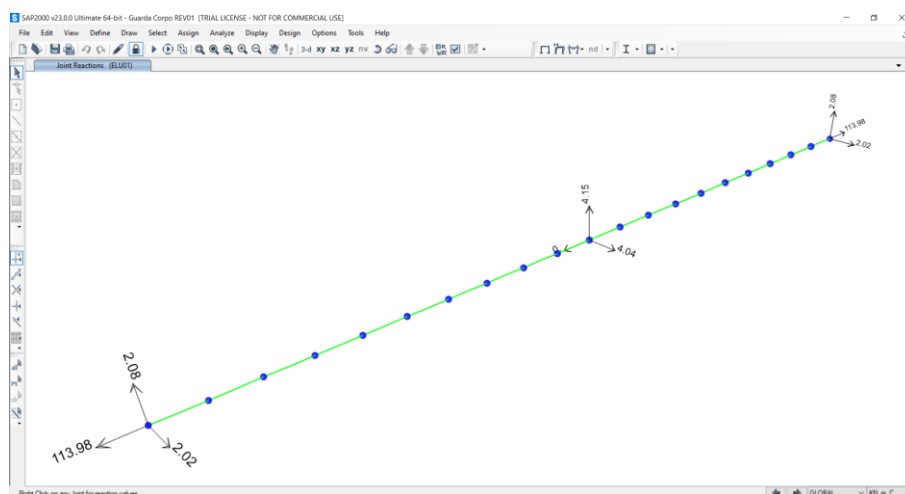


Figura 108 - Reações da combinação ELU

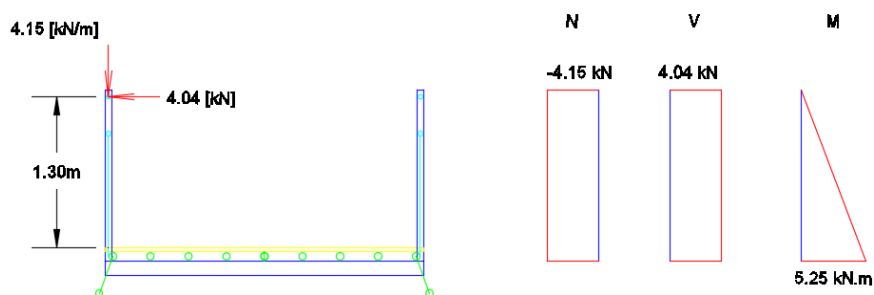


Figura 109 - Esforços de cálculo dos montantes dos guarda-corpos

Como se pode observar o nível de esforço presente nos montantes é muito reduzido pelo que o seu dimensionamento poderá ser realizado após detalhamento arquitetónico devidamente validado pelo Dono de Obra.

Esta simplificação não trará prejuízo à análise estrutural e terá reduzido impacto orçamental.

Fontes:

(42)

(59)

5

PROCESSO CONSTRUTIVO

5.1. DESCRIÇÃO GERAL DO PROCESSO CONSTRUTIVO

No sentido de otimizar os recursos envolvidos na obra e limitar o impacto ambiental sugere-se a adoção do seguinte faseamento construtivo.

1. Implantação do estaleiro.
2. Decapagem das áreas correspondentes aos encontros e blocos de ancoragem.
3. Execução das ancoragens.
4. Preparação das armaduras e cofragens dos elementos de betão (encontros e blocos de ancoragem).
5. Lançamento do betão seguindo-se o necessário período de cura.
6. Lançamento dos cabos auxiliares necessários ao processo construtivo utilizando gruas móveis e carreteis. Em alternativa poderão ser utilizadas barcas para proceder ao lançamento dos cabos principais.
7. Lançamento dos cabos principais e aplicação do primeiro estágio de pré-esforço.
8. Instalação das carlingas.
9. Fixação dos pendurais aos cabos principais.
10. Lançamento dos cabos de estabilização inferiores e conexão aos pendurais.
11. Aplicação do segundo estágio de pré-esforço.
12. Instalação do piso de madeira.
13. Instalação dos montantes e dos cabos de sustentação dos guarda corpos.
14. Instalação das redes de proteção dos guarda corpos.
15. Aplicação do terceiro e último estágio de pré-esforço à temperatura ambiente de 20°C.
16. Instalação de infraestrutura de dados.
17. Instalação de iluminação de piso.
18. Acabamento de acessos à ponte
19. Limpeza geral

5.2. AÇÕES E ESFORÇOS PRESENTES NO PROCESSO CONSTRUTIVO

Ao longo do processo construtivo, cada elemento pode sofrer tipos e intensidades diferentes de esforços. Em alguns casos esses esforços chegam mesmo a ser superiores ao que o elemento irá experimentar ao longo da sua vida útil (pós conclusão da obra) sendo por isso importante avaliar os efeitos do processo construtivo.

Pelo facto de a estrutura em análise ser uma ponte suspensa simples, o modelo estrutural não irá se alterar durante o processo construtivo, mas é possível identificar claramente três níveis distintos de esforços ao longo da sua construção.

As principais alterações de esforços ocorrem no intervalo compreendido entre as fases 7 e 15 da construção e a evolução dos esforços, reações e deformadas encontram-se apresentados nas figuras, quadro resumo e gráficos abaixo.

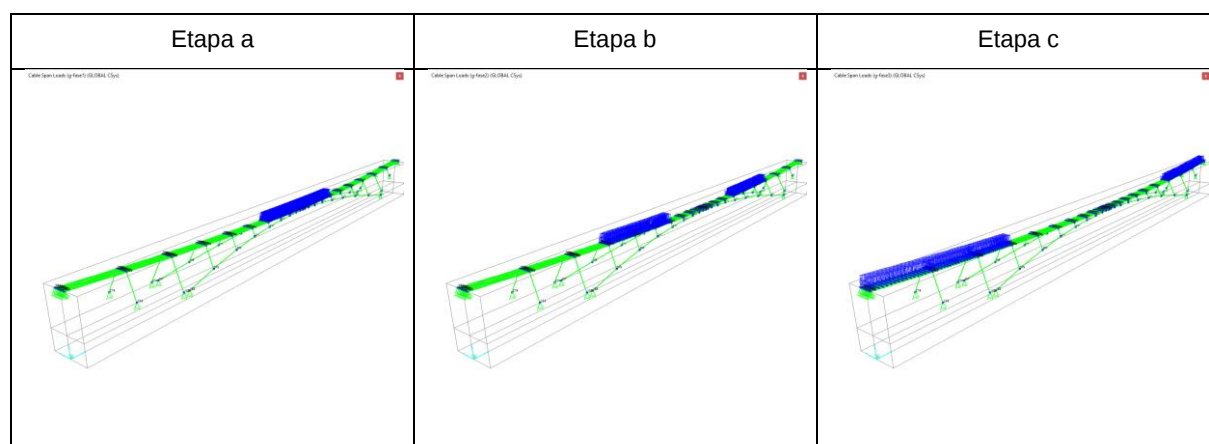


Figura 110 - Etapas de instalação do piso de madeira (Fase 12)

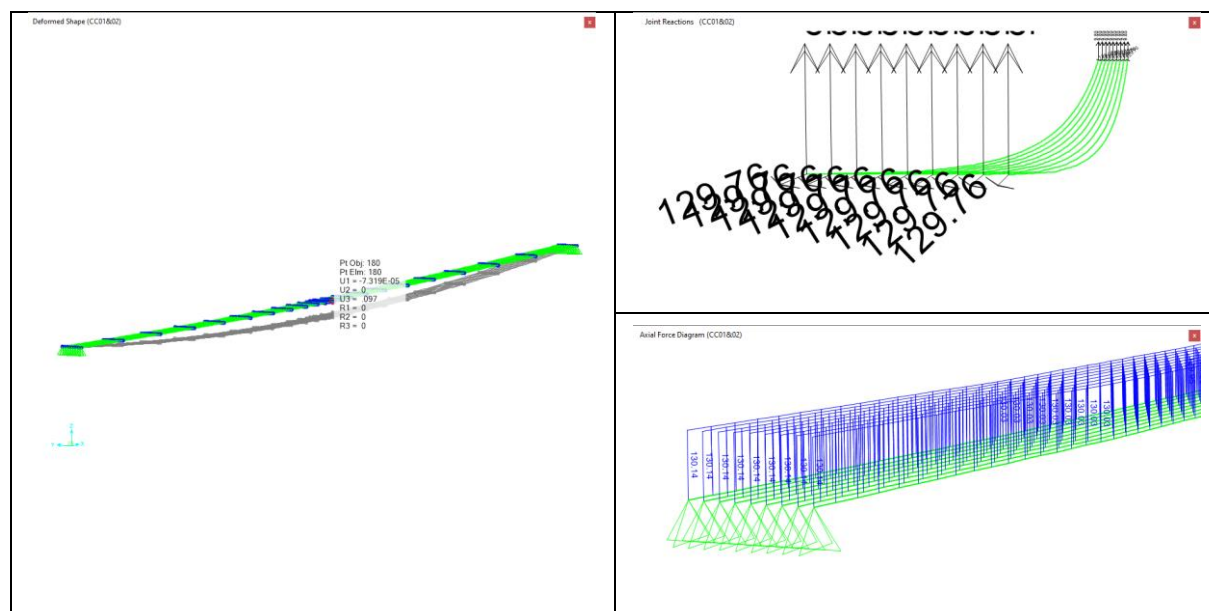


Figura 111 - Processo construtivo – Fase 7 – Lançamento dos cabos principais e aplicação do primeiro estágio de pré-esforço.

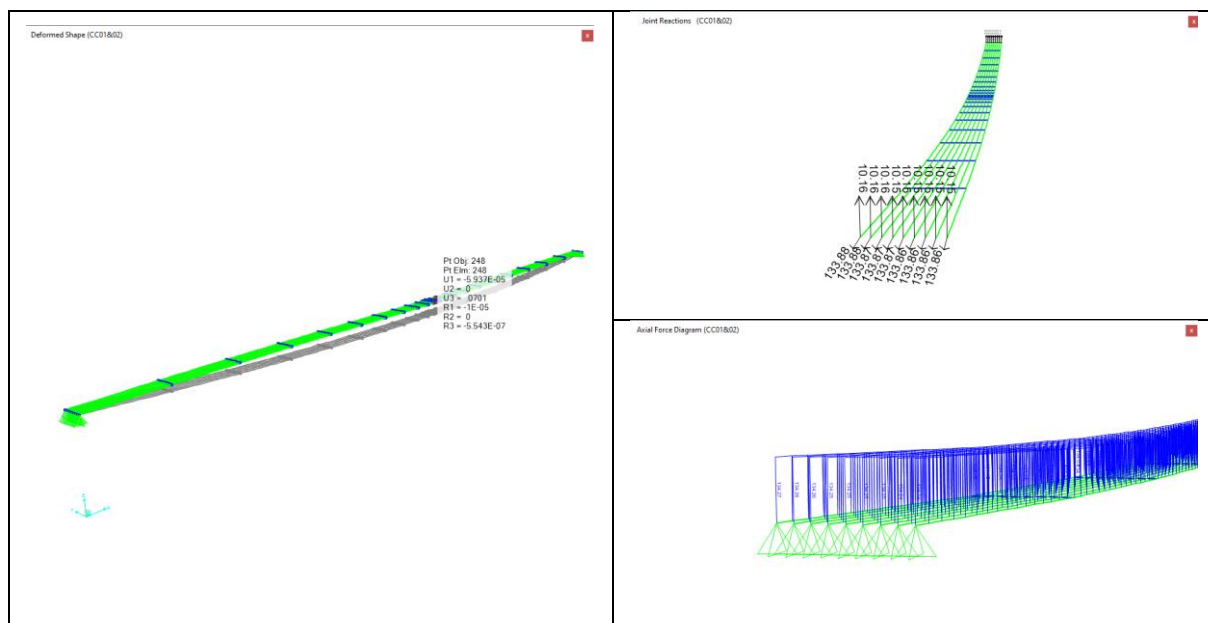


Figura 112 - Processo construtivo – Fase 8 – Instalação das carlingas.

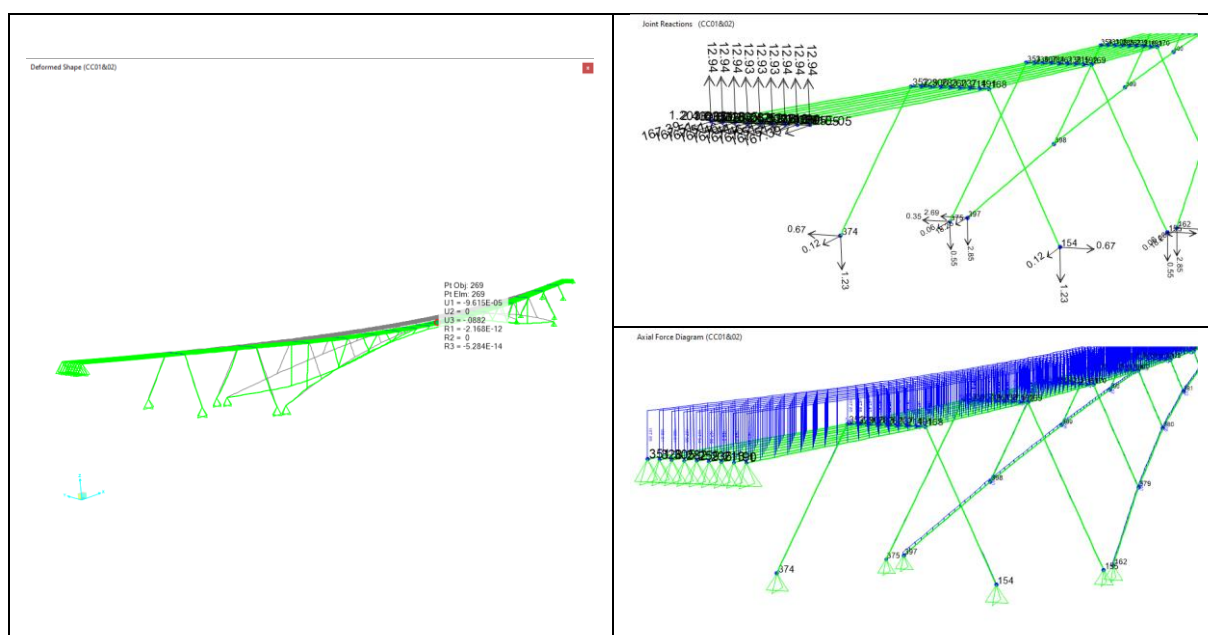


Figura 113 - Processo construtivo - Fases 9 e 10 - Fixação dos pendurais e lançamento dos cabos inferiores.

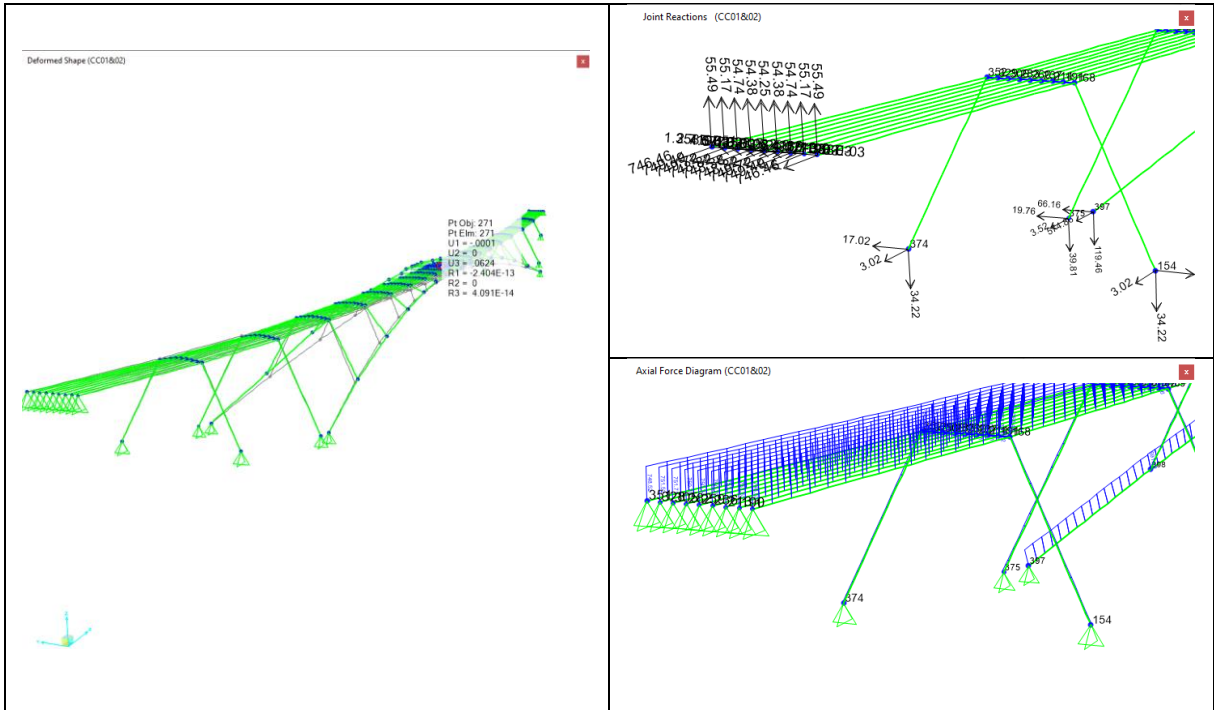


Figura 114 - Processo construtivo - Fase 11 - Aplicação do segundo estágio de pré-esforço

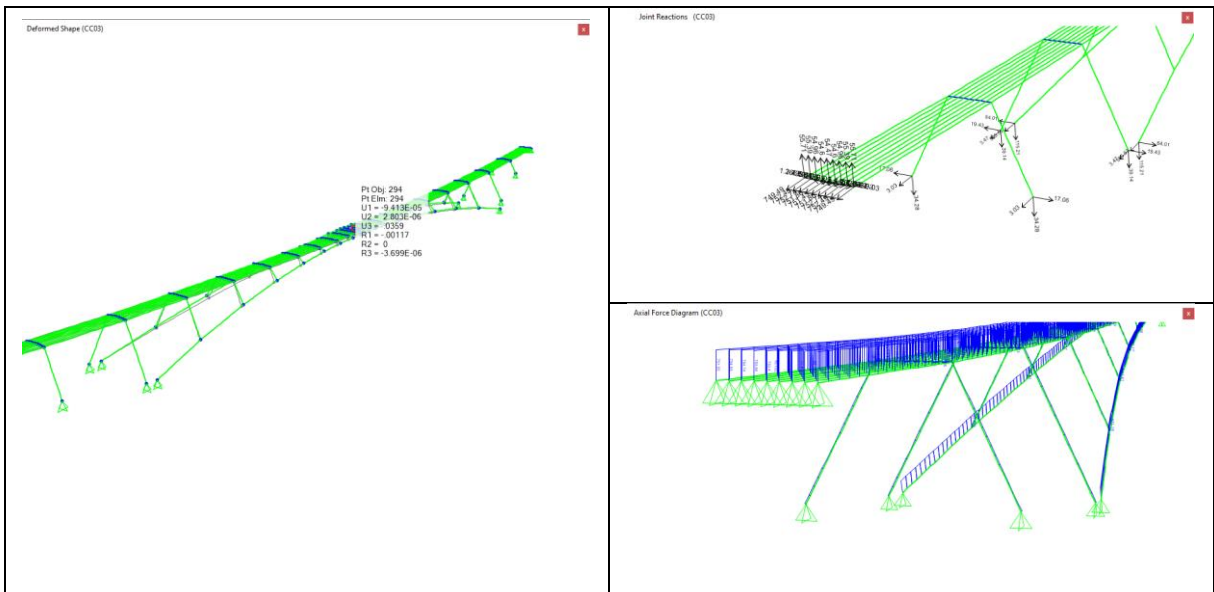


Figura 115 - Processo construtivo - Fase 12a - Instalação do piso de madeira

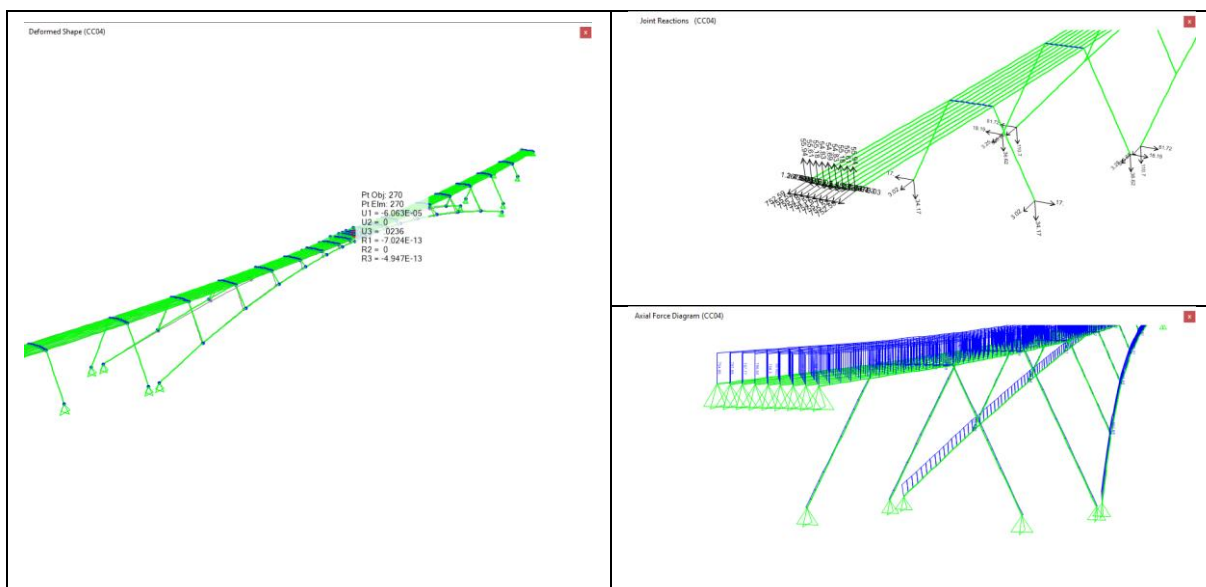


Figura 116 - Processo construtivo - Fase 12b - Instalação do piso de madeira

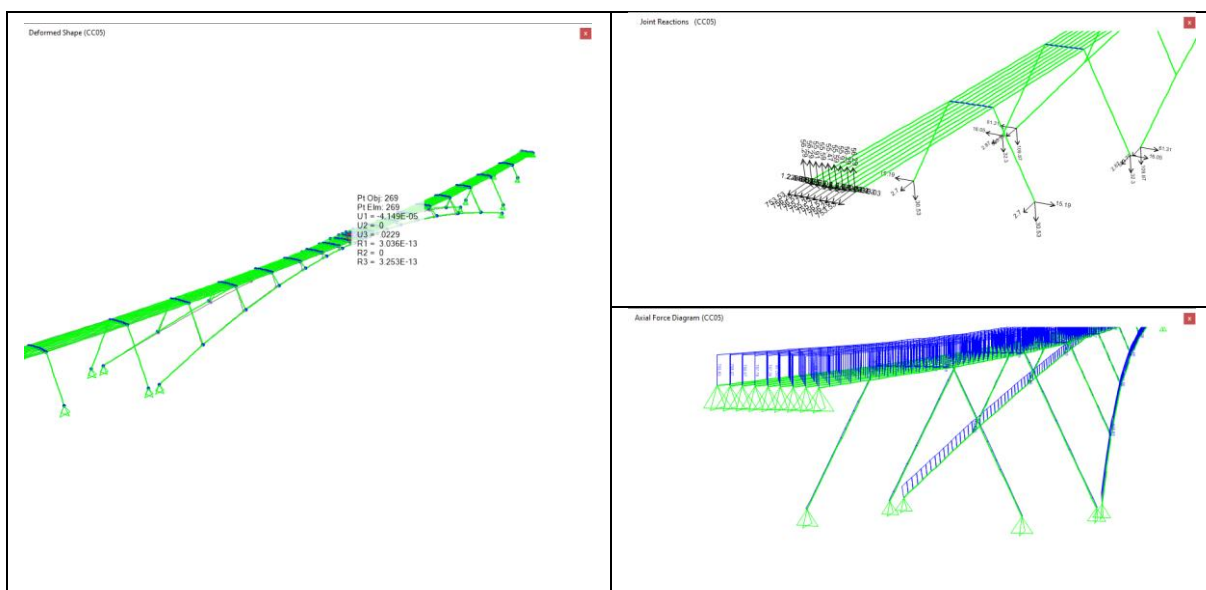


Figura 117 - Processo construtivo - Fase 12c - Instalação do piso de madeira

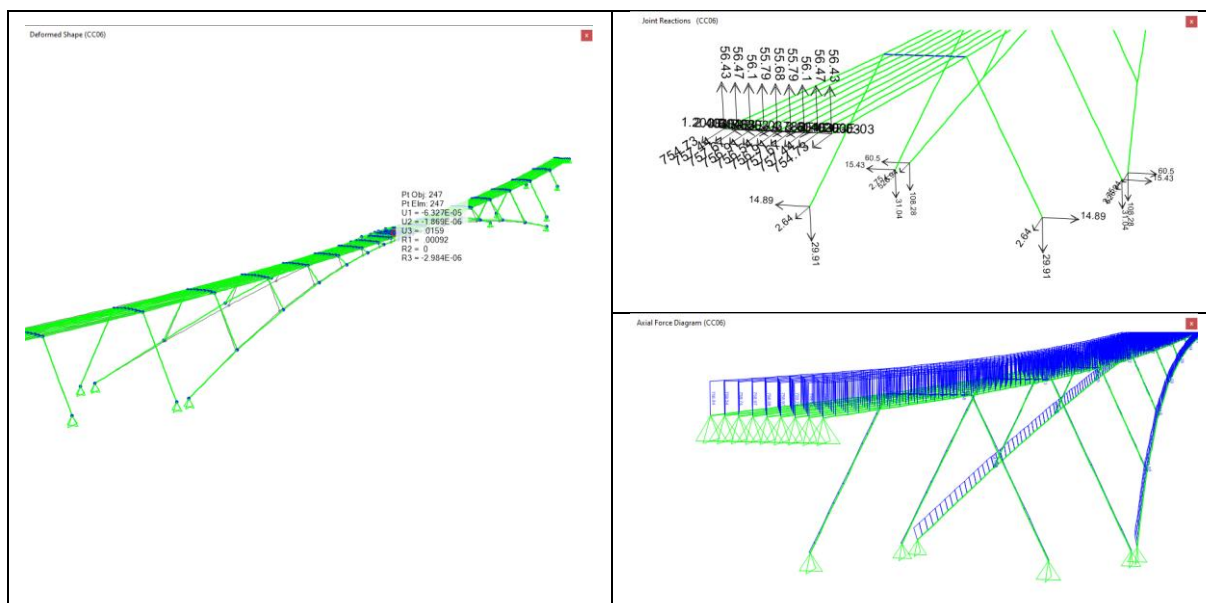


Figura 118 - Processo construtivo - Fases 13 e 14 - Instalação dos guarda-corpos

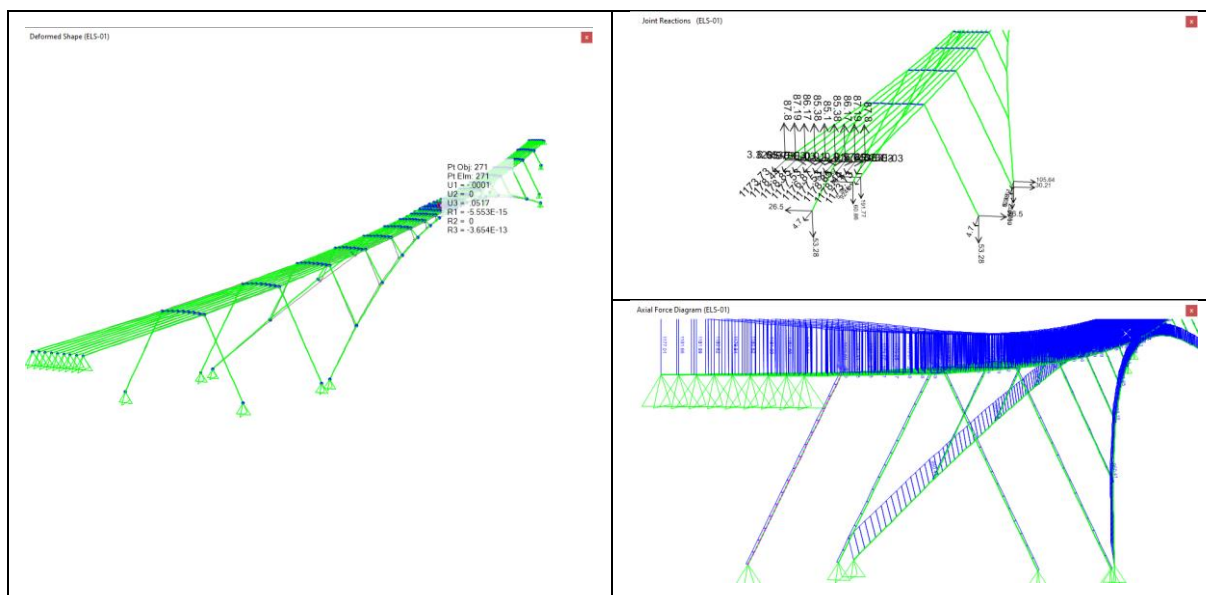


Figura 119 - Processo construtivo - Fase 15 - Aplicação do terceiro e último estágio de pré-esforço à temperatura ambiente de 20°C

Quadro 51 - Quadro resumo da evolução dos esforços e deformações ao longo do processo construtivo

Fase	Reações nos encontros [kN]		Esforços nos cabos [kN]				Deformação vertical a meio vão [cm]
	H	V	Principais	Inferiores	P1	P2	
7	130	9.5	130	-	-	-	9.7
8	134	10	134	-	-	-	7.01
9	168	13	168	19	1	1	-8.82
10							
11	749	55	752	59	38	28	6.24
12a	752	55	754	570	44	27	3.59
12b	755	55	758	551	41	26	2.36
12c	756	56	759	548	36	26	2.29
13	757	56	759	541	35	25	1.59
14							
15	1179	87	1182	950	68	44	5.17

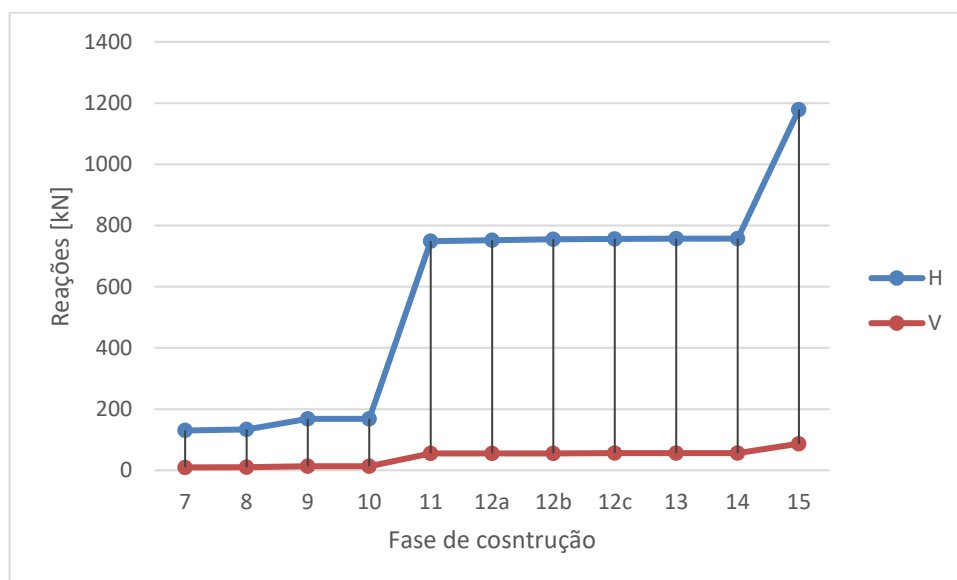


Figura 120 - Evolução das reações nos encontros ao longo do processo construtivo

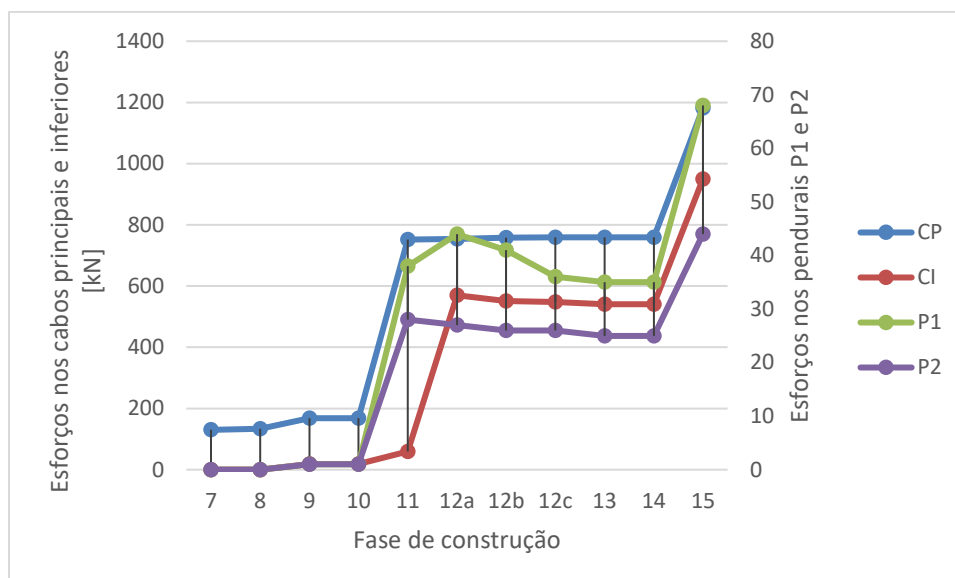


Figura 121 - Evolução dos esforços nos cabos estruturais ao longo do processo construtivo

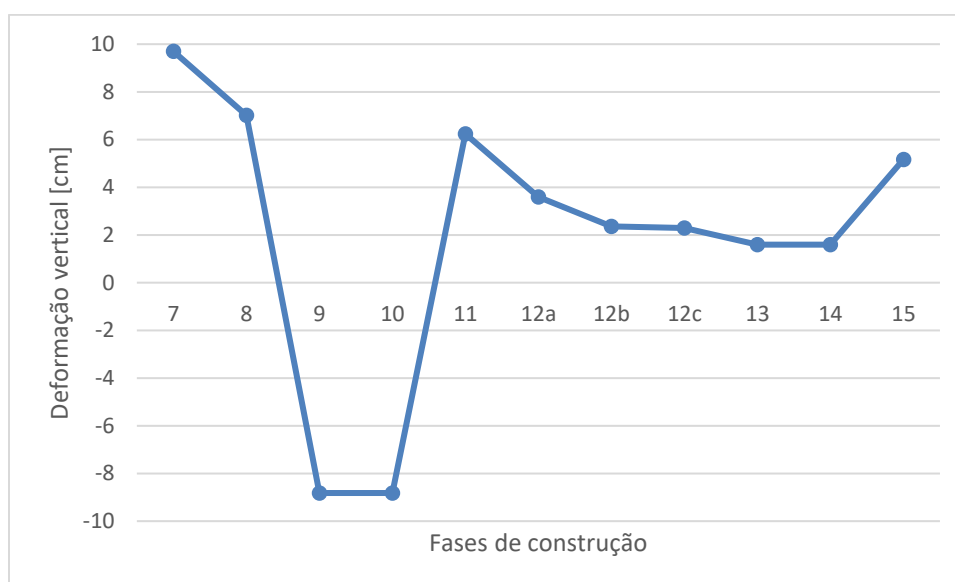


Figura 122 - Evolução da deformada a meio vão ao longo do processo construtivo

6

ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

6.1. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL DA OBRA

O custo global da obra é estimado em 730.000 € e foi obtido a partir da análise detalhada no quadro abaixo.

Quadro 52 - Quadro resumo da estimativa orçamental da obra

Item	Descrição	Quantidade	U. S.	Custo Unitário	Custo Parcial	%
1.0	Estaleiro				€ 54'037.86	7%
1.1	Mobilização e desmobilização de estaleiro de apoio à obra; (8% do valor da obra)	1	vg	€ 54'037.87	€ 54'037.86	
2.0	Fundações e ancoragens				€ 247'446.90	34%
2.1	Decapagem e escavação de solo para execução de fundações	63.8	m³	€ 19.50	€ 1'244.10	
2.2	Maciços de betão armado	31.9	m³	€ 312.00	€ 9'952.80	
2.3	Execução de ancoragens ativas com 5 cabos e capacidade para 700kN utilizando processo construtivo de baixo impacto ambiental (Comprimento médio de ancoragem - 25m)	1350	m	€ 175.00	€ 236'250.00	
3.0	Superestrutura				€ 385'856.43	53%
3.1	Cabos estruturais				€ 234'016.76	32%
3.1.1	Cabo tipo FLC Ø52	20781.44	kg	€ 9.33	€ 193'890.83	
3.1.2	Cabo tipo OSS Ø16	120.51	kg	€ 9.32	€ 1'123.15	
3.1.3	Conectores (15% do valor dos cabos)	1	vg	€ 29'252.10	€ 29'252.09	
3.1.4	Transporte e embalagem (5% do valor dos cabos)	1	vg	€ 9'750.70	€ 9'750.69	
3.2	Carlingas				€ 1'523.39	0%
3.2.1	Perfil metálico IPE 120	297.44	kg	€ 1.94	€ 578.22	
3.2.2	Perfil metálico IPE 140	372.32	kg	€ 1.94	€ 723.79	
3.2.3	Perfil metálico IPE 180	113.88	kg	€ 1.94	€ 221.38	
3.3	Guarda-corpo				€ 10'797.60	1%
3.3.1	Montantes e travessa de fixação em perfil tubular galvanizado (espaçamento longitudinal de 3m)	1215	kg	€ 1.94	€ 2'361.96	
3.3.2	Cabo tipo OSS Ø16	687	kg	€ 9.32	€ 6'402.84	
3.3.3	Rede de cabo de aço 2mm de espessura	290.4	m²	€ 7.00	€ 2'032.80	
3.4	Tabuleiro				€ 23'458.89	3%
3.4.1	Madeira Ipê com 30mm de espessura	343.72	m²	€ 65.00	€ 22'341.80	

3.4.2	Elementos de fixação (5% do valor do pavimento)	1	vg	€ 1'117.09	€ 1'117.09	
3.5	Redes				€ 27'016.00	4%
3.5.1	Dutos secos para rede de fibra ótica composto por tubo PVC corrugado 3Φ75	420	m	€ 4.80	€ 2'016.00	
3.5.2	Sistema de iluminação ao nível do pavimento	1	vg	€ 25'000.00	€ 25'000.00	
3.6	Montagem de superestrutura				€ 89'043.79	12%
3.6.1	Equipe especializada para montagem de estruturas de cabos em altura (30% do valor do material empregue)	1	vg	€ 89'043.79	€ 89'043.79	
4.0	Acessos e acabamentos				€ 42'170.00	6%
4.1	Pavimentos de acesso				€ 7'170.00	1%
4.1.1	Movimentação de solo	60	m ³	€ 19.50	€ 1'170.00	
4.1.2	Betonilha	30	m ³	€ 200.00	€ 6'000.00	
4.2	Acabamentos gerais	1	vg	€ 35'000.00	€ 35'000.00	5%
5.0	Arredondamento				€ 488.81	0%
Estimativa de custo global					€ 730'000.00	100%

7

CONSIDERAÇÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

O presente projeto foi elaborado tendo por base uma necessidade concreta e a definição precisa do local da obra, mas a falta de elementos técnicos obrigou ao estabelecimento de um conjunto de pressupostos que deverão ser validados aquando do desenvolvimento do projeto de execução.

Por este facto, o presente trabalho apresenta características compatíveis com um estudo prévio.

O desenvolvimento de um projeto de execução inicia-se com a correta identificação das partes interessadas e com uma exaustiva coleta de requisitos seguindo-se um processo de comunicação e debate intenso de ideias.

Por se tratar de um projeto académico foi necessário tomar um conjunto de decisões que devem ser alvo de maior análise e debate.

Apesar disso, a elaboração do presente trabalho permite retirar um conjunto de conclusões e lições aprendidas importantes para a definição do projeto de execução a saber:

- Pontes suspensas simples caracterizam-se por um comportamento estrutural altamente não linear sendo fundamental uma análise não linear geométrica considerando efeitos P-Delta.
- Apesar de constituírem o modelo estrutural de ponte mais antigo de que há registro apresentam limitações de natureza técnica que poderão ser condicionantes tais como grandes deformações verticais para cargas de grande intensidade e a necessidade de boa capacidade de absorção dos esforços horizontais junto aos encontros. Estas situações agravam-se rapidamente à medida que se reduz a flecha.
- Para obter uma estrutura eficiente é fundamental determinar as ações previstas e detalhar criteriosamente a geometria do cabo.
- Pontes pedonais devem ser dimensionadas para responder de modo satisfatório às ações estáticas e dinâmicas. A esbelteza das soluções (pouca massa e inércia) obrigam a um estudo detalhado do seu comportamento dinâmico particularmente para as ações do vento e das sobrecargas impostas pelos pedestres. O dimensionamento dinâmico é frequentemente condicionante para estruturas deste tipo.
- O software SAP2000 22 revelou ser uma ferramenta apropriada para o detalhamento e análise de cabos fazendo convergir rapidamente a análise não linear. A geometria do cabo poderá ser definida pelo formulário “Cabe Geometry” ou por recurso a equações características das

catenárias. A ferramenta de curvas Spline presente no software Autocad tem modelo matemático parabólico não devendo ser utilizado para definir cabos catenários.

- A solução adotada caracteriza-se por uma grande esbelteza enquadrando-se de forma harmoniosa na paisagem.
- Os materiais previstos bem como o processo construtivo adotado resultam numa solução de baixo impacto ambiental e grande sustentabilidade.
- Os requisitos fundamentais estabelecidos pelo Dono de Obra foram garantidos conseguindo-se ainda a viabilização da travessia para ciclistas.
- A decisão de desenvolver uma estrutura na qual os guarda-corpos não desempenham função estrutural deve ser alvo de análise na medida em que estes elementos irão influenciar o comportamento dinâmico da estrutura (afetam o amortecimento e modos próprios de vibração) e a sua capacidade resistente poderia ser aproveitada para equilibrar os esforços.

Pode-se concluir que o projeto desenvolvido apresenta viabilidade técnica e económica embora pequenas alterações conceituais possam resultar na melhoria do comportamento da estrutura e conduzir à melhoria do orçamento.

Entre as alterações conceituais destacam-se:

- A já citada possibilidade de aproveitamento da contribuição estrutural dos cabos de sustentação do guarda corpo;
- O alargamento dos cabos estabilizadores inferiores melhorando o comportamento dinâmico para ações transversais e reduzindo a influência das tensões nos pendurais relativamente a sobrecargas verticais;
- A instalação de pendurais cruzados para melhorar o comportamento dinâmico;
- A alteração do conceito estrutural mediante a implementação de barras articuladas (pilares) com capacidade de absorção de esforços de compressão. Esta alteração poderia se restringir ao alinhamento do segundo agrupamento de pendurais mais próximos aos encontros, reduzindo o vão e por consequência as deformações sem impactar visualmente o projeto.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O projeto e otimização de uma estrutura deste tipo consiste numa tarefa complexa e muito demorada. Assim, com a conclusão deste trabalho surgem diversas oportunidades para desenvolvimento futuro.

A primeira tarefa seria a elaboração da análise dinâmica para as sobrecargas dinâmicas dos pedestres e na sequência alargar o estudo aos efeitos dinâmicos do vento.

Do ponto de vista estático será interessante proceder à caracterização geotécnica do local da obra e ao detalhamento dos encontros, blocos de fundação e ancoragens. Esse estudo iria permitir ajustar consideravelmente o orçamento na medida em que o seu valor corresponde a cerca de um terço da estimativa orçamental da obra.

Poderá ainda ser interessante desenvolver estudos de soluções alternativas baseadas neste projeto, mas com melhorias de desempenho estrutural do tipo “tensegrity”, tirando melhor partido dos cabos e aplicando o modelo escora tirante.

BIBLIOGRAFIA

1. pt.wikipedia.org. [Online] [Cited: 12 3 2021.] <https://pt.wikipedia.org/wiki/M%C3%A9rtola>.
2. icnf.pt. [Online] [Cited: 2 4 2021.] <http://www2.icnf.pt/portal/ap/p-nat/pnvg>.
3. pt.wikipedia.org. [Online] [Cited: 13 5 2021.] https://pt.wikipedia.org/wiki/Parque_Natural_do_Vale_do_Guadiana.
4. icnf.pt. [Online] [Cited: 2 4 2021.] <http://www2.icnf.pt/portal/ap/p-nat/pnvg>.
5. avesdeportugal.info. [Online] 2005. [Cited: 10 5 2021.] <http://www.avesdeportugal.info/sitmertola.html>.
6. cm-mertola.pt. [Online] [Cited: 21 3 2021.] <https://www.cm-mertola.pt/municipio/projetos-co-financiados/centro-de-valorizacao-e-transferencia-de-tecnologia-estacao-biologica-de-mertola-biodiversidade-agroecologia-cinegetica>.
7. mertolafuturelab.com. [Online] [Cited: 22 3 2021.] <https://www.mertolafuturelab.com/blog/portfolio/estacao-biologica-de-mertola/>.
8. noticias.up.pt. [Online] [Cited: 15 4 2021.] <https://noticias.up.pt/cibio-inbio-lidera-projeto-pioneiro-em-mertola/>.
9. en.wikipedia.org. [Online] [Cited: 30 5 2021.] https://en.wikipedia.org/wiki/Simple_suspension_bridge.
10. en.wikipedia.org. [Online] [Cited: 30 5 2021.] https://en.wikipedia.org/wiki/Suspension_bridge.
11. en.wikipedia.org. [Online] [Cited: 30 5 2021.] https://en.wikipedia.org/wiki/Types_of_suspension_bridges.
12. en.wikipedia.org. [Online] [Cited: 29 5 2021.] https://en.wikipedia.org/wiki/Stressed_ribbon_bridge.
13. geracaobio.pt. [Online] [Cited: 28 6 2021.] <https://www.geracaobio.pt/geologia/>.
14. en.wikipedia.org. [Online] [Cited: 30 6 2021.] <https://en.wikipedia.org/wiki/Guadiana>.
15. pt.climate-data.org. [Online] [Cited: 25 5 2021.] <https://pt.climate-data.org/europa/portugal/mertola/mertola-26133/>.

16. Strasky, Jiri. *Stress ribbon and cable-supported pedestrian bridges*. BRNO : Default Book Series, 2011.
17. CET-SP. *Critérios de Sinalização Diversos - Revitalização de sinalização para espaços cicloviários - CET São Paulo*. SÃO PAULO : CET-SP, 2019.
18. 123rf.com. [Online] [Cited: 29 6 2021.] https://www.123rf.com/photo_120709519_long-rope-bridge-or-suspension-bridge-in-forest-at-khao-kradong-forest-park-in-buriram-province-thai.html.
19. highestbridges.com. [Online] 4 2019. [Cited: 29 6 2021.] http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Trift_Footbridge.
20. Caetano, Elsa and Caetano, Elsa. *Mecânica 1 - Acetatos de apoio às aulas teóricas*. PORTO : FEUP, 2018/2019.
21. Caetano, Elsa, Cunha, Álvaro, Heinemeyer, Christoph, Butz, Christiane, Keil, Andreas, Schlaich, Mike, Goldack, Arndt, Trometer, Stefan, Lukić, Mladen, Chabrolin, Bruno, Lemaire, Arnaud, Martin, Pierre-Olivier. *Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations*. LUXEMBURGO : Office for Official Publications of the European Communities, 2019.
22. pt.wikipedia.org. [Online] [Cited: 10 6 2021.] <https://pt.wikipedia.org/wiki/A%C3%A7o>.
23. pt.wikipedia.org. [Online] [Cited: 10 6 2021.] https://pt.wikipedia.org/wiki/Cabo_de_a%C3%A7o#Fun%C3%A7%C3%B5es.
24. Vitório, José Afonso Pereira. *PONTES METÁLICAS E MISTAS - CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM INSPEÇÃO, MANUTENÇÃO E RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS*. RECIFE : Escola Politécnica de Pernambuco, 2015.
25. termovale.com.br. [Online] [Cited: 10 6 2021.] <https://www.termovale.com.br/pt-br/novidades-e-dicas/o-que-e-aco>.
26. cosiacom.com.br. [Online] [Cited: 10 6 2021.] <https://www.cosiaco.com.br/blog/a-historia-do-aco-a-partir-da-idade-do-ferro/>.
27. gerdau.com.br. [Online] [Cited: 10 06 2021.] <https://www2.gerdau.com.br/blog-acos-especiais/tipos-de-aco-e-sua-classificacao>.
28. LNEC. *Lista de Documentos de Classificação - LDC 62*. LISBOA : LNEC, 2015.
29. en.wikipedia.org. [Online] [Cited: 10 5 2021.] https://en.wikipedia.org/wiki/Concrete#In_construction.

30. portalvirtuhab.paginas.ufsc.br. [Online] [Cited: 3 6 2021.] <https://portalvirtuhab.paginas.ufsc.br/concreto/>.
31. pt.wikipedia.org. [Online] [Cited: 10 5 2021.] https://pt.wikipedia.org/wiki/Madeira_laminada_colada.
32. en.wikipedia.org. [Online] [Cited: 11 5 2021.] <https://en.wikipedia.org/wiki/Wood#History>.
33. pt.wikipedia.org. [Online] [Cited: 12 5 2021.] <https://pt.wikipedia.org/wiki/Madeira>.
34. Szücs, Carlos Alberto, Terezo, Rodrigo Figueiredo, do Valle, Ângela, de Moraes, Poliana Dias. *Estruturas de Madeira*. FLORIANÓPOLIS : UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA, 2015.
35. ipt.br. [Online] 2005. [Cited: 15 5 2021.] http://www.ipt.br/informacoes_madeiras/38.htm.
36. CSI. *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE*. CALIFORNIA : Computers and Structures, Inc., 2008.
37. youtube.com. [Online] [Cited: 2 5 2021.] <https://www.youtube.com/channel/UCHh8bE6Qzmf3JzbcoVAtIvQ>.
38. youtube.com. <https://www.youtube.com/watch?v=xXZ77VoCZO8>. [Online] [Cited: 2 5 2021.] <https://www.youtube.com/watch?v=xXZ77VoCZO8>.
39. CEN. *Eurocode - Basis of structural design - EN 1990*. BRUXELAS : EUROPEAN STANDARD, 2002.
40. IPQ. *Eurocódigo - Bases para projeto de estruturas - NP EN 1990*. CAPARICA : Instituto Português da Qualidade, 2009.
41. CEN. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges - EN 1991-2*. BRUXELAS : European Standard, 2013.
42. IPQ. *Eurocódigo 1 – Ações em estruturas; Parte 2: Ações de tráfego em pontes - NP EN 1991-2*. CAPARICA : Instituto Português da Qualidade, 2017.
43. *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. PORTO : Porto Editora, 2004.
44. CEN. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions - EN 1991-1-5*. BRUXELAS : EUROPEAN STANDARD, 2003.

45. Delgado, R. *Apontamentos sobre a Acção do Vento (Capítulo V do RSA) para a disciplina de Conceção e Dimensionamento de Edifícios Altos*. PORTO : FEUP, 1998.
46. CEN. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions - EN 1991-1-4 + A1*. BRUXELAS : EUROPEAN STANDARD, 2010.
47. IPQ. *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-4: Acções gerais - Acções do vento - NP EN 1991-1-4*. CAPARICA : Instituto Português da Qualidade, 2010.
48. *EN 1990 "Eurocode : Basis of Structural Design - Section 6, Annexes A1 & A2*. Calgaro, Jean-Armand. BRUXELAS : CEN, 2008.
49. Cardoso, M. *Conceção e Projeto de uma Ponte Pedonal Sobre a Via de Cintura Interna*. PORTO : Dissertação de Mestrado FEUP, 2013.
50. Gandarela, A., Andrade, A., Mota, B., Miranda, H., Oliveira, P. *Projecto de uma Ponte Pedonal Suspensa sobre a via estruturante da Asprela*. PORTO : Projeto em Estruturas FEUP, 2007.
51. Ribeiro, E. *PROJECTO DE UMA PONTE PEDONAL ENTRE PORTO E GAIA*. PORTO : Dissertação de Mestrado FEUP, 2008.
52. CEN. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings - EN 1998-1*. BRUXELAS : CEN, 2004.
53. —. *Eurocode 5: Design of timber structures - Part 2: Bridges - prEN 1995-2*. BRUXELAS : CEN, 2004.
54. —. *Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings*. BRUXELAS : CEN, 2003.
55. Cardoso, Dilma. *Dimensionamento de um Pavilhão Metálico para Armazenagem de Paletes de Madeira*. LISBOA : Dissertação de Mestrado ISEL, 2016.
56. IPQ. *Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço; Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios - NP EN 1993-1-1*. CAPARICA : IPC, 2010.
57. Moura, Tomás. *Comparação de Soluções Estruturais Metálicas numa Unidade Fabril no Barreiro*. LISBOA : Dissertação de Mestrado IST, 2016.
58. merle.es. [Online] [Cited: 29 6 2021.] <https://merle.es/perfiles-ipn-ipe-upn-hea-heb/>.
59. www.jakob.com. [Online] [Cited: 30 6 2021.] <https://www.jakob.com/ch/en/products/webnet>.

ANEXOS

Anexo 1 - Catálogo técnico de cabos - Macalloy

Anexo 2 - Modos próprios de vibração ELS-01 a ELS-17

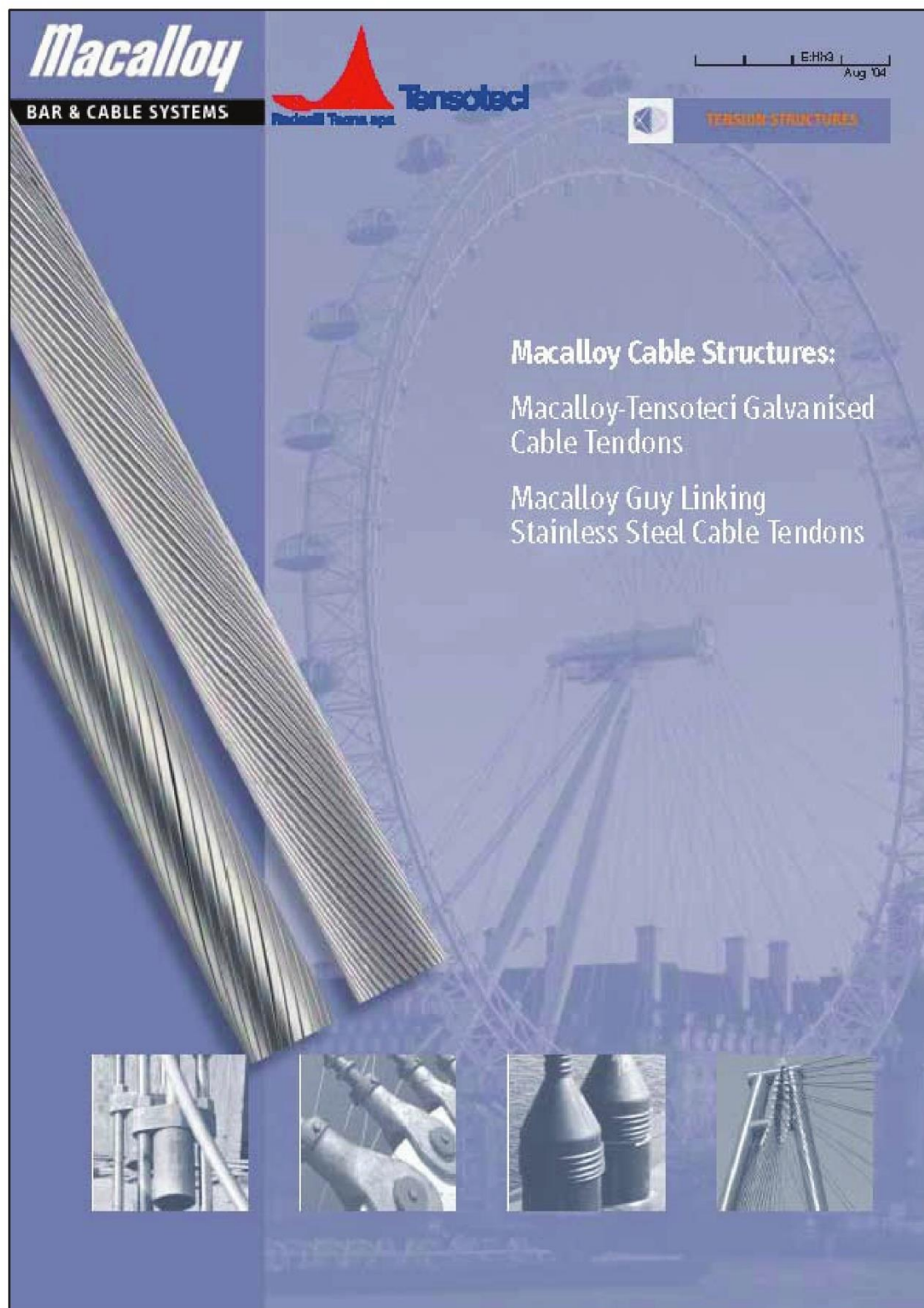
Anexo 3 - Estimativa de custos das ancoragens

Anexo 4 – Maquete digital

Anexo 5 - Projeto de maquete estrutural

Anexo 6 – Proposta comercial de cabos - Redaelli

Anexo 1 – Catálogo técnico dos cabos Macalloy



Tensile Structure Systems

Macalloy Ltd has been the leader in the design, manufacture and supply of threaded bar systems since 1948.

In the early 1980's it pioneered the concept of Tensile Structures and, since this time, has led the world in the development of new systems and in the introduction of new technology in this field.

Now, through a close relationship with Tensec, a division of Radaelli Techna Group of companies, Macalloy is able to offer large diameter cable systems in galvanized steel and stainless steel of both locked coil and open spiral strand construction.

Tensec cable system
British Airways London Eye

Architect: David Marks & Julia Barfield

Engineer: Holland & Schmitz

Contractor: Holland & Schmitz



Tensec, based in Milan, is Italy's leading manufacturer of steel wire ropes, cables and accessories. Tensec, founded in 1890 and part of the Radaelli Techna Group of companies, supply a range of tensile cable systems in locked coil and open strand construction as standard up to 128 mm diameter.

Some of their notable reference sites are the cable systems of the giant London Eye

observation wheel in the UK, the suspension cables system of the Braga Stadium in Portugal designed by Souto de Moura and the Athens Olympic stadium roof designed by Santiago Calatrava.

The partnership between the two well established companies combines years of experience in design, manufacture, erection and stressing of tensile systems. Together this newly formed partnership can offer the

market a complete and comprehensive solution for wide span tensile structures using steel bars and cables.

No other company can offer such a complete package of bar and cable solutions in both carbon and stainless steels for Tension Structure applications to architects, engineers and contractors worldwide.

Tensile Structure Systems

Galvanised Cable Range

Macalloy offers both open spiral strand and full locked coil strand in standard diameters up to 88mm and 128mm respectively. Standard end components include fork sockets, cylindrical sockets and bridge sockets.



Stainless Steel Cable Range

Alongside the new galvanized cable range, Macalloy still offers the stainless steel Macalloy Guy Linking Cable system with swaged ends in diameters up to 25mm as standard and up to 35mm on request. Larger diameters are also available with resin socket ends.

Carbon and Stainless Steel Bar Tendons

Macalloy's existing tensile structure bar systems include:

- Macalloy460 (carbon steel bar system)
- MacalloyS460 (stainless steel bar system)
- MacalloyGuy Linking Bar System (stainless steel bar system)

Full details of these systems are found in the Macalloy Tensile Structure System brochure.



Tensile cable systems Cappella del Jaisal Purum Bridge

Architect: Ivy Consult

Engineers: Ivy Infra



Tensile cable systems Braga Stadium, Portugal

Architect: Eduardo Souto de Moura

Engineers: AEMA

Contractor: Amorim Soares Costa Ave



Macalloy-Tensoteci Galvanised Cable Systems

Open Spiral Strand (OSS)

The open spiral strands are made from hot dip galvanised high strength steel wires.

The strand is built by several layers of round wires helically wound around the core.

Typical properties of the wires are:

- tensile strength f_t =1570 to 1760 MPa minimum
- proof stress $R_{p0.2}$ =1180 to 1320 MPa minimum
- elongation at break A =4% minimum on 250mm gauge length
- the zinc coating and the wire ductility comply with UNI 7304 class A, ISO 2232 class A, DIN 2078 heavy galvanising, ASTM A586 class A, 10264-3 class A, or other standards as required.

Full Locked Coil Strands (FLC)

The full locked coil strands are made from hot dip galvanised high strength steel wires.

The strand is built by an inner core of round wires and by one or more external layers of Z shaped wires.

The Z shape of the wires is specially made in a self locking formation to give a compact section.

The special shape of the Z shaped wires allows for flat contact surfaces and low contact stresses between the wires.

Typical properties of the wires are:

- tensile strength f_t =1570 to 1660 MPa minimum
- proof stress $R_{p0.2}$ =1180 to 1245 MPa minimum
- elongation at break A =4% minimum on 250mm gauge length
- the zinc coating and the wire ductility comply with UNI 7304 class A, ISO 2232 class A, DIN 2078 heavy galvanising, ASTM A586 class A, 10264-3 class A or other standards as required. The minimum zinc coating of the Z shaped wires is 300g/m².

The Z shape of the wires helps to prevent external agents entering inside the cables.

Tensofill Corrosion Inhibitor

The spiral strands and the locked coil strands are generally filled in the inner layers by Tensofill. This is a corrosion inhibitor compound made by Severe Atmosphere Corrosion Inhibitor, resin and zinc powder, in a grade to optimise the resin anti-corrosion shield and the galvanic protection.

The filler helps to prevent the entry and diffusion of moisture inside the cable and gives additional protection to the galvanised wires.

Prestretching and Marking

The strands for structural application are usually prestretched in the works, to remove the initial inelastic deformation due to the helical structure of the cables and to stabilise the elastic modulus.

The prestretching operation is executed on a special plant, with a capacity of 5000kN, where the cable is anchored and pulled.

The prestretching is made usually by 4 or more cycles from 10% to 50-60% of the minimum breaking force; after the last cycle the force is adjusted to the specified load to allow measurement of the cable.

The cables are then measured and marked under the specified load for cutting to length and the position of the intermediate clamps are marked, when required.

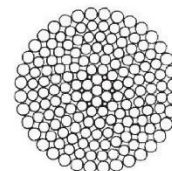
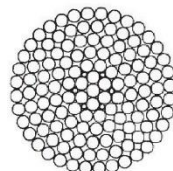
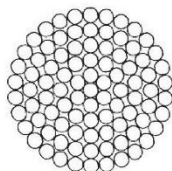
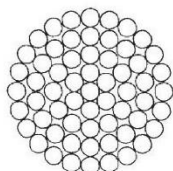
The measurement method takes into account automatic compensation of the thermal elongation, and is performed in monitored thermal conditions.

Defining the lengths is done by ourselves using load-geometry data from the structural model and taking into consideration the actual sizes, offsets and dimensions of the connection pieces.

Additionally the expected long term creep and setting of the anchor ends is considered in the prefabricated lengths.

Table 1: Open Spiral Strand

Diameter (mm)	Cross Section A (mm ²)	Minimum Break Load MBL (kN)	Elastic Stiffness E-A (NN)	Weight (kg/m)
12	88	135	14.6	0.7
16	157	240	25.9	1.3
20	245	380	40.4	2.0
24	353	545	58.2	2.9
28	480	745	79.3	4.0
32	628	970	104	5.2
36	794	1230	131	6.5
40	981	1520	162	8.1
44	1186	1840	196	9.8
48	1412	2190	233	11.6
52	1657	2570	273	13.7
56	1922	2980	317	15.8
60	2206	3425	364	18.2
64	2477	3815	404	20.4
68	2796	4290	456	23.0
72	3135	4795	511	25.8
76	3493	5325	569	28.8
80	3870	5885	631	31.9
84	4267	6475	695	35.2
88	4683	7090	763	38.6



Macalloy-Tensoteci Galvanised Cable Systems

Socketing

The cable ends are terminated by sockets that match the breaking strength of the cable.

There is a wide range of sockets available. They are fixed to the cables by one of the following methods:

- socketing using polyester resin for structural use, cast at room temperature; this method takes the full strength of the cable through the resin interface, without any kind of mechanical grip or stress concentration on the wires, thereby allowing high fatigue

toughness of the cable. The resin forms a solid cone with the cable wires. This cone acts as a wedge inside the socket's conical hole. The resin cast at room temperature also preserves the anticorrosion filler inside the cable near the socket;

- socketing using metal (pure zinc or zamak alloy), melted inside the socket. This method also takes the full strength of the cable;
- swaging is used on small cable sizes, up to approximately 45mm diameter. Here the terminals are pressed onto the cable. Swaging reduces the tendon capacity by around 10%.

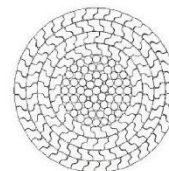
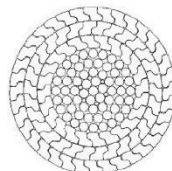
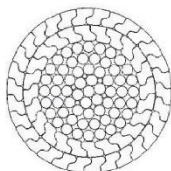
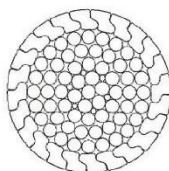
Corrosion Protection

The corrosion protection of the high strength steel cables is obtained by the following systems combined together:

- hot dip galvanising of the wires; galfan (zinc aluminium) coating of the wires can also be provided;
- internal anticorrosion compound Tensofill surrounding the internal galvanised wires;
- Z shaped external locked coil wires, preventing the entry of external agents;
- The following special protection systems can also be used:
 - a final coat of Tensocoat Wax, made up of Severe Atmosphere Corrosion Inhibitor, resin and aluminium microflakes; this coating is applied during and after the installation of the cables;
 - a final coat of Tensocoat Epoxy, a two part polyamine epoxy with added aluminium microflakes, this coating is applied after the installation of the cables;
 - High Density Polyethylene sheath applied by hot extrusion on the cable surface; this provides complete waterproofing. The HDPE is of a grade suitable for long term reliability.

Table 2: Full Locked Coil Strand

Diameter (mm)	Cross Section A (mm ²)	Minimum Break Load MBL (kN)	Elastic Stiffness E-A (MN)	Weight (kg/m)
32	681	1015	112	5.6
36	862	1285	142	7.1
40	1077	1605	178	8.9
44	1303	1945	215	10.7
48	1551	2315	256	12.8
52	1841	2750	304	15.2
56	2136	3190	352	17.6
60	2452	3660	405	20.2
64	2789	4165	460	23.0
68	3149	4700	513	26.0
72	3530	5210	575	29.1
76	3933	5790	641	32.4
80	4358	6405	710	35.9
84	4805	7045	783	39.6
88	5274	7720	860	43.5
92	5764	8430	940	47.5
96	6276	9165	1023	51.7
100	6890	10050	1123	56.8
104	7452	10860	1215	61.4
108	8037	11700	1310	66.2
112	8643	12575	1409	71.2
116	9271	13480	1511	76.4
120	9922	14415	1617	81.8
124	10594	15385	1727	87.3
128	11289	16385	1840	93.0



Macalloy-Tensoteci Galvanised Cable Systems

Fork Sockets

The fork sockets are made from high strength, hardened and tempered cast steel. Charpy-V impact value is 27J at -20 °C.

Surface protection is by hot dip galvanizing to a minimum thickness of 80 µm. Additional protection can be obtained by applying Epoxy Tensocoat.

Whilst the table gives dimensions of our standard sockets, Macalloy is also able to provide special sockets for specific projects or applications.

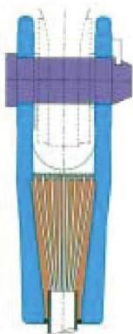
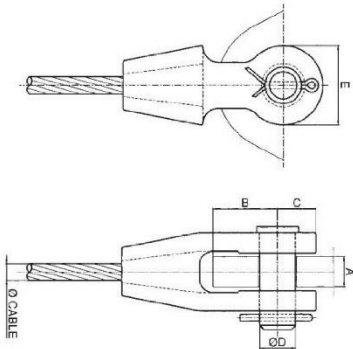


Table 3: Fork Socket Dimensions

Socket Type	Minimum Break Load MBL (kN)	Cable Diameter (mm)	D (mm)	A max (mm)	B max (mm)	C (mm)	E (mm)
F-196	165	10-12	25	22	41	25	49
F-198	250	13-16	31	29	52	29	57
F-104	440	17-20	41	40	73	45	90
F-108	680	21-25	51	47	82	60	120
F-111	980	26-28	57	53	93	65	130
F-115	1220	29-32	63	59	104	72	144
F-118	1470	33-36	70	65	137	80	160
F-120	1960	36-38	76	71	138	88	176
F-125	2550	39-44	89	84	145	100	200
F-128	2740	45-49	95	96	190	108	216
F-130	3530	50-52	108	108	207	118	236
F-132	4410	53-56	121	120	227	132	264
F-135	4700	57-64	127	126	231	138	276
F-138	5100	64-69	133	139	232	142	284
F-140	5880	70-76	140	151	240	148	296
F-142	6860	77-80	152	163	255	170	340
F-144	8580	81-88	178	183	272	181	362
F-146	10790	89-102	190	200	402	220	440
F-150	12260	103-111	250	200	424	280	560
F-160	13240	112-118	275	220	416	300	600
F-170	15690	119-128	290	240	507	325	650

Macalloy-Tensoteci Galvanised Cable Systems

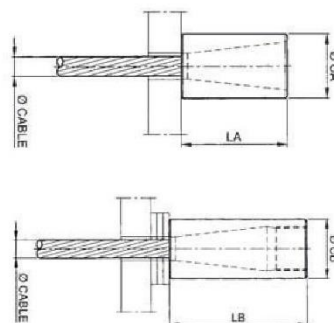


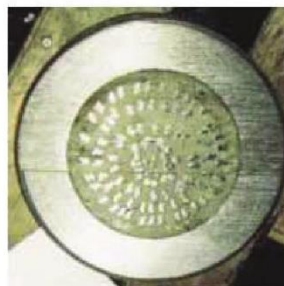
Table 4: Cylindrical Socket Dimensions

Cable Diameter (mm)	CA (mm)	LA (mm)	CB (mm)	LB (mm)
12	40	65	40	100
16	55	85	55	130
20	65	105	65	160
24	75	130	75	190
28	85	150	85	215
32	95	170	95	255
36	110	190	110	295
40	120	210	120	325
44	130	235	130	360
48	145	255	145	390
52	155	275	155	430
56	165	295	165	460
60	180	315	180	485
64	190	340	190	525
68	200	360	200	550
72	210	380	210	585
76	225	400	225	615
80	235	420	235	645
84	245	445	245	680
88	260	465	260	705
92	270	485	270	745
96	280	505	280	775
100	295	525	295	800
104	305	550	305	840
108	315	570	315	875
112	325	590	325	905
116	340	610	340	935
120	350	630	350	965
124	360	655	360	1000
128	370	675	370	1030

Cylindrical Sockets

The cylindrical sockets and nuts are made from high strength NiCrMo hardened and tempered alloy steel. Charpy-V impact value is 27J at -20°C .

Surface protection is by hot dip galvanizing to a minimum thickness of $80\text{ }\mu\text{m}$. Additional protection can be obtained by applying Epoxy Tensocoat. After installation, threads are protected with Tensocoat Wax.



Macalloy-Tensoteci Galvanised Cable Systems

Cylindrical Sockets

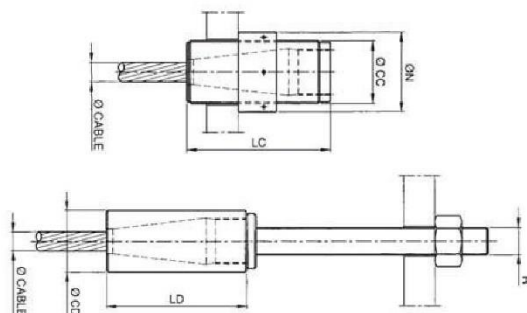
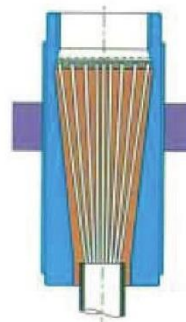


Table 5: Cylindrical Socket Dimensions

Cable Diameter (mm)	CC (mm)	LC (mm)	N (mm)	CD (mm)	LD (mm)	R (mm)
12	45	95	55	40	100	18
16	55	125	70	55	130	24
20	70	155	85	65	160	27
24	80	185	100	75	190	33
28	90	215	115	85	215	39
32	100	245	130	95	255	45
36	110	275	145	110	295	48
40	125	305	155	120	325	56
44	135	335	175	130	360	60
48	150	365	190	145	390	68
52	160	395	205	155	430	76
56	175	425	220	165	460	80
60	185	455	235	180	485	85
64	200	485	250	190	525	90
68	210	515	265	200	550	95
72	220	545	280	210	585	110
76	235	575	295	225	615	115
80	245	605	310	235	645	120
84	260	635	325	245	680	125
88	270	670	340	260	705	130
92	285	695	355	270	745	135
96	295	725	370	280	775	140
100	305	755	385	295	800	145
104	320	785	405	305	840	150
108	330	820	420	315	875	160
112	345	845	435	325	905	165
116	355	875	450	340	935	170
120	370	905	465	350	965	175
124	380	935	480	360	1000	180
128	395	970	495	370	1030	185



Macalloy-Tensoteci Galvanised Cable Systems

Bridge Sockets

The bridge sockets and pins are made from high strength NiCrMo hardened and tempered alloy steel. Charpy-V impact value is 27J at -20°C .

Surface protection is by hot dip galvanizing to a minimum thickness of $80\text{ }\mu\text{m}$. Additional protection can be obtained by applying Epoxy Tensocoat.

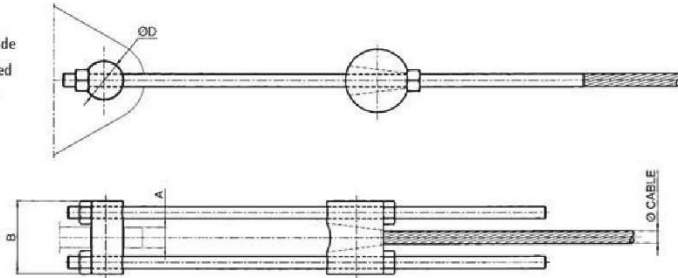


Table 6: Bridge Socket Dimensions

Cable Diameter (mm)	D (mm)	A max (mm)	B (mm)
12	35	35	90
16	45	45	120
20	55	55	145
24	65	60	170
28	80	65	190
32	90	75	210
36	100	75	240
40	110	75	255
44	120	80	270
48	130	90	310
52	145	95	325
56	155	95	340
60	170	100	360
64	180	110	395
68	190	110	410
72	200	115	420
76	210	125	445
80	220	130	460
84	230	130	490
88	240	135	505
92	265	135	545
96	275	140	560
100	285	140	585
104	295	145	595
108	305	150	615
112	320	150	640
116	330	160	665
120	345	160	690
124	355	165	710
128	360	180	720



Macalloy Guy Linking Stainless Cable Systems

Macalloy Guy Linking Stainless Cable Systems

Cable

Wire cable undergoes two types of stretch under load – an initial stretch and a conventional elastic stretch. The initial stretch is dependent upon cable construction and is caused by individual wires bedding down into a loaded position. This initial stretch can be between 0.10 and 0.75% of the cable length, depending on the magnitude and frequency of loading, and should always be considered when designing tendons.

There are 3 different types of stainless cables offered by Macalloy.

The most common strand used is the **1 x 19 spiral strand**. The wires have a smooth bright finish and the cable has moderate initial stretch properties. All our cable tendon fittings are designed to match the minimum breaking load of the 1 x 19 strand cable.

Compact Strand offers a 30% increase in breaking load over the conventional 1x19 strand and a much lower initial stretch. It also has a higher elastic modulus making it ideal for use where high strength and low stretch is required.

7x19 strand is constructed from 7 strands each in turn constructed from 19 wires. It is the least stiff of cables that can be swaged and is ideal in situations where flexibility is a primary requirement

Young's Modulus of the Cable

The apparent Young's Modulus (E) of the Guy Linking Cable systems are:

1 x 19 Strand	107 kN/mm ²
Compact Strand	133 kN/mm ²
7 x 19 Strand	85 kN/mm ²

The elastic stretch (d) of a cable may be calculated by use of the following formula:

$$d = \frac{\text{Load (kN)} \times \text{Length (mm)}}{E \text{ (kN/mm}^2\text{)} \times \text{Cross Sectional Area (mm}^2\text{)}}$$

Please note that the above E values have been established empirically. No cable will behave completely elastically and the apparent E value will consequently change over different stress ranges. Accurate stiffness values can only be calculated using a reduced cross sectional area. Please consult our technical department for further details if necessary.

Components

As with the Guy Linking bar system, all components are made from austenitic

stainless steel Grade 316 to BS 970. The fittings are swaged to the end of the cable, providing a connection strength that exceeds the breaking load of the cable. The swaging process is usually performed under factory conditions to ensure the correct cable length is achieved.

All components for our cable systems are designed to match the minimum break load of the 1 x 19 strand cable. If fittings are required to match the minimum break load of compact strand, please seek advice from the Macalloy technical department with regard to component sizes.

As detailed below table 7, there are 3 types of standard tendons:

- The swaged adjustable fork system
- the swaged fork with swaged tensioner system
- the swaged fork with in-line tensioner.

For applications where forks are not required, tendons may also be supplied with a simple LH/RH swaged stud at either end. Shorter M8 metric threaded studs are also available for balustrade applications.

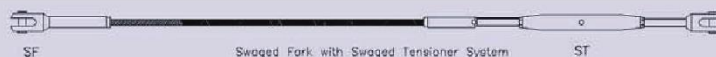
Dimensions are detailed in table 8. Additional components and fittings are available on request. These include toggles, dome nuts, standard nuts, spherical seats, etc.

Table 7: Minimum Break Loads for Guy Linking Strand & Cable

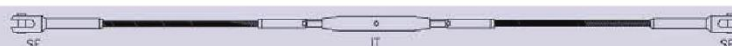
Nominal Cable Dia.	mm	3	4	5	6	7	8	10	12	14	16	19	22	26
1 x 19 Strand	mm	7.1	12.6	19.6	28.2	34.8	45.5	71.1	102.0	139.0	182.0	212.0	285.0	396.0
Compact Strand	mm		17.4	23.9	34.8	48.1	60.3	95.0	141.2	189.2	251.0	313.7		
7 x 19 Cable	mm	5.0	8.9	13.9	20.0	27.3	35.6	55.6	80.0	109.0	143.1			



Swaged Adjustable Fork System



Swaged Fork with Swaged Tensioner System



Swaged Fork with In-Line Tensioner System

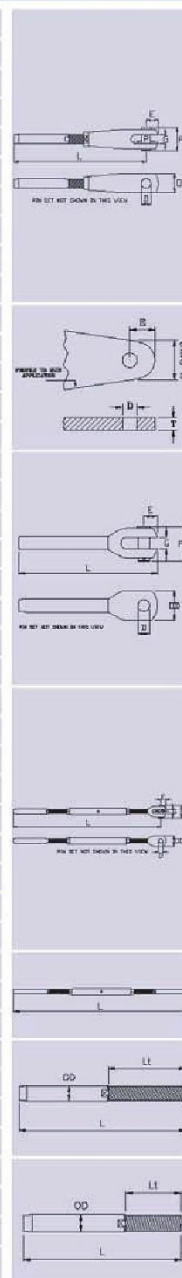
Macalloy Guy Linking Stainless Cable Systems

Table 6: Component Dimensions - Guy Linking Cable

Nominal Cable Dia.	mm	3	4	5	6	7	8	10	12	14	16	19	22	26
Swaged Adjustable Fork Ref		SAF3	SAF4	SAF5	SAF6	SAF7	SAF8	SAF10	SAF12	SAF14	SAF16	SAF19	SAF22	SAF26
L	mm	111	122	150	180	201	213	282	332	350	400	434	509	572
Adjustment +/-	mm	12	12	16	20	22	22	32	36	36	45	45	55	60
G	mm	7	7	8.5	10	12	12	17	21	21	26.5	26.5	35	36.5
D Dia.	mm	6.9	6.9	8.5	9.5	11.8	11.8	16.4	19.5	19.5	26	26	33.6	36
E	mm	8.5	8.5	11.5	12	18	18	21	26.5	26.5	36	36	48	52
OD	mm	16	16	19	22.2	28.6	28.6	38.1	47.5	47.5	57.2	57.2	76.2	82.5
P Dia.	mm	6.4	6.4	8	9	11.4	11.4	15.5	18.8	18.8	25.5	25.5	32	35.2
PL	mm	21.6	21.6	25.3	27.7	34.1	34.1	44.6	56.1	56.1	69.8	69.8	92	98
Gusset Plate Ref. **		GP6	GP6	GP8	GP10	GP11	GP11	GP16	GP19	GP19	GP25	GP25	GP32	GP35
T (thickness)	mm	6	6	6	8	10	10	15	16	16	25	25	30	35
D Dia.	mm	7	7	9	10	12.5	12.5	16.5	19	19	26.5	26.5	33	36.5
E	mm	11	11	15	17	20	20	23	30	30	32	32	40	44
H	mm	17	17	24	27	30	30	36	46	46	52	52	66	71
Swaged Fork Ref		SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8	SF10	SF12	SF14	SF16	SF19	SF22	SF26
L	mm	70	83	97	113	128	140	174	227	258	295	342	391	451
G	mm	6.3	8	10	11	12.7	12.7	16	19	22.2	25.4	28.6	32	35
D Dia.	mm	6.1	8.1	9.7	11.2	12.1	12.1	16.1	19.2	22.4	25.7	28.5	32.2	35.2
E	mm	7	9	11	12	15	15	18	23	26	31	33	39	43
OD	mm	14.3	18	22.2	25.4	28.6	28.6	38.1	47.6	54	63.5	69.9	76.2	82.5
P Dia.	mm	5.9	7.9	9.5	10.8	11.8	11.8	15.8	18.7	21.9	25.1	27.9	31.6	34.6
PL	mm	20.4	24.3	29.6	33	37	37	47.6	57.6	63.7	75	81.1	91.1	97.7
Swaged Tensioner Ref		ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8	ST10	ST12	ST14	ST16	ST19	ST22	ST26
L	mm	206	237	287	319	375	400	482	577	656	761	870	965	1105
Adjustment +/-	mm	32	37	47	50	62	62	65	77	90	105	120	132	145
G	mm	6.3	8	10	11	12.7	12.7	16	19	22.2	25.4	28.6	32	35
D Dia.	mm	6.1	8.1	9.7	11.2	12.1	12.1	16.1	19.2	22.4	25.7	28.5	32.2	35.2
E	mm	7	9	11	12	15	15	18	23	26	31	33	39	43
OD	mm	14.3	18	22.2	25.4	28.6	28.6	38.1	47.6	54	63.5	69.9	76.2	82.5
P Dia.	mm	5.9	7.9	9.5	10.8	11.8	11.8	15.8	18.7	21.9	25.1	27.9	31.6	34.6
PL	mm	20.4	24.3	29.6	33	37	37	47.6	57.6	63.7	75	81.1	91.1	97.7
In-Line Tensioner Ref		IT3	IT4	IT5	IT6	IT7	IT8	IT10	IT12	IT14	IT16	IT19	IT22	IT26
L	mm	230	265	275	360	420	445	545	670	780	900	1020	1150	1325
Adjustment +/-	mm	32	37	47	50	62	62	65	77	90	105	120	132	145
Swaged Stud Ref		SS3	SS4	SS5	SS6	SS7	SS8	SS10	SS12	SS14	SS16	SS19	SS22	SS26
L	mm	83	93.5	115	137	154	166	218	254	272	310	344	394	447
Lt	mm	40	40	52	64	71	71	103	116	116	146	146	180	196
OD	mm	6.3	7.5	9.1	12.5	14.3	16.1	17.8	21.4	25	28.1	34.5	40.4	46
Balustrade Swaged Stud Ref		BSS3	BSS4	BSS5*										
L	mm	83	87	98										
Lt	mm	38	38	38										
OD	mm	6.3	7.5	9.1										

* Max Break Load of the BSS5 Stud is 174kN

** For swaged adjustable fork only



Cable Structure Systems



Tensoteci cable systems, Olympic Stadium, Athens

Architect: Santiago Calatrava

Contractor: Costruzioni Cimolai Armando SPA



Nokia HQ, Finland

Macalloy Ltd Local Representative:



This publication provides the technical details currently used by Macalloy Ltd in the manufacture of its components.
The company reserves the right to amend technical details as and where necessary in line with its policy of continuous development

Macalloy, Caxton Way, Dinnington, Sheffield S25 3QE, U.K. Tel: +44 1909 519200. Fax: +44 1909 519201
Web site: www.macalloy.com Email: sales@macalloy.com



is a Registered Trade Mark of Macalloy Ltd.



is a mark of Radaelli Tecna spa

Anexo 2 – Modos próprios de vibração ELS-01 a ELS-17

Modos próprios de vibração da combinação ELS-01					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS01	1	1.052	0.951	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS01	2	0.605	1.653	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS01	3	0.583	1.715	Horizontal	
MODAL ELS01	4	0.434	2.307	Torsional	
MODAL ELS01	5	0.429	2.329	Vertical	
MODAL ELS01	6	0.414	2.417	Horizontal	
MODAL ELS01	7	0.377	2.652	Torsional	
MODAL ELS01	8	0.319	3.137	Horizontal	
MODAL ELS01	9	0.295	3.387	Vertical	
MODAL ELS01	10	0.289	3.459	Vertical	
MODAL ELS01	11	0.282	3.542	Local cabos	
MODAL ELS01	12	0.279	3.578	Torsional	
MODAL ELS01	13	0.272	3.679	Local cabos	
MODAL ELS01	14	0.264	3.791	Torsional	
MODAL ELS01	15	0.255	3.929	Torsional	
MODAL ELS01	16	0.223	4.494	Vertical	
MODAL ELS01	17	0.217	4.617	Horizontal	
MODAL ELS01	18	0.204	4.909	Torsional	
MODAL ELS01	19	0.193	5.176	Horizontal	
MODAL ELS01	20	0.190	5.273	Local cabos	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-02					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS02	1	1.077	0.929	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS02	2	0.612	1.634	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS02	3	0.597	1.674	Horizontal	
MODAL ELS02	4	0.439	2.276	Torsional	
MODAL ELS02	5	0.439	2.276	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS02	6	0.423	2.363	Horizontal	
MODAL ELS02	7	0.387	2.586	Torsional	
MODAL ELS02	8	0.327	3.061	Horizontal	
MODAL ELS02	9	0.303	3.298	Local cabos	
MODAL ELS02	10	0.296	3.374	Vertical	
MODAL ELS02	11	0.291	3.440	Local cabos	
MODAL ELS02	12	0.288	3.477	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS02	13	0.280	3.578	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS02	14	0.270	3.702	Torsional	
MODAL ELS02	15	0.261	3.837	Torsional	
MODAL ELS02	16	0.228	4.394	Vertical	
MODAL ELS02	17	0.222	4.510	Horizontal	
MODAL ELS02	18	0.209	4.788	Torsional	
MODAL ELS02	19	0.198	5.051	Horizontal	
MODAL ELS02	20	0.195	5.124	Local cabos	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-03					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS03	1	1.038	0.963	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS03	2	0.601	1.664	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS03	3	0.576	1.737	Horizontal	
MODAL ELS03	4	0.430	2.323	Torsional	
MODAL ELS03	5	0.424	2.358	Vertical	
MODAL ELS03	6	0.409	2.447	Horizontal	
MODAL ELS03	7	0.372	2.689	Torsional	
MODAL ELS03	8	0.315	3.179	Horizontal	
MODAL ELS03	9	0.291	3.434	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS03	10	0.285	3.507	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS03	11	0.278	3.598	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS03	12	0.275	3.634	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS03	13	0.268	3.736	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS03	14	0.260	3.841	Torsional	
MODAL ELS03	15	0.251	3.980	Horizontal	
MODAL ELS03	16	0.220	4.549	Vertical	
MODAL ELS03	17	0.214	4.676	Horizontal	
MODAL ELS03	18	0.201	4.977	Torsional	
MODAL ELS03	19	0.191	5.244	Horizontal	
MODAL ELS03	20	0.187	5.355	Local cabos/Vertical	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-04					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS04	1	1.718	0.582	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS04	2	0.961	1.041	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS04	3	0.950	1.052	Vertical	
MODAL ELS04	4	0.685	1.460	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS04	5	0.668	1.497	Horizontal	
MODAL ELS04	6	0.644	1.554	Torsional	
MODAL ELS04	7	0.570	1.753	Torsional	
MODAL ELS04	8	0.504	1.984	Horizontal	
MODAL ELS04	9	0.465	2.151	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS04	10	0.417	2.400	Horizontal	
MODAL ELS04	11	0.390	2.563	Torsional	
MODAL ELS04	12	0.357	2.803	Vertical	
MODAL ELS04	13	0.353	2.835	Horizontal	
MODAL ELS04	14	0.339	2.952	Local cabos	
MODAL ELS04	15	0.330	3.030	Local cabos	
MODAL ELS04	16	0.325	3.076	Local cabos	
MODAL ELS04	17	0.319	3.133	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS04	18	0.309	3.236	Horizontal	
MODAL ELS04	19	0.306	3.270	Torsional	
MODAL ELS04	20	0.293	3.408	Vertical	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-05					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS05	1	1.653	0.605	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS05	2	0.933	1.072	Vertical	
MODAL ELS05	3	0.925	1.081	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS05	4	0.661	1.513	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS05	5	0.644	1.552	Horizontal	
MODAL ELS05	6	0.630	1.588	Torsional	
MODAL ELS05	7	0.547	1.828	Torsional	
MODAL ELS05	8	0.486	2.057	Horizontal	
MODAL ELS05	9	0.449	2.227	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS05	10	0.402	2.487	Horizontal	
MODAL ELS05	11	0.375	2.665	Torsional	
MODAL ELS05	12	0.345	2.901	Vertical	
MODAL ELS05	13	0.340	2.939	Horizontal	
MODAL ELS05	14	0.320	3.129	Local cabos	
MODAL ELS05	15	0.312	3.208	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS05	16	0.307	3.261	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS05	17	0.302	3.312	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS05	18	0.298	3.351	Horizontal	
MODAL ELS05	19	0.293	3.408	Torsional	
MODAL ELS05	20	0.284	3.522	Vertical	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-06					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS06	1	1.082	0.924	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS06	2	0.613	1.630	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS06	3	0.600	1.666	Horizontal	
MODAL ELS06	4	0.441	2.265	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS06	5	0.441	2.269	Torsional	
MODAL ELS06	6	0.425	2.352	Horizontal	
MODAL ELS06	7	0.389	2.572	Torsional	
MODAL ELS06	8	0.328	3.046	Horizontal	
MODAL ELS06	9	0.305	3.280	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS06	10	0.298	3.357	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS06	11	0.292	3.419	Local cabos	
MODAL ELS06	12	0.289	3.457	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS06	13	0.281	3.557	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS06	14	0.271	3.684	Torsional	
MODAL ELS06	15	0.262	3.818	Horizontal	
MODAL ELS06	16	0.229	4.374	Vertical	
MODAL ELS06	17	0.223	4.488	Horizontal	
MODAL ELS06	18	0.210	4.763	Torsional	
MODAL ELS06	19	0.199	5.026	Horizontal	
MODAL ELS06	20	0.196	5.094	Local cabos/Vertical	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-07					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS07	1	1.036	0.966	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS07	2	0.600	1.666	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS07	3	0.574	1.742	Horizontal	
MODAL ELS07	4	0.430	2.327	Torsional	
MODAL ELS07	5	0.423	2.364	Vertical	
MODAL ELS07	6	0.408	2.453	Horizontal	
MODAL ELS07	7	0.371	2.697	Torsional	
MODAL ELS07	8	0.314	3.187	Horizontal	
MODAL ELS07	9	0.290	3.444	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS07	10	0.284	3.517	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS07	11	0.277	3.609	Local cabos	
MODAL ELS07	12	0.274	3.645	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS07	13	0.267	3.747	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS07	14	0.260	3.851	Torsional	
MODAL ELS07	15	0.251	3.991	Horizontal	
MODAL ELS07	16	0.219	4.560	Vertical	
MODAL ELS07	17	0.213	4.688	Horizontal	
MODAL ELS07	18	0.200	4.990	Torsional	
MODAL ELS07	19	0.190	5.258	Horizontal	
MODAL ELS07	20	0.186	5.371	Local cabos/Vertical	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-08					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS08	1	1.079	0.927	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS08	2	0.612	1.634	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS08	3	0.598	1.673	Horizontal	
MODAL ELS08	4	0.441	2.267	Torsional	
MODAL ELS08	5	0.439	2.276	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS08	6	0.423	2.362	Horizontal	
MODAL ELS08	7	0.388	2.578	Torsional	
MODAL ELS08	8	0.327	3.060	Horizontal	
MODAL ELS08	9	0.303	3.297	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS08	10	0.296	3.373	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS08	11	0.291	3.438	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS08	12	0.287	3.479	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS08	13	0.279	3.580	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS08	14	0.270	3.698	Torsional	
MODAL ELS08	15	0.261	3.835	Torsional	
MODAL ELS08	16	0.228	4.394	Vertical	
MODAL ELS08	17	0.222	4.510	Horizontal	
MODAL ELS08	18	0.209	4.784	Torsional	
MODAL ELS08	19	0.198	5.049	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS08	20	0.195	5.124	Local cabos/Torsional	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-09					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS09	1	0.958	1.044	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS09	2	0.547	1.827	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS09	3	0.528	1.895	Horizontal	
MODAL ELS09	4	0.402	2.485	Torsional	
MODAL ELS09	5	0.392	2.549	Vertical	
MODAL ELS09	6	0.376	2.658	Horizontal	
MODAL ELS09	7	0.354	2.828	Torsional	
MODAL ELS09	8	0.298	3.352	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS09	9	0.291	3.433	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS09	10	0.281	3.561	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS09	11	0.274	3.645	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS09	12	0.266	3.764	Vertical	
MODAL ELS09	13	0.261	3.837	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS09	14	0.246	4.066	Torsional	
MODAL ELS09	15	0.233	4.295	Horizontal	
MODAL ELS09	16	0.203	4.931	Vertical	
MODAL ELS09	17	0.197	5.082	Horizontal	
MODAL ELS09	18	0.191	5.234	Torsional	
MODAL ELS09	19	0.188	5.313	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS09	20	0.183	5.473	Local cabos/Horizontal	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-10					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS10	1	1.186	0.843	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS10	2	0.671	1.490	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS10	3	0.660	1.515	Horizontal	
MODAL ELS10	4	0.482	2.074	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS10	5	0.474	2.108	Torsional	
MODAL ELS10	6	0.466	2.147	Horizontal	
MODAL ELS10	7	0.418	2.393	Torsional	
MODAL ELS10	8	0.356	2.807	Horizontal	
MODAL ELS10	9	0.328	3.051	Vertical	
MODAL ELS10	10	0.311	3.211	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS10	11	0.301	3.327	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS10	12	0.300	3.330	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS10	13	0.294	3.404	Torsional	
MODAL ELS10	14	0.293	3.412	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS10	15	0.284	3.517	Torsional	
MODAL ELS10	16	0.250	3.999	Vertical	
MODAL ELS10	17	0.244	4.094	Horizontal	
MODAL ELS10	18	0.226	4.433	Torsional	
MODAL ELS10	19	0.217	4.614	Horizontal	
MODAL ELS10	20	0.207	4.842	Local cabos/Vertical	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-11					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS11	1	2.528	0.396	Horizontal	
MODAL ELS11	2	1.538	0.650	Vertical	
MODAL ELS11	3	1.381	0.724	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS11	4	1.336	0.749	Vertical	
MODAL ELS11	5	1.114	0.898	Torsional	
MODAL ELS11	6	1.033	0.968	Torsional	
MODAL ELS11	7	0.939	1.065	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS11	8	0.921	1.086	Vertical	
MODAL ELS11	9	0.805	1.243	Torsional	
MODAL ELS11	10	0.715	1.399	Horizontal	
MODAL ELS11	11	0.712	1.405	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS11	12	0.641	1.559	Torsional	
MODAL ELS11	13	0.582	1.718	Horizontal	
MODAL ELS11	14	0.580	1.726	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS11	15	0.523	1.912	Torsional	
MODAL ELS11	16	0.506	1.977	Local cabos	
MODAL ELS11	17	0.496	2.015	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS11	18	0.491	2.035	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS11	19	0.485	2.061	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS11	20	0.463	2.162	Local cabos	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-12					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS12	1	1.870	0.535	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS12	2	1.147	0.872	Vertical	
MODAL ELS12	3	1.055	0.948	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS12	4	0.949	1.053	Vertical	
MODAL ELS12	5	0.732	1.366	Horizontal	
MODAL ELS12	6	0.662	1.511	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS12	7	0.561	1.783	Torsional	
MODAL ELS12	8	0.554	1.804	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS12	9	0.520	1.922	Torsional	
MODAL ELS12	10	0.459	2.181	Horizontal	
MODAL ELS12	11	0.457	2.190	Torsional	
MODAL ELS12	12	0.428	2.336	Horizontal	
MODAL ELS12	13	0.387	2.583	Local cabos	
MODAL ELS12	14	0.369	2.707	Torsional	
MODAL ELS12	15	0.367	2.722	Local cabos	
MODAL ELS12	16	0.355	2.818	Horizontal	
MODAL ELS12	17	0.340	2.944	Local cabos	
MODAL ELS12	18	0.327	3.054	Horizontal	
MODAL ELS12	19	0.325	3.081	Horizontal	
MODAL ELS12	20	0.317	3.156	Torsional	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-13					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS13	1	1.445	0.692	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS13	2	0.828	1.208	Vertical	
MODAL ELS13	3	0.807	1.239	Horizontal	
MODAL ELS13	4	0.614	1.629	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS13	5	0.563	1.775	Horizontal	
MODAL ELS13	6	0.513	1.949	Torsional	
MODAL ELS13	7	0.446	2.241	Torsional	
MODAL ELS13	8	0.420	2.382	Torsional	
MODAL ELS13	9	0.418	2.392	Vertical	
MODAL ELS13	10	0.351	2.850	Horizontal	
MODAL ELS13	11	0.323	3.092	Vertical	
MODAL ELS13	12	0.320	3.129	Local cabos	
MODAL ELS13	13	0.310	3.224	Local cabos/Torsional	
MODAL ELS13	14	0.308	3.247	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS13	15	0.305	3.279	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS13	16	0.299	3.349	Torsional	
MODAL ELS13	17	0.292	3.427	Horizontal	
MODAL ELS13	18	0.269	3.722	Vertical	
MODAL ELS13	19	0.257	3.892	Torsional	
MODAL ELS13	20	0.237	4.213	Torsional	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-14					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS14	1	1.975	0.506	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS14	2	1.333	0.750	Vertical	
MODAL ELS14	3	0.972	1.029	Torsional	
MODAL ELS14	4	0.942	1.062	Torsional	
MODAL ELS14	5	0.853	1.172	Vertical	
MODAL ELS14	6	0.696	1.436	Torsional	
MODAL ELS14	7	0.647	1.546	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS14	8	0.589	1.699	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS14	9	0.530	1.887	Horizontal	
MODAL ELS14	10	0.512	1.954	Torsional	
MODAL ELS14	11	0.455	2.197	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS14	12	0.427	2.343	Horizontal	
MODAL ELS14	13	0.398	2.512	Torsional	
MODAL ELS14	14	0.394	2.540	Vertical	
MODAL ELS14	15	0.365	2.739	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS14	16	0.360	2.775	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS14	17	0.353	2.831	Local cabos/Torsional	
MODAL ELS14	18	0.348	2.870	Local cabos/Torsional	
MODAL ELS14	19	0.343	2.911	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS14	20	0.339	2.950	Local cabos/Torsional	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-15					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS15	1	0.411	2.434	Horizontal	
MODAL ELS15	2	0.279	3.591	Vertical	
MODAL ELS15	3	0.261	3.828	Torsional	
MODAL ELS15	4	0.250	4.007	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS15	5	0.223	4.483	Torsional	
MODAL ELS15	6	0.204	4.913	Torsional	
MODAL ELS15	7	0.203	4.931	Vertical	
MODAL ELS15	8	0.196	5.092	Horizontal	
MODAL ELS15	9	0.160	6.241	Vertical	
MODAL ELS15	10	0.159	6.295	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS15	11	0.152	6.594	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS15	12	0.147	6.780	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS15	13	0.146	6.850	Torsional	
MODAL ELS15	14	0.137	7.294	Torsional	
MODAL ELS15	15	0.131	7.619	Torsional	
MODAL ELS15	16	0.125	7.995	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS15	17	0.124	8.045	Horizontal	
MODAL ELS15	18	0.113	8.851	Torsional	
MODAL ELS15	19	0.112	8.938	Local cabos	
MODAL ELS15	20	0.109	9.193	Torsional	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-16					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS16	1	1.422	0.703	Horizontal	f_n -crítica
MODAL ELS16	2	0.919	1.088	Vertical	
MODAL ELS16	3	0.602	1.662	Torsional	
MODAL ELS16	4	0.585	1.710	Horizontal	
MODAL ELS16	5	0.491	2.036	Horizontal	
MODAL ELS16	6	0.434	2.306	Vertical	
MODAL ELS16	7	0.384	2.605	Torsional	
MODAL ELS16	8	0.351	2.851	Vertical	
MODAL ELS16	9	0.324	3.090	Horizontal	
MODAL ELS16	10	0.314	3.184	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS16	11	0.308	3.245	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS16	12	0.297	3.370	Torsional	
MODAL ELS16	13	0.295	3.386	Local cabos	
MODAL ELS16	14	0.282	3.552	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS16	15	0.276	3.618	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS16	16	0.230	4.344	Vertical	
MODAL ELS16	17	0.221	4.515	Horizontal	
MODAL ELS16	18	0.212	4.706	Vertical	
MODAL ELS16	19	0.210	4.751	Torsional	
MODAL ELS16	20	0.209	4.786	Torsional	

Modos próprios de vibração da combinação ELS-17					
Combinação	Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação	Observação
MODAL ELS17	1	1.506	0.664	Horizontal	f_h -crítica
MODAL ELS17	2	0.961	1.040	Vertical	
MODAL ELS17	3	0.637	1.569	Torsional	
MODAL ELS17	4	0.612	1.633	Horizontal	
MODAL ELS17	5	0.524	1.910	Vertical	f_v -crítica
MODAL ELS17	6	0.509	1.965	Horizontal	
MODAL ELS17	7	0.465	2.151	Torsional	
MODAL ELS17	8	0.419	2.389	Vertical	
MODAL ELS17	9	0.386	2.592	Local cabos	
MODAL ELS17	10	0.374	2.673	Local cabos	
MODAL ELS17	11	0.372	2.688	Local cabos/Torsional	
MODAL ELS17	12	0.360	2.778	Local cabos/Horizontal	
MODAL ELS17	13	0.353	2.830	Torsional	
MODAL ELS17	14	0.312	3.209	Horizontal	
MODAL ELS17	15	0.291	3.431	Horizontal	
MODAL ELS17	16	0.277	3.611	Vertical	
MODAL ELS17	17	0.257	3.888	Torsional	
MODAL ELS17	18	0.256	3.911	Vertical	
MODAL ELS17	19	0.249	4.012	Local cabos/Vertical	
MODAL ELS17	20	0.240	4.164	Local cabos/Horizontal	

Anexo 3 - Estimativa de custos das ancoragens

Esforços de reação [kN]						
Grupo	F1		F2		F3	
	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
Encontros 1 e 2	827	-12655	267	-484	1192	-164
Blocos CI	1157	-1157	142	-142	196	-254
Blocos Pend. 1	16	-16	91	-91	184	-185

Estimativa de comprimento total de ancoragem				
Grupo	Qtd. Fundações	Qtd. Ancoragens por Fundação	Qtd. Ancoragens	Comprimento Parcial
Encontros 1 e 2	2	19	38	950
Blocos CI	4	2	8	200
Blocos Pend. 1	8	1	8	200
Comprimento Total				1350

Ancoragens de 5 cabos com capacidade média de 700kN

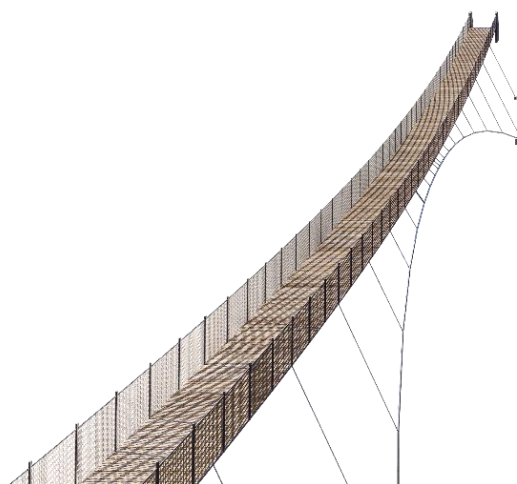
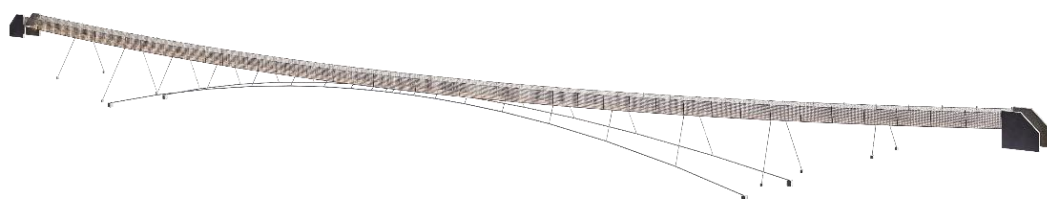
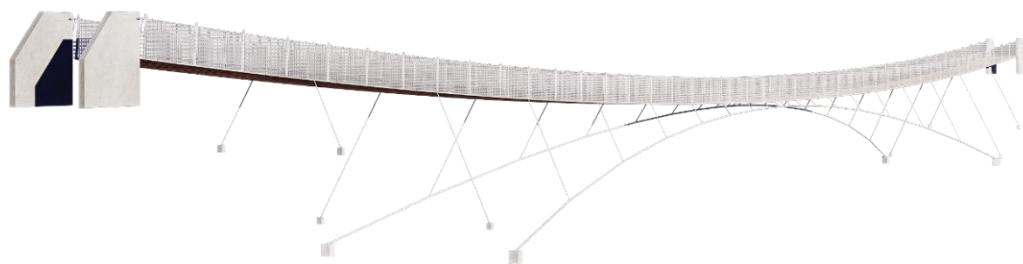
Comprimento médio de ancoragem - 25m

Fonte: Departamento de engenharia do Grupo AFA

Estimativa de custos de ancoragem				
Descrição	Und.	Qtd.	Pr. Unit.	Vlr. Parcial
Execução de ancoragens ativas com 5 cabos e capacidade para 700kN; Estimativa de custo com equipamento tradicional	m	1350	150.00 €	202'500.00 €
Execução de ancoragens ativas com 5 cabos e capacidade para 700kN; Estimativa de custo com equipamento de baixo impacto ambiental	m	1350	175.00 €	236'250.00 €

Anexo 4 – Maquete digital

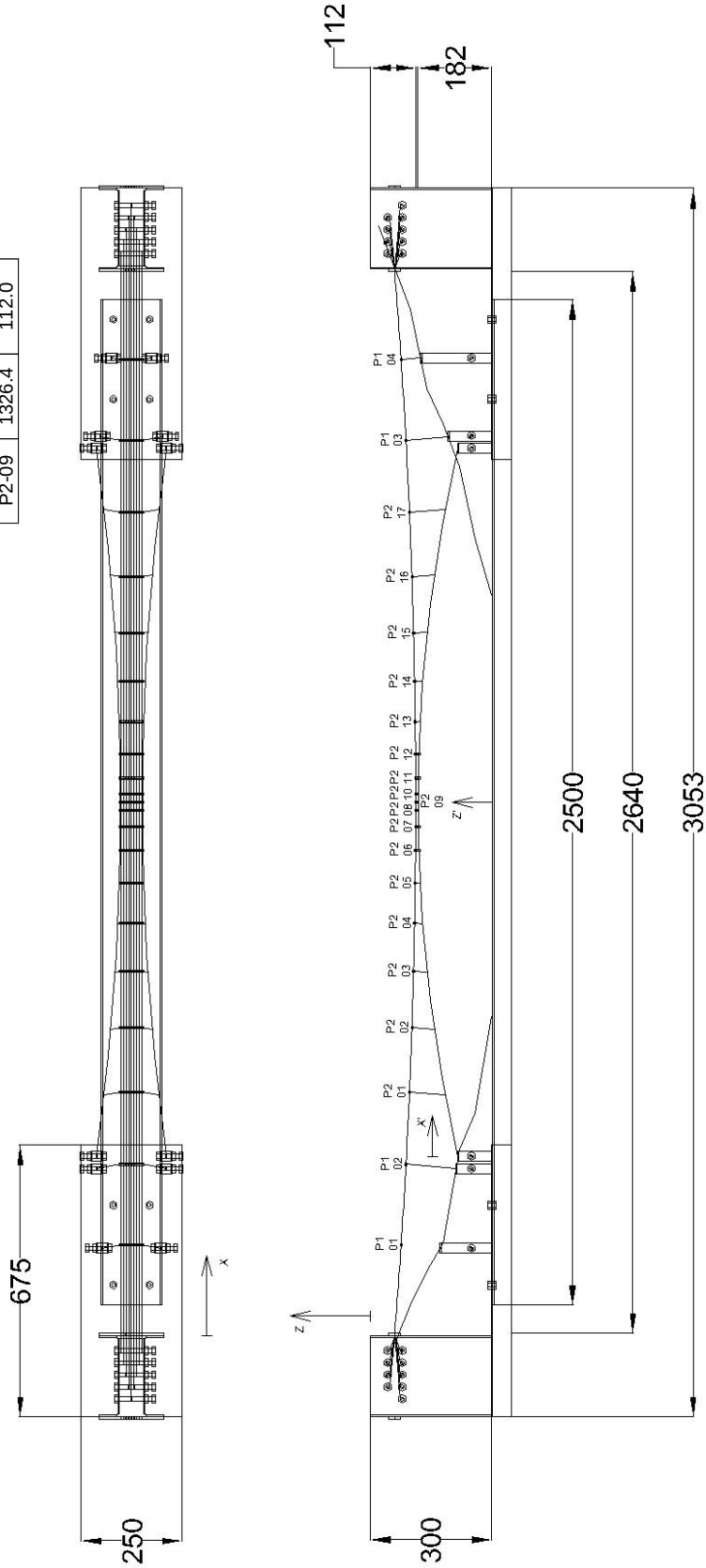


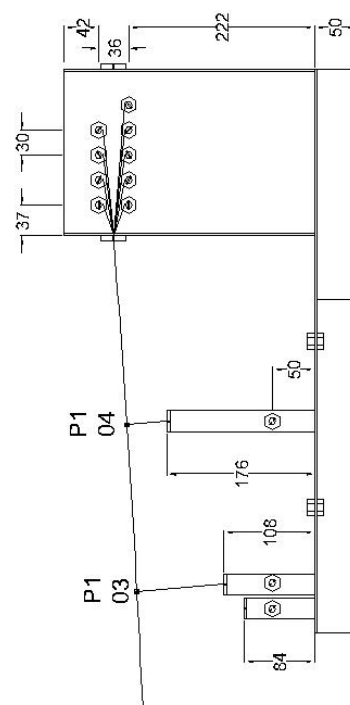
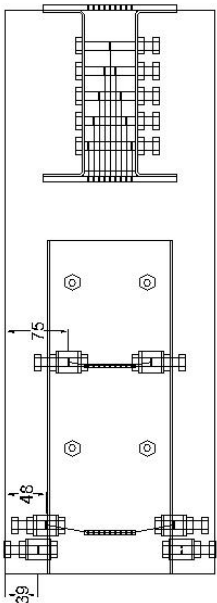


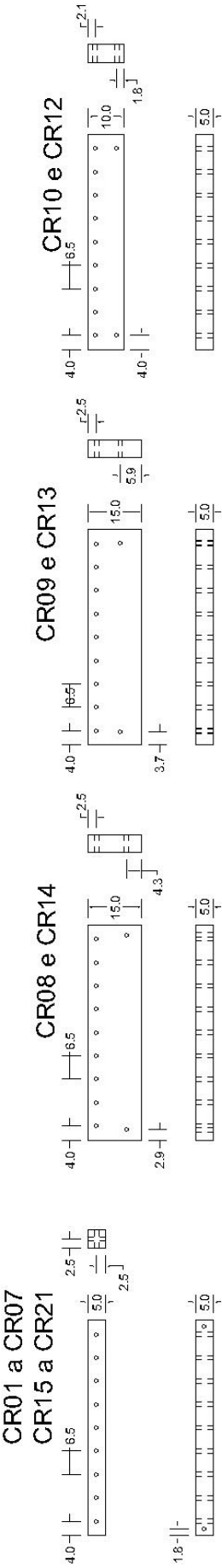
Anexo 5 – Projeto de maquete estrutural

	X'	Z'
P2-01	152.3	118.4
P2-02	315.1	145.1
P2-03	457.0	162.8
P2-04	578.2	173.8
P2-05	678.9	180.1
P2-06	760.0	179.1
P2-07	820.0	178.8
P2-08	860.0	182.3
P2-09	880.0	183.3

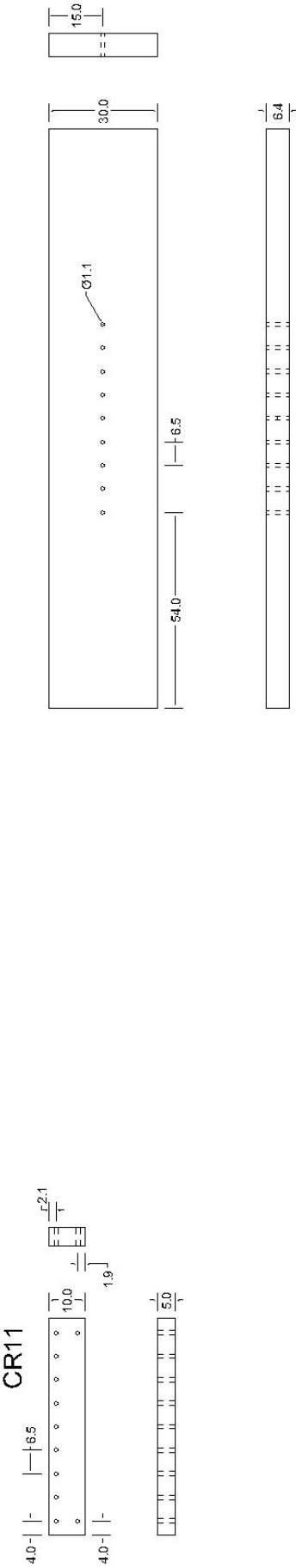
	X	Z
P1-01	226.4	75.9
P1-02	426.4	87.8
P2-01	606.4	96.5
P2-02	766.4	102.6
P2-03	906.4	106.7
P2-04	1026.4	109.3
P2-05	1126.4	110.8
P2-06	1206.4	111.6
P2-07	1266.4	111.9
P2-08	1306.4	111.9
P2-09	1326.4	112.0







ENCONTROS



Anexo 6 – Proposta comercial de cabos - Redaelli



For the attention of:
Mr Claudio Mendes
Tel. +41762627169
Email: chfmendes@gmail.com

**TIBET STYLE FOOTBRIDGE
in MERTOLA - PORTUGAL
Offer n. 210726-M1768**

20th July 2021



Redaelli Tecna S.p.A.
Business Unit Tensostreures
Via A. Volta, 16 - 20093 Cologno Monzese (Milano)
Tel. +39 02 25307291 - tensostreures@redaelli.com
www.teufelberger-redaelli.com

Stabilimenti:
Via Matteotti, 323 - 25063 Gardone V.T. (Brescia)
Tel. +39 030 89171 - Fax +39 030 8917814
Riva Alvisè Cadamosto, 14 - 34147 Trieste
Tel. +39 040 2820943 - Fax +39 040 2820949

Sede Legale: Piazzale Libia, 2 - 20135 Milano
Cap. soc. € 6.300.000 i.v. - REA MI 1080570
N. Reg. Imp., C.F. e P. IVA 06247740159
Società a socio unico soggetta all'attività di direzione
e coordinamento di Teufelberger Wireurope GmbH

Tibet Style Footbridge in Portugal Supply of cables.

Offer n. 210726-M1768

With reference to your enquiry, we are pleased to submit the following offer for the manufacture, supply and delivery of goods here after indicated. Please note, the cable sockets have been considered in accordance with Teufelberger-Redaelli standard designs.

1. DESCRIPTION OF SUPPLY.

The cables shall be made by hot dip Zinc-Aluminium alloy Zn95/Al5 coated full locked coil (FLC) and open spiral strands (OSS), with quantities and sockets indicated in the following table.

COD.	Cable Type	Minimum Breaking Load (kN)	El. Num. (N.)	Av. length (m)	Socket 1	Socket 2
Main Cables	FLC 52	2765	9	133,3	BRC	BRC
Lower Cables	FLC 52	2765	2	89,0	BRC	BRC
Hanger Type 1 (P1)	OSS 16	0.9X240	8	5,3	MAC	TBC
Hanger Type 2 (P1)	OSS 16	0.9X240	34	1,5	MAC	TBC

2. TECHNICAL DESCRIPTION.

2.1. Steel Wire Full Locked Coil Strands (FLC) conform to EN12385-10.

The cables shall be made by steel wire full locked coil strand, with minimum 2 layers of external Z shaped wires and an internal core made by round wires.

The wires shall be hot dip galvanised, the two outmost layers of Z-shaped wires shall be hot dip Zinc-Aluminium Alloy Zn95/Al5 coated.

The properties of the wires are:

Tensile strength:	1570 MPa min.
Proof stress $R_{p0,2}$:	1180 MPa min.
Elongation at break:	4% min. on 250 mm gauge length.
Wires ductility:	EN 10264
Wires hot dip galvanising	EN 10264 class A

2.2. Steel Wire Open Spiral Strand (OSS) conform to EN12385-10.

The open spiral strand cables are made by hot dip galvanised wires, high strength steel wires, round, helical spun in layers in opposite direction around a central core.

The wires shall be hot dip Zinc-Aluminium alloy Zn95/Al5 coated.

The properties of the wires are:

Tensile strength	1180 MPa min.
Proof stress $R_{p0,2}$	1180 MPa min.
Elongation at break	4% min. on 250 mm gauge length
Wires ductility:	EN 10264
Wires hot dip galvanising	EN 10264 Class A



2.3. **Internal Filling.**

The cables shall be internally filled using Tensofill corrosion inhibitor (a severe atmosphere corrosion inhibitor made up of resin and zinc powder). This is applied during the strand closing operation.

The internal filler prevents the entry and diffusion of moisture or external agents between the wire interstices within the strand and provides additional galvanic protection.

2.4. **Prestretching and Marking.**

The cables shall be pre-stretched with minimum 5 cycles from 5% to 50% of the strand Minimum Breaking Force (MBF), to eliminate the initial inelastic strain and measured under the specified load for cutting to the final cable lengths. The prestretching operation is executed on an automated controlled line. The measuring operation is executed under the specified tensile force and in controlled thermal condition. The equipment and the procedure ensure the thermal compensation.

The length tolerance after the prestretching operation is $\pm(\sqrt{L(m)} + 5)$ where L is in meters, (as example for 100 m stay length the tolerance is ± 15 mm).

N° 20 marking positions for each main and lower cables are included in the scope.

Other marking position, if required, shall be quoted separately.

2.5. **Socketing.**

2.5.1. The main and lower cables within section 1.1. shall be connected to the sockets with Polyester Resin for structural socketing, after cleaning and preparation of the rope end brush according to the EN 13411-4 and according to our internal procedures. The load in the anchorage is completely transferred by the socketing material media, without mechanical systems, giving as consequence high fatigue toughness.

2.5.2. The hangers strands shown within section 1.1. are fixed to the sockets by swaging, the breaking force after swaging shall be as minimum 0.9 times the breaking force of the rope.

The socketing operation is carried out in controlled conditions, the equipment used ensure the proper centring and alignment of the strands in the sockets.

2.6. **Sockets.**

2.6.1. *Adjustable bridge socket BRC.*

2.6.1.1. The bridge heads are made by high strength steel castings G24Mn6 according to EN10293, quenched and tempered, machined and hot dip galvanised. The impact toughness K_v at -40°C is higher than 27 J. The surface protection is given by hot dip galvanising with 80 μm minimum thickness. The sockets are designed to have a breaking force higher than the one of the respective strands. The controls carried out are:

- mechanical properties for each production batch;
- magnetic particle inspection on each piece according to EN1369 Severity Level SM2/ LM2/ AM2 and ultrasonic examination on each piece according to EN12680-1 Severity Level 2;
- dimensional control;
- zinc coating thickness control.

2.6.1.2. The pins are made by high strength alloy steel 34CrNiMo6 or 39NiMoCr3 EN 10083, rolled or forged, hardened and tempered, machined, from bars inspected by ultrasonic examination to the 100% of the pieces. The impact toughness KV at -40°C is higher than 27 J. The surface protection is given by hot dip galvanising with 80 μm minimum thickness. The controls carried out are:

- mechanical properties for each production batch;
- ultrasonic examination on each bar, according to the ASTM A388 and with acceptability according to the UNI 8572 part 3, Quality Level 2, $d_e = 3$ mm;
- dimensional control;
- zinc coating thickness control.

2.6.1.3. The threaded bars and nuts are made by high strength alloy steel 42CrMo4 EN ISO 683-2. The thread is of metric type and is executed on the bars by rolling.

The surface treatment is bright or Geomet®.



The controls carried out are:

- mechanical properties for each production batch;
- ultrasonic examination on each bar before the thread rolling, acceptability according to the UNI EN 10308 or 10228-3 quality class 3;
- zinc coating/Geomet thickness control;
- coupling check.

2.6.2. Open Swaged Fittings MAC, Turnbuckle with Open Swaged Fittings TBC.

The swaged sockets are made by S355J2 EN 10025, or equivalent carbon steel, rolled or forged and machined.

The surface protection is given by hot dip galvanising.

The internal threads are bright. The sockets are designed to have a breaking force higher than the one of the respective cables.

The controls carried out are:

- mechanical properties for each production batch;
- dimensional control;
- coupling check;
- zinc coating thickness.

2.7. Tests on the ropes.

2.7.1. Tensile Testing - EN 10204

One tensile test shall be executed on one rope sample for each cable size, on a prototype complete with laboratory dummies sockets, with measurement of the elastic modulus and of the breaking force of the strand.

The total number of tests is 2.

Other special tests, if required, shall be quoted separately.

2.8. Packing.

The hanger cables shall be packed in coils, main and lower cables shall be packed in reels for the transportation to the site.

3. CERTIFICATION.

The design, fabrication and delivery of the cables shall be made in accordance with a certified factory Quality Assurance Programme based on the ISO 9001 standard for quality systems.

Specific Inspection Plan shall be issued before the starting of production.

The following certifications, issued by the manufacturing factory shall be issued:

3.1. certificate on the mechanical and chemical properties and on the galvanising of the wires issued by the manufacturer with the acceptance criteria of the norms EN 12385-10, EN 10264 like hereafter indicated:

Wire strength	100% of the reels of galvanized wire
Wire elongation at break	100% of the reels of galvanized wire
Proof stress	100% of the reels of galvanized wire
Ductility	100% of the reels of galvanized wire
Round wires diameter	100% of the reels of galvanized wire
Z wires shape	Every production start
Z wires cross section area	100% of the reels of galvanized wire
Zinc quantity	100% of the reels of galvanized wire
Zinc coating uniformity	100% of the reels of galvanized wire
Zinc adherence wrap	100% of the reels of galvanized wire

3.2. certificate of breaking force and elastic modulus of the ropes, made on complete specimen with laboratory dummy sockets, issued by an external laboratory;



- 3.3. certificate of the prestretching and marking operations issued by the manufacturer;
- 3.4. certificate on the sockets application modality, issued by the manufacturer;
- 3.5. certificate on the magnetic particle and/or ultrasonic examination of the sockets;
- 3.6. certificates on the mechanical properties of the materials used for the sockets;
- 3.7. certificates on the zinc coating of the sockets, issued by the manufacturer.
Other certifications or tests, if required, must be agreed and quoted separately.
- 4. **DELIVERY.**
EXW- Brescia District-
The cables will be delivered within 6/8 months from the order and definition of all the technical details including the final lengths.
The final deliveries can be mutually agreed according the necessity of the site activities.
- 5. **PRICES.**
 - 5.1. The price for the supply of the cables and sockets as indicated in point 1., manufacturing, complete testing as described at point 2.6., certificates as per point 3., packing, delivery excluded, is:
EUR.
- 6. **PAYMENT AND GUARANTEE TERMS PROPOSAL.**
To be mutually agreed.
Please note Redaelli standard terms are 30% advanced payment upon confirmation of Purchase Order and 70% balance payable upon despatch of goods.
- 7. **OTHER CONDITIONS.**
To be mutually agreed.
This offer has been prepared on the understanding that Redaelli General Terms & Conditions for Sale will apply.
- 8. **VALIDITY OF THE OFFER.**
30 days.
- 9. **ANNEXES.**
Full Locked Coil FLC data sheet.
Bridge Sockets BRC data sheet.
Cable Sketch BRC-BRC

For any question please contact:

Giulio Donolato
Sales Engineer

T +39 0225307237
M +39 3357177157
E giulio.donolato@redaelli.com

REDAELLI TECNA S.p.A.
Tensostructures Division

Head of BU
Daniela Lombardini
Tel +39 02 25307291

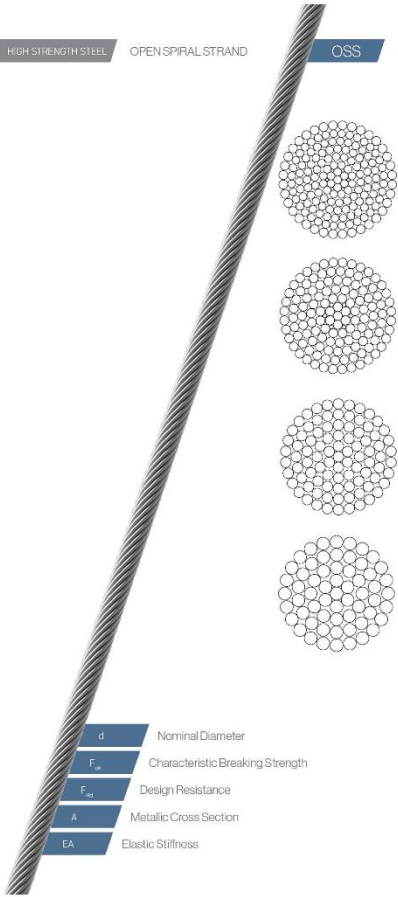


PRODUCT CODE	d (mm)	F _{yk} ⁽¹⁾ (kN)	F _{td} ⁽²⁾ (kN)	A (mm ²)	EA (MN)	Mass (kg/m)
FLC 16	16	255	170	170	28	1,4
FLC 20	20	395	263	266	44	2,2
FLC 24	24	575	383	383	63	3,2
FLC 28	28	780	520	521	86	4,3
FLC 32	32	1020	680	681	112	5,7
FLC 36	36	1295	863	862	142	7,2
FLC 40	40	1615	1077	1077	178	9,0
FLC 44	44	1955	1303	1303	215	10,8
FLC 48	48	2330	1553	1551	256	12,9
FLC 52	52	2765	1843	1841	304	15,3
FLC 56	56	3205	2137	2136	352	17,8
FLC 60	60	3680	2453	2452	405	20,4
FLC 64	64	4190	2793	2789	460	23,2
FLC 68	68	4730	3153	3149	513	26,2
FLC 72	72	5235	3490	3530	575	29,4
FLC 76	76	5815	3877	3933	641	32,7
FLC 80	80	6425	4283	4358	710	36,3
FLC 84	84	7070	4713	4805	783	40,0
FLC 88	88	7745	5163	5274	860	43,9
FLC 92	92	8450	5633	5764	940	48,0
FLC 96	96	9185	6123	6276	1023	52,2
FLC 100	100	10075	6717	6890	1123	57,3
FLC 104	104	10890	7253	7452	1215	62,0
FLC 108	108	11725	7817	8037	1310	66,9
FLC 112	112	12745	8497	8744	1425	72,8
FLC 116	116	13660	9107	9379	1529	78,0
FLC 120	120	14605	9737	10037	1636	83,5
FLC 124	124	15595	10390	10718	1747	89,2
FLC 128	128	16790	11193	11551	1883	96,1
FLC 132	132	17845	11897	12285	1966	102,2
FLC 136	136	18935	12623	13040	2086	108,5
FLC 140	140	20055	13370	13819	2211	115,0
FLC 144	144	21205	14137	14620	2339	121,7
FLC 148	148	22395	14930	15443	2471	128,5
FLC 152	152	23610	15740	16289	2606	135,5
FLC 156	156	24860	16573	17158	2745	142,8

(1) Characteristic Breaking Strength F_{yk} = Minimum Breaking Force F_{min} x Loss Factor ke ($ke = 1$ for metal/resin filled socket, $ke = 0.9$ for swaged socket)
 (2) Design Resistance $F_{td} = F_{yk} / 1.67$

For European Standard EN 1993-1-1: $\gamma_m = 1.0$

Upon request, we can propose alternative cable diameters and cable characteristics.

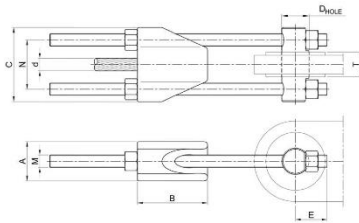


PRODUCT CODE	d (mm)	$F_{tk}^{(1)}$ (kN)	$F_{td}^{(2)}$ (kN)	A (mm ²)	EA (MN)	Mass (kg/m)
OSS 8	8	60	40	39	6	0,3
OSS 12	12	135	90	88	15	0,7
OSS 16	16	240	160	157	26	1,3
OSS 20	20	380	253	245	40	2,0
OSS 24	24	545	363	353	58	2,9
OSS 28	28	745	497	480	79	4,0
OSS 32	32	970	647	628	104	5,2
OSS 36	36	1230	820	794	131	6,5
OSS 40	40	1520	1013	981	162	8,1
OSS 44	44	1840	1227	1196	196	9,8
OSS 48	48	2190	1460	1412	233	11,6
OSS 52	52	2570	1713	1657	273	13,7
OSS 56	56	2980	1987	1922	317	15,8
OSS 60	60	3425	2283	2206	364	18,2
OSS 64	64	3870	2580	2510	409	20,7
OSS 68	68	4355	2903	2834	462	23,4
OSS 72	72	4870	3247	3177	518	26,2
OSS 76	76	5410	3607	3540	577	29,2
OSS 80	80	5980	3987	3922	639	32,3
OSS 84	84	6580	4387	4324	705	35,6
OSS 88	88	7210	4807	4746	774	39,1
OSS 92	92	7870	5247	5187	846	42,8
OSS 96	96	8560	5707	5648	921	46,6
OSS 100	100	9275	6183	6128	999	50,5
OSS 104	104	10025	6683	6629	1080	54,6
OSS 108	108	10800	7200	7148	1165	58,9
OSS 112	112	11605	7737	7688	1253	63,4
OSS 116	116	12440	8293	8246	1344	68,0
OSS 120	120	13305	8870	8825	1438	72,7

(1) Characteristic Breaking Strength F_{tk} = Minimum Breaking Force F_{mk} x Loss Factor k_e ($k_e = 1$ for metal/resin filled socket, $k_e = 0,9$ for swaged socket)
(2) Design Resistance $F_{td} = (F_{tk} / 1,5) / \gamma_s$
For European Standard EN 1993-1-1: $\gamma_s = 1,0$
Upon request, we can propose alternative cable diameters and cable characteristics.



HIGH STRENGTH STEEL ADJUSTABLE BRIDGE SOCKET BRC



d_{max}	Max Strand Diameter
N_k	Characteristic Breaking Strength
N_{Ed}	Design Resistance
D_{HOLE}	Hole Diameter
Adj.	Adjustment

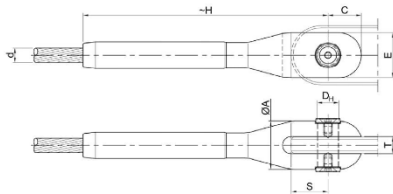
PRODUCT CODE	d_{max} (mm)	N_k (kN)	N_{Ed} (kN)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D_{HOLE} (mm)	E (mm)	M (mm)	N (mm)	T_{min} (mm)	T_{max} (mm)	Adj. (mm)	Mass (kg)
BRC 12	15	160	107	40	66	80	32	37	16 x 2	56	16	22	±150	3.5
BRC 16	19	280	187	55	88	104	38	45	20 x 3	72	24	30	±150	7.0
BRC 20	24	440	293	65	110	126	47	55	24 x 3	86	30	37	±150	11
BRC 24	29	620	413	80	132	150	56	65	27 x 3	102	38	45	±150	18
BRC 28	32	850	567	90	154	174	66	78	33 x 4	118	50	56	±150	27
BRC 32	36	1150	767	105	176	198	72	85	36 x 3	134	55	60	±200	39
BRC 36	40	1400	933	120	198	220	80	94	39 x 3	148	65	70	±200	50
BRC 40	44	1750	1167	130	220	242	91	104	42 x 3	162	70	75	±200	70
BRC 44	48	2100	1400	140	242	268	97	114	48 x 3	180	80	85	±200	92
BRC 48	52	2500	1667	150	264	292	107	125	52 x 3	198	90	95	±200	114
BRC 52	56	2950	1967	170	286	316	117	136	56 x 4	212	95	105	±200	139
BRC 56	60	3400	2267	180	308	338	122	144	60 x 4	226	105	110	±200	164
BRC 60	64	3900	2600	190	330	358	131	150	60 x 4	238	115	120	±200	181
BRC 64	68	4500	3000	200	352	384	141	165	68 x 4	256	125	130	±250	228
BRC 68	72	5000	3333	220	374	408	151	176	72 x 4	272	130	135	±250	270
BRC 72	76	5600	3733	230	396	434	157	184	76 x 4	290	140	145	±250	310
BRC 76	80	6300	4200	240	418	456	171	198	80 x 4	304	150	155	±250	359
BRC 80	84	7000	4667	250	440	480	182	210	85 x 4	320	155	165	±250	496
BRC 84	88	7700	5133	270	462	504	191	221	90 x 6	336	165	170	±250	561
BRC 88	92	8500	5667	280	484	530	202	233	95 x 6	354	175	180	±250	638
BRC 92	96	9300	6200	290	506	560	212	251	105 x 6	376	185	190	±250	761
BRC 96	100	10100	6733	300	528	584	222	263	110 x 6	392	190	200	±250	852
BRC 100	104	10900	7267	310	550	608	232	274	115 x 6	408	195	205	±300	949
BRC 104	108	11800	7867	330	572	632	242	286	120 x 6	424	205	215	±300	1063
BRC 108	112	12700	8467	340	594	652	252	293	120 x 6	436	210	225	±300	1125
BRC 112	116	13900	9267	350	616	682	272	317	130 x 6	458	215	230	±300	1314
BRC 116	120	14900	9933	360	638	702	282	324	130 x 6	470	225	240	±300	1387
BRC 120	124	15900	10600	380	660	728	292	336	135 x 6	486	230	250	±300	1533
BRC 124	128	17000	11333	390	682	750	303	345	140 x 6	502	240	255	±300	1674
BRC 128	132	18100	12067	400	704	774	313	360	145 x 6	518	250	265	±300	1822
BRC 132	136	19200	12800	410	726	800	323	372	150 x 6	536	255	270	±300	1981
BRC 136	140	20400	13600	430	748	830	333	389	160 x 6	558	265	280	±300	2232
BRC 140	144	21600	14400	440	770	858	343	406	170 x 6	578	270	290	±300	2479
BRC 144	148	22900	15267	450	792	890	353	423	180 x 6	602	280	300	±300	2749
BRC 148	152	24300	16200	460	814	914	363	435	185 x 6	618	290	310	±300	2948
BRC 152	156	25600	17067	480	836	938	373	446	190 x 6	634	300	320	±300	3178
BRC 156	160	26900	17933	490	858	962	383	458	195 x 6	650	310	330	±300	3398

(1) Characteristic Breaking Strength $F_{tk} = N_k$ (2) Design Resistance $F_{Rd} = (F_{tk} / 1.5) / \gamma_s$ $F_{Rd} = N_{Ed}$
For European Standard EN 1993-1-1: $\gamma_s = 1.0$

Upon request, we can suggest the effective diameter and the breaking strength of the cable for the specific project.



HIGH STRENGTH STEEL OPEN SWAGED SOCKET 42CrMo4 MAC



PRODUCT CODE	N _{sk} ⁽¹⁾ (kN)	N _{sk} ⁽²⁾ (kN)	d _{max} (mm)	ØA (mm)	-H (mm)	C (mm)	E (mm)	DH (mm)	S (mm)	T (mm)
MAC 6	34	20	6	23	102	15	21	10	16	8
MAC 8	60	36	8	29	133	19	26	12	20	10
MAC 10	94	56	10	35	165	24	32	15	25	12
MAC 12	135	81	12	42	197	28	38	18	29	15
MAC 14	184	110	14	46	227	31	43	20	35	15
MAC 16	240	144	16	54	262	37	50	24	40	18
MAC 18	304	182	18	62	295	42	57	27	45	22
MAC 20	380	228	20	67	327	46	63	30	51	22
MAC 22	460	276	22	72	356	49	67	32	54	25
MAC 24	545	327	24	77	388	54	72	35	61	25
MAC 26	640	384	26	82	421	57	77	37	67	25
MAC 28	745	447	28	89	451	62	83	40	69	30
MAC 30	856	514	30	95	484	66	89	42	75	30
MAC 32	970	582	32	100	516	70	94	46	81	32
MAC 34	1096	658	34	110	551	76	104	49	86	35
MAC 36	1230	738	36	115	582	80	108	51	90	37
MAC 38	1371	823	38	121	611	83	113	53	93	40
MAC 40	1520	912	40	126	644	87	119	56	100	40
MAC 42	1676	1006	42	132	676	91	124	58	104	42

d_{max} Max Strand Diameter
N_{sk} Characteristic Breaking Strength
N_{td} Design Resistance

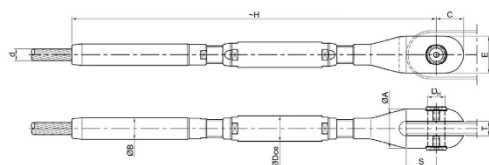
(1) Characteristic Breaking Strength $F_{sk} = N_{sk}$ (2) Design Resistance $F_{td} = F_{sk} / 1.5 / \gamma_R$ $F_{sk} = N_{sk}$
For European Standard EN 1993-1-1: $\gamma_R = 1.0$
Upon request, we can suggest the effective diameter and the breaking strength of the cable for the specific project.


 HIGH STRENGTH STEEL
 TURNBUCKLE
 42CrMo4

TBC



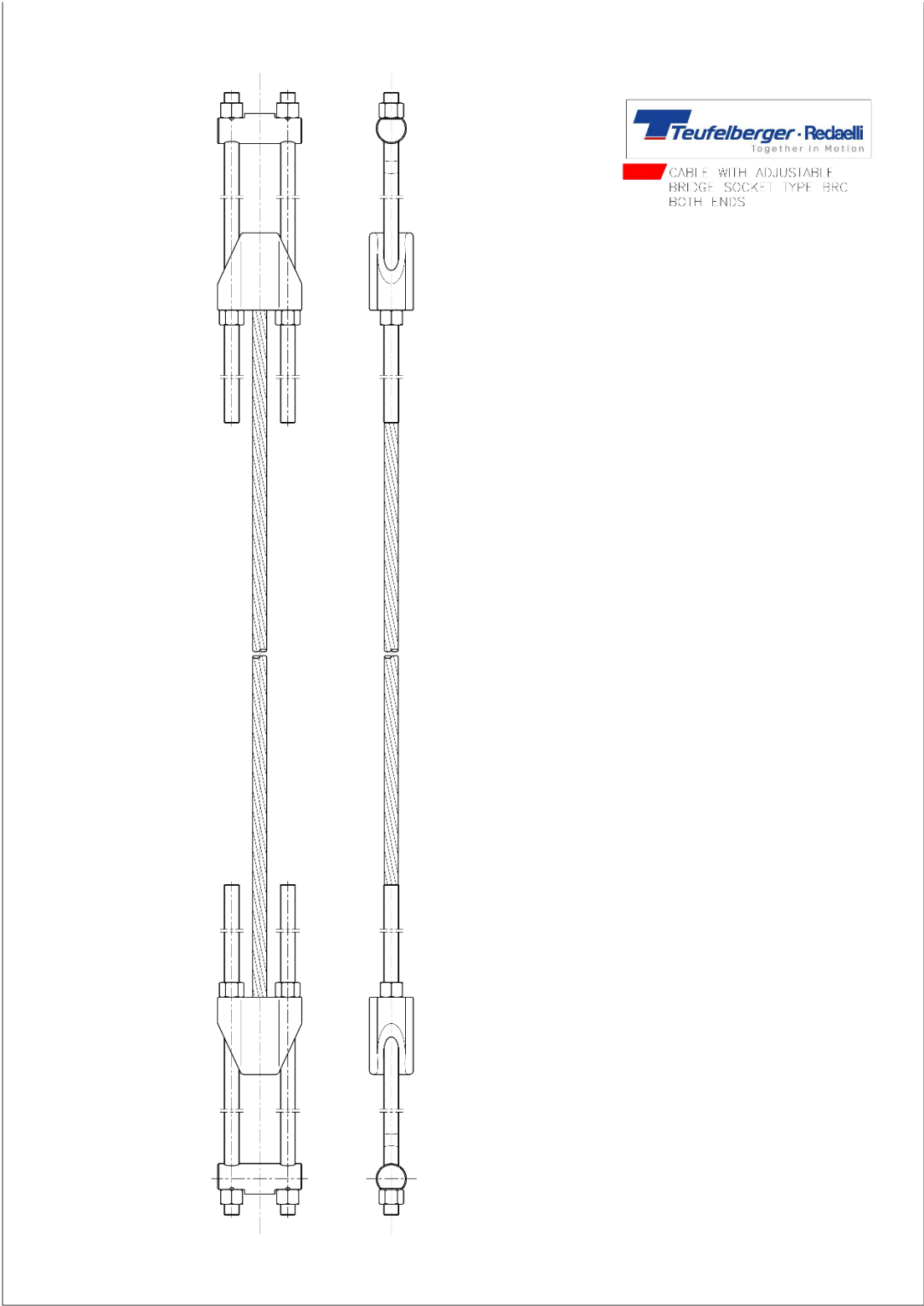
PRODUCT CODE	$N_{uk}^{(1)}$ (kN)	$N_{Rd}^{(2)}$ (kN)	d_{max} (mm)	ϕA (mm)	-H (mm)	C (mm)	E (mm)	D_{se} (mm)	D_{oe} (mm)	B (mm)	S (mm)	T (mm)	Adj. (mm)
TBC 6	34	20	6	23	202	15	21	10	13	13	16	8	±20
TBC 8	60	36	8	29	267	19	26	12	18	16	20	10	±25
TBC 10	94	56	10	35	323	24	32	15	21	20	25	12	±30
TBC 12	135	81	12	42	381	28	38	18	24	25	29	15	±35
TBC 14	184	110	14	46	443	31	43	20	29	32	35	15	±40
TBC 16	240	144	16	54	510	37	50	24	34	32	40	18	±45
TBC 18	304	182	18	62	573	42	57	27	37	39	45	22	±50
TBC 20	380	228	20	67	633	46	63	30	43	39	51	22	±55
TBC 22	460	276	22	72	705	49	67	32	46	43	54	25	±65
TBC 24	545	327	24	77	767	54	72	35	49	50	61	25	±70
TBC 26	640	384	26	82	830	57	77	37	53	50	67	25	±75
TBC 28	745	447	28	89	888	62	83	40	57	57	69	30	±80
TBC 30	856	514	30	95	951	66	89	42	60	64	75	30	±85
TBC 32	970	582	32	100	1009	70	94	46	64	64	81	32	±90
TBC 34	1096	658	34	110	1078	76	104	49	69	71	86	35	±95
TBC 36	1230	738	36	115	1127	80	108	51	70	71	90	37	±100
TBC 38	1371	823	38	121	1188	83	113	53	74	78	93	40	±105
TBC 40	1520	912	40	126	1253	87	119	56	79	78	100	40	±110
TBC 42	1676	1006	42	132	1317	91	124	58	84	85	104	42	±115



d_{max}	Max Strand Diameter
N_{uk}	Characteristic Breaking Strength
N_{Rd}	Design Resistance
Adj.	Adjustment

(1) Characteristic Breaking Strength $F_{uk} = N_{uk}$ (2) Design Resistance $F_{Rd} = (F_{uk} / 1.5) / \gamma_R$ $F_{Rd} = N_{Rd}$
 For European Standard EN 1993-1-1, $\gamma_R = 1.0$

Upon request, we can suggest the effective diameter and the breaking strength of the cable for the specific project.





CABLE WITH SWAGED FORK SOCKET
ONE END AND SWAGED TURNBUCKLE
WITH FORK SOCKET OTHER END

