

MESTRADO
ESTRUTURAS DE ENGENHARIA CIVIL

RECONVERSÃO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA HISTÓRICA NUMA PONTE PEDONAL/CICLÁVEL

Júlia Della Libera

OUTUBRO
2022

FACULDADE DE ENGENHARIA

RECONVERSÃO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA HISTÓRICA NUMA PONTE PEDONAL/CICLÁVEL

JÚLIA DELLA LIBERA

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

Orientador: Professora Doutora Elsa de Sá Caetano

OUTUBRO DE 2022

MESTRADO EM ESTRUTURAS DE ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



mestec@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 em Estruturas de Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

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.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos à Techonis - Global Consulting Services, que propôs o tema desta tese e abriu as portas da empresa para me receber e partilhar tanta experiência. À professora Elsa Caetano, não só pelo exemplo de profissionalismo e experiência, mas também porque tão prontamente se dispôs a responder todas as minhas questões. Aos colegas do MESTEC, que fizeram destes dois anos de mestrado muito mais leves, mesmo em meio a confinamentos e aulas remotas, estiveram sempre presentes. À minha família, por todo o apoio e motivação, que me dão forças mesmo quando acho que já não as tenho. Aos meus *housemates* que são a minha família “portuguesa”, pela compreensão e cooperação no dia-a-dia.

RESUMO

O objetivo do trabalho presente consiste na análise dinâmica da Ponte do Remisquedo a partir da ação de peões. No âmbito do estudo do comportamento da ponte, foi feita a modelação de ponte metálica pedonal, resultante da reabilitação de ponte ferroviária histórica, e realizadas verificações de segurança devido a cargas estáticas e dinâmicas.

O modelo computacional foi desenvolvido a partir do projeto fornecido pela Techonis - Global Consulting Services, empresa que desenvolveu o projeto de reabilitação da estrutura. As premissas de projeto estão em acordo com dados fornecidos pela empresa relativamente ao estado de conservação da ponte e de acordo com Normas Portuguesas vigentes. Foram introduzidos no modelo casos de carga estáticos, móveis e dinâmicos.

A partir da análise realizada, foi feita a classificação da estrutura quanto ao nível de vibrações no tabuleiro, caracterizado pela aceleração de pontos críticos da ponte.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes, Dinâmica, Estruturas metálicas, Peões, Vibração.

ABSTRACT

The present project's objective is the dynamic analysis of the Remisquedo Bridge regarding the action of pedestrians. The steel structure was modelled in order to carry out studies regarding the behaviour of the bridge when loaded with static and dynamic forces and verify stability and safety of the structural elements.

The model was developed in accordance with the structural project shared by Techonis – Global Consulting Services, the project design company which developed the project for the remodeling of the historical railway bridge into a pedestrian bridge. The information on the structural parameters was the same as the ones considered in the project, regarding the material and conservation of the elements. The codes used in order to verify the limit states of the structure were Eurocode and Portuguese codes, in accordance with the location of the bridge.

From the analysis carried out, it was possible to classify the structures in regards to level of vibration on the board, according to the accelerations obtained in its critical nodes.

KEYWORDS: Bridges, Struture Dynamics, Steel Structures, Pedestrian, Vibration.

ÍNDICE GERAL

1	Introdução.....	1
1.1	Motivação	1
1.2	A empresa	1
1.3	Objetivo	2
1.4	Metodologia	2
1.5	Organização do Trabalho.....	2
2	Estado da Arte	3
2.1	Pesquisa de Pontes de Caminho Férreo	3
2.1.1	Material.....	3
2.1.2	Carga de Comboios da Época.....	4
2.2	Reabilitação de Estruturas Históricas	7
2.2.1	Ponte Gustavo Eiffel.....	7
2.2.2	Ponte ferroviária do Minho.....	7
2.2.3	Intervenção na ponte do Remisquedo	8
2.3	Efeitos Dinâmicos Induzidos por Peões	12
2.3.1	Critérios de conforto	14
3	Estudo de Caso: Ponte Remisquedo	16
3.1	Caracterização da Estrutura	16
3.1.1	Geometria	16
3.1.2	Materiais	20
3.2	Modelação Numérica.....	20
3.3	Análise de Segurança.....	21
3.3.1	Peso Próprio.....	21
3.3.2	Ação do veículo de Turismo.....	21
3.3.3	Ação do Vento	23
3.3.4	Ação do vento no tabuleiro.....	24
3.3.5	Ação do vento nos pilares.....	25
3.3.6	Ação devida à Temperatura	26
3.3.7	Ação Sísmica	27
3.3.8	Combinação de Ações	30
3.3.9	Verificações de Segurança.....	31
–	Classificação Seccional	33
–	Resistência da Secção	34
–	Verificação de Estabilidade	35

3.4	Análise Modal.....	37
3.5	Análise Dinâmica	40
3.5.1	Determinação dos modos de vibração críticos	40
3.5.2	Aplicação de Carga Harmónica	40
3.5.3	Cálculo das acelerações	43
4	Conclusão	47
4.1	Observações relevantes sobre a reabilitação da Ponte do Remisquedo.....	47
4.1.1	Contribuição da laje para a rigidez da ponte	47
4.1.2	Aumento em rigidez dos pilares após reabilitação	48
4.2	Análise dos Resultados	48
	Referências Bibliográficas.....	50

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Mapa da rede ferroviária portuguesa: Linha do Douro, Linha do Tua e a sua possível ligação à rede espanhola (fonte: Arquivo Histórico do Instituto da Mobilidade e dos Transportes)	1
Figura 2 – Locomotiva Alsthom e carruagem Napolitana (Com22)	4
Figura 3 - Documento original de cálculos justificativos de Longarinas em ponte de Meireles, na Linha do Tua (Fonte: REFER).....	5
Figura 4 - Documento original de cálculos justificativos de Transversinas em ponte de Meireles, na Linha do Tua (Fonte: REFER).....	6
Figura 5 - Ponte Eiffel vista da margem esquerda [11]	7
Figura 6 – Ponte do Coura	8
Figura 7 - Pontos com necessidade de substituição de rebites	9
Figura 8 - Elementos reforçados em projeto de reconversão da ponte do Remisquedo. 10	
Figura 9 - Degradação de pintura ao longo de toda a estrutura do tabuleiro e dos pilares	10
Figura 10 - Elementos reforçados em projeto de reconversão da ponte do Remisquedo 11	
Figura 11 - Esquema de secção transversal com nova laje e guarda-corpos	11
Figura 12 - Millennial Bridge vista em alçado	12
Figura 13 - Millennial Bridge, localizada em Londres.....	12
Figura 14 - Daly's Bridge, também conhecida como Shakey Bridge, localizada em Cork (Irlanda) [7].....	13
Figura 15 - Gráfico de força devido à ação de caminhada (esquerda) vs. Corrida (direita) de peões (Sétra/AFGC, 2006).....	14
Figura 16 - Possíveis envoltórias de resposta para uma excitação dinâmica genérica [8]	14
Figura 17 - Alçado Nascente da Ponte do Remisquedo	16
Figura 18 - Pormenor de modelação da distância entre eixos	16
Figura 19 - Vista superior de um dos Pilares da ponte.....	17
Figura 20 - Correspondência entre links rígidos do modelo computacional e o pormenor de projeto	17
Figura 21 - Pormenor de aparelho de apoio dos pilares	18
Figura 22 - Modelação de encontros da Ponte do Remisquedo	18
Figura 23 - Imagem da Ponte do Remisquedo e Pormenor do guarda-corpo existente . 19	
Figura 24 - Propriedades do Aço utilizada para o desenvolvimento do modelo computacional do trabalho presente	20
Figura 25 - Modelo computacional com pilares modelados vs. pilares em mola	21
Figura 26 - Dimensões do veículo de turismo Tschu-tschu (fonte: http://www.tschu-tschu.net/t-140-specs)	21
Figura 27 - Parâmetros da carga móvel inseridos no Robot® devido ao veículo de turismo	22
Figura 28 - Localização da Ponte do Remisquedo	23
Figura 29 - Aplicação de ação do vento no tabuleiro	25
Figura 30 - Aplicação de ação do vento nos pilares	26
Figura 31 - Zoneamento térmico para condições de inverno e verão. Ref.: NP EN 1991-1-5.....	27
Figura 32 – Zoneamento ação sísmica em Portugal. Ref.: NP EM 1998-1.....	28
Figura 33 - Equações do espectro de resposta	29
Figura 34 - Gráfico das acelerações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2	29
Figura 35 - Elementos estudados nas verificações de segurança	32

Figura 36 - Sinal da carga harmónica distribuída para os modos em questão.....	40
Figura 37 - Gráficos para obtenção de coeficiente de redução ψ para os casos de caminhada lenta (HIVOSS, 2009).....	41
Figura 38 - Aplicação de carga harmónica em tabuleiro para casos 1 e 3	42
Figura 39 - Gráfico para obtenção de coeficiente de redução ψ para os casos de jogging (HIVOSS, 2009)	42
Figura 40 - Aplicação de carga harmónica em tabuleiro para caso 2.....	42
Figura 41 - Caso de carga utilizado para validação dinâmica do modelo computacional	44
Figura 42 - Nó 586 à meio do vão central	45
Figura 43 - Diagrama da máxima aceleração observada à meio do vão central para o caso 1, modo 4.....	45
Figura 44 - Diferença entre primeiras frequências naturais do modelo com e sem laje mista.....	47
Figura 45 - Primeira frequência natural horizontal da ponte sem considerar a Laje Mista	47

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Evolução histórica de materiais de construção para pontes metálicas - Adaptado (Poças, 2009).....	3
Tabela 2 - Critério de aceitação por pessoas dos efeitos de vibração vertical em estruturas [1]	15
Tabela 3 - Classes de conforto segundo o HIVOSS	15
Tabela 4 - Cálculo de Peso e Momento fletor gerado por Guarda-corpo Existente	19
Tabela 5 – Esforço característico de momento fletor a ser aplicado no modelo	19
Tabela 6 - Propriedade dos materiais utilizados para o Projeto de Reabilitação pela empresa Techonis®	20
Tabela 7 - Comprimento de rugosidade. Ref.: NP EN 1991-1-4 (2010).....	24
Tabela 8 - Parâmetros para o cálculo da ação do vento no tabuleiro	25
Tabela 9 - Parâmetros para o cálculo da ação do vento nos pilares	25
Tabela 10 - Variação de temperatura usual de acordo com o tipo de tabuleiro.....	27
Tabela 11 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 1 e 2.....	28
Tabela 12 – Coeficientes para combinação de ações. Ref.: NP EN 1990	30
Tabela 13 - Tabela de coeficientes para combinação de ações em pontes de peões. Ref.: NP EN 1990, anexo A2	31
Tabela 14 - Linhas de influência para pontos críticos e respetivo esquema de aplicação de cargas	31
Tabela 15 - Caracterização das secções dos elementos estudados nas verificações de segurança	32
Tabela 16 - Características geométricas das secções em estudo	33
Tabela 17 - Características das secções em estudo.....	34
Tabela 18 - Classificação das secções em estudo	34
Tabela 19 - Verificação de segurança à tensão e compressão	35
Tabela 20 - Cálculo de coeficiente de redução para encurvadura por compressão axial	36
Tabela 21 - Cálculo de coeficiente de redução para encurvadura lateral	36
Tabela 22 – Verificação à encurvadura	36
Tabela 23 - Análise modal obtida através de modelo computacional do Robot Structural Analysis	37
Tabela 24 - Análise modal obtida através de modelo computacional do SAP2000.....	39
Tabela 25 - Avaliação de necessidade de análise dinâmica no 1º e 2º harmónico	40
Tabela 26 - Casos de carga dinâmica devidos à ação de peões baseados em (Sétra/AFGC, 2006).....	41
Tabela 27 - Funções senoidais referentes à cada tipo de carregamento dinâmico	43
Tabela 28 - Comparação entre acelerações obtidas por cálculos manuais e computacionais	46
Tabela 29 - Aceleração máxima e classificação de conforto para cada caso de carga dinâmica.....	46
Tabela 30 - Diferença entre deslocamentos no topo dos pilares existentes e reabilitados	48

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

K - coeficiente de transmissão térmica [$\text{W/m}^2\text{K}$]

E - módulo de elasticidade [GPa]

RSA - Robot Structural Analysis

k_I - coeficiente de turbulência (recomendado pelo Anexo Nacional igual a 1);

c_o - coeficiente de orografia;

z_0 - comprimento de rugosidade

$p(t)$ - função de força

$u(t)$ - vetor do deslocamento em função do tempo

$\dot{u}(t)$ - vetor da velocidade em função do tempo

$\ddot{u}(t)$ - vetor da aceleração em função do tempo

$\underline{M}$ - matriz de massa da estrutura

$\underline{C}$ - matriz de amortecimento da estrutura

$\underline{K}$ - matriz de rigidez da estrutura

1 INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

A ponte do Remisquedo faz parte da Linha do Tua, linha férrea que liga a estação de Foz do Tua até Mirandela, cujo projeto se iniciou em 1878 com o estudo do traçado, para então ser concluída a sua construção no ano de 1887 (Silva, 2008). Nos anos que se seguiram, movidos pelo intuito de estender a Linha até Bragança e futuramente até Espanha, novas estações foram construídas, e em 1906 o comboio chegou à Bragança. (Conde, 2006)

A Câmara de Bragança decidiu reabilitar a ponte do Remisquedo para utilização pedonal e ciclovitária, que se encontrava desde 1991 desativada. O projeto de intervenção da Ponte do Remisquedo foi adjudicado à empresa Techonis – Global Consulting Services, pelo que é do interesse da mesma que sejam feitas análises estática e dinâmica de verificação da estrutura quanto à segurança e o conforto.

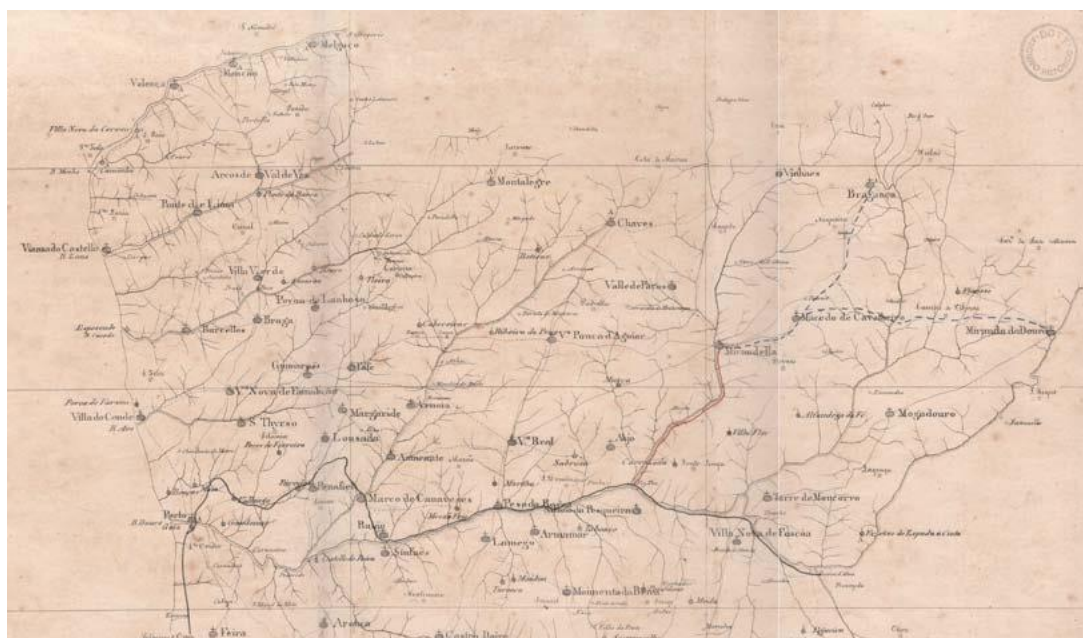


Figura 1 - Mapa da rede ferroviária portuguesa: Linha do Douro, Linha do Tua e a sua possível ligação à rede espanhola (fonte: Arquivo Histórico do Instituto da Mobilidade e dos Transportes)

1.2 A EMPRESA

A Techonis - Global Consulting Services é uma empresa portuguesa de consultoria que desenvolve projetos de engenharia em âmbito nacional e internacional, tendo em seu *portfolio* obras de aeroportos, hotéis, edifícios residenciais, entre outros, como reabilitação de pontes que é o caso de estudo desta dissertação.

Para além da ponte do Remisquedo, a Techonis® ficou também com a responsabilidade de elaborar projeto de reabilitação de outras pontes na antiga Linha do Tua para dar lugar à Ecopista do Tua, que no presente ano já inaugurou os primeiros 4,9 km cicláveis. [9]

A empresa proponente do tema da presente dissertação tem o interesse em realizar estudo do comportamento da ponte do Remisquedo tendo em consideração a mudança de utilização e, consequentemente, cargas atuantes.

1.3 OBJETIVO

O objetivo do presente trabalho é o de desenvolver o modelo computacional do projeto de reabilitação da Ponte do Remisquedo para análise do comportamento dinâmico da estrutura face à ação da passagem de peões.

A base do trabalho passa por documentos de projeto disponibilizados pela empresa proponente, tendo como premissas os dados utilizados também para a elaboração do projeto.

1.4 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento do presente trabalho, foi disponibilizada uma lista de desenhos da estrutura existente, gerada pela empresa Techonis® em 2018 a partir do levantamento realizado in loco por alpinistas, que fizeram registo fotográfico e medição dos elementos.

A partir dos dados coletados, foi criada pela Techonis® a solução de reabilitação da ponte ferroviária do Remisquedo para utilização pedonal e ciclovária. O modelo de cálculo feito no SAP2000 e pranchas do projeto foram também partilhados pela empresa para a realização das análises dinâmicas desta dissertação.

Na presente dissertação este modelo foi revisto e detalhado, de modo a simular de forma mais rigorosa o comportamento em flexão dos pilares de apoio, tendo depois sido utilizado nas verificações de segurança realizadas e na simulação das ações pedonais.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Organização desta dissertação está dividida em quatro capítulos. No presente capítulo é enquadrado e justificado o tema, introduzida a empresa proponente e descrita a metodologia utilizada para desenvolvimento do trabalho.

O capítulo dois faz menção a estruturas históricas com características semelhantes às da estrutura da ponte tema desta dissertação e introduz ações e efeitos presentes neste tipo de estrutura.

O capítulo três exemplifica o cálculo da quantificação de algumas das ações consideradas para a verificação da ponte do Remisquedo e também do comportamento da mesma face à ação dinâmica de peões, que é o enfoque deste trabalho.

Finalmente, o capítulo quatro comenta sobre os resultados obtidos nas análises realizadas neste trabalho. É feita também análises específicas que comparam a estrutura existente e a estrutura reabilitada proposta pela empresa.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 PESQUISA DE PONTES DE CAMINHO FÉRREO

2.1.1 MATERIAL

Ao longo dos anos, o ferro sofreu alterações de acordo com a tecnologia disponível e com a necessidade de desempenho. A Tabela 1 identifica as principais características de cada tipo de ferro até a aparição do aço produzido atualmente.

É importante ressaltar que as pontes históricas da linha do Tua que são mencionadas no presente trabalho, em especial a ponte do Remisquedo, são datadas de uma época em que ainda se utilizava o ferro pudlado, pelo que será este o material considerado nas discussões que se seguem.

Tabela 1 - Evolução histórica de materiais de construção para pontes metálicas - Adaptado (Poças, 2009)

Material	Características mecânicas	Propriedades
Ferro Puro	$\sigma_{\text{elast}} = 180 \text{ MPa}$ $\sigma_r = 300 \text{ MPa}$ $\epsilon_{\text{rotura}} = 30\% \text{ (alongamento)}$	- Boa resistência à corrosão atmosférica - Muito dúctil - Não soldável
Ferro Fundido	$40 < \sigma_{\text{elast}} < 100 \text{ MPa}$ $100 < \sigma_r < 150 \text{ MPa}$ $1\% < \epsilon_{\text{rotura}} < 8\%$	- Boa resistência à corrosão. - Não soldável. - Rico em carbono, enxofre e fósforo, tornando-o um material bastante frágil.
Ferro Pudlado	$200 < \sigma_{\text{elast}} < 300 \text{ MPa}$ $300 < \sigma_r < 400 \text{ MPa}$ $5\% < \epsilon_{\text{rotura}} < 25\%$ Admitir em projecto: $\sigma_e = 200 \text{ MPa}$	- Boas características mecânicas, mas devido ao seu modo de fabricação que provocava pequenas inclusões, que podem ser foco de corrosão paralelamente ao plano de laminagem que provocava a descamação do material. - Por vezes era rico em carbono, enxofre e fósforo, que o tornava frágil e dificilmente soldável.
Aço Macio	$240 < \sigma_{\text{elast}} < 280 \text{ MPa}$ $420 < \sigma_r < 450 \text{ MPa}$ $\epsilon_{\text{rotura}} > 23\%$	- Apareceu em meados do séc. XIX, distingue-se do ferro pudlado pela sua uniformidade de características e pela inexistência de impurezas, em especial o fósforo. - Pouca tendência para a corrosão. - Soldável.

O ferro fundido foi utilizado até ao séc. XIX devido à facilidade de moldagem do material. Nos dias de hoje, este material é utilizado em mecânica e ferramentas, todavia ainda continua a ser utilizado em elementos especiais como aparelhos de apoio, etc. (Poças, 2009)

O ferro pudlado foi o material mais utilizado no séc. XIX na construção metálica (por exemplo a Ponte Eiffel e a ponte do Remisquedo), contudo desapareceu no início do séc. XX (Poças, 2009). Este material era obtido por aquecimento sem completa fusão do ferro e pela designada pudlagem, que aumentava o teor de carbono, mas não permitia a completa separação de escórias, sendo de 1 a 3% a percentagem de inclusões que não se misturavam homogeneamente ao aço, por isso configuravam o aspeto de fibras dispostas

no sentido da laminação. Estas impurezas fazem com que o material tenha características mecânicas diferentes dependendo da direção em que são medidas (anisotropia) (Patrício, 2018).

Devido às características mencionadas, é comum observar descamação pontual ou generalizada de elementos em estruturas constituídas por ferro pudlado, como é um exemplo da Ponte do Remisquedo.

2.1.2 CARGA DE COMBOIOS DA ÉPOCA

A Linha do Tua é composta por pontes, viadutos, pontões e passagens superiores que se acredita terem sido projetada com premissas e materiais semelhantes, por possuírem data de construção próximas.

Estima-se que o período de operação da ponte do Remisquedo data de 1906 a 1992. As locomotivas utilizadas à época eram as Alsthom e as carruagens "napolitanas", ilustradas na Figura 2. (Conde, 2006)



Figura 2 – Locomotiva Alsthom e carruagem Napolitana (Com22)

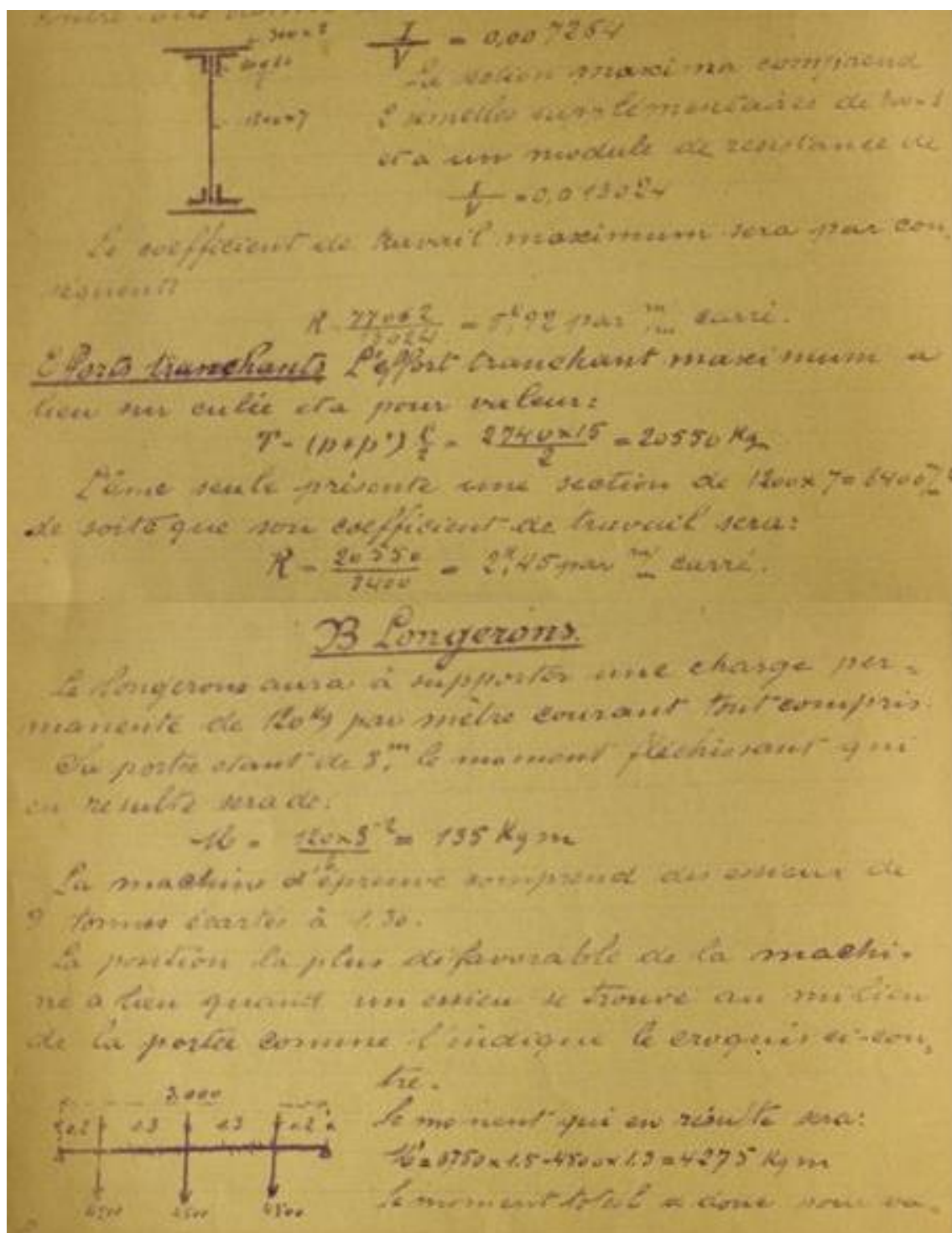


Figura 3 - Documento original de cálculos justificativos de Longarinas em ponte de Meireles, na Linha do Tua (Fonte: REFER)

Na Figura 3 é possível observar parte dos cálculos do momento atuante nas longarinas de ponte de Meireles. Considera-se que o carregamento é análogo ao da Ponte do Remisquedo.

de 5^m de portée (Inégalité de niveau)

Calculs justificatifs.

entre culées	14,200
axe de appuis	15,000
totale	15,400
de la poutre hors corniches	1,200
axe des poutres	2,500
corps	3,500

A Poutres principales.

Charges à admettre dans les calculs.

permanente	surcharge
44	Figure générale du calcul des surcharges nous a don- né 4180 kg par mètre de pont soit par poutre $p = 2090 \text{ kg}$
88	
50	
142	
<u>270</u>	
1300	

surcharge de pont soit
 $p = 650 \text{ kg}$

Les flechissants. La charge totale par mè-
tre de poutre sera $650 + 2090 = 2740 \text{ kg}$
Le flechissement maximum se pourra val-
$$\Delta_{\text{max}} = \frac{2740 \times 15^2}{8} = 77002 \text{ kg.m.}$$

Figura 4 - Documento original de cálculos justificativos de Transversinas em ponte de Meireles, na Linha do Tua (Fonte: REFER)

De acordo com os documentos históricos disponíveis, e admitindo que as premissas de cálculo foram semelhantes para as pontes ao longo da Linha do Tua, estima-se que as cargas consideradas no projeto original estão de acordo com o exposto a seguir:

Sobrecarga sobre o tabuleiro: 4180 kg/m

A considerar a largura do tabuleiro, obtém-se uma carga de superfície de 14,64 kN/m², pelo que a empresa optou por limitar o acréscimo de carga característica a 14kN/m².

2.2 REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS HISTÓRICAS

2.2.1 PONTE GUSTAVO EIFFEL

A Ponte Eiffel, que é um projeto da casa Eiffel, fica localizada em Viana do Castelo e tem finalidade rodoferroviária. Datada de 1876, esta ponte histórica é composta por um tabuleiro treliçado apoiado em 11 pilares de alvenaria de granito.



Figura 5 - Ponte Eiffel vista da margem esquerda [11]

A reabilitação no ano de 2008 passou por realizar o reforço de fundações de alguns dos pilares, do encamisamento de pilar sujeito a esforço de tracção, dentre outros tipos de reforços necessários para resistir à ações horizontais. [11]

2.2.2 PONTE FERROVIÁRIA DO MINHO

A Ponte do Coura, ilustrada na Figura 6 e localizada na região do Minho, foi projetada para receber carga de comboios históricos que já não estão de acordo com normas atuais dos regulamentos portugueses. Para adequar a estrutura ao carregamento de comboios atuais e satisfazer as diretrizes vigentes, foi realizada reabilitação que consistiu em construir estrutura que envolvesse a antiga e conseguisse absorver os novos esforços.



Figura 6 – Ponte do Coura

A estrutura antiga distingue-se propositalmente da nova em cor e aspeto para preservar a história da obra de arte.

2.2.3 INTERVENÇÃO NA PONTE DO REMISQUEDO

Estruturas metálicas exigem atenção particular na proteção à corrosão. Isto porque a oxidação dos seus elementos ao longo do tempo causa perda de sua função estrutural. A manutenção periódica de obras de arte metálicas é essencial para a sua operabilidade a longo prazo.

O estado de conservação da Ponte do Remisquedo foi considerado bom pela equipa do LNEC que realizou inspeção no local em 2016 para o desenvolvimento de projeto de reabilitação, no entanto foi considerado que a ponte se encontrava em Estado de Manutenção Mau.

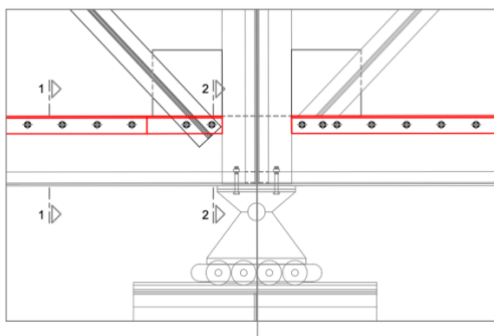
Foram identificados, para além de destacamento de revestimento anticorrosivo na superfície de alguns elementos, processo de corrosão que exigiam reforço ou recuperação destes através de raspagem e pintura.

As ligações originais entre elementos são integralmente rebitadas. Foram constatados pontos de destacamento dos rebites, que serão para reconstituição, sempre que possível, com novo rebite. Em casos pontuais em que seja inviável a execução de novos rebites, executar-se-ão ligações com parafusos injetados. A Figura 7 exemplifica alguns pontos para correção de ligações.

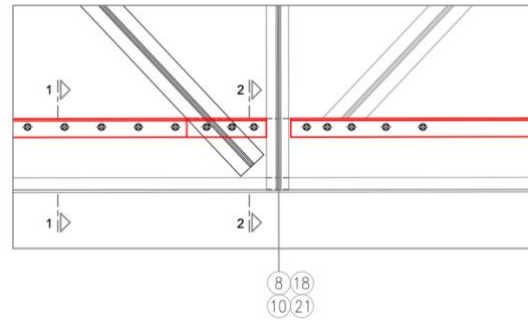


Figura 7 - Pontos com necessidade de substituição de rebites

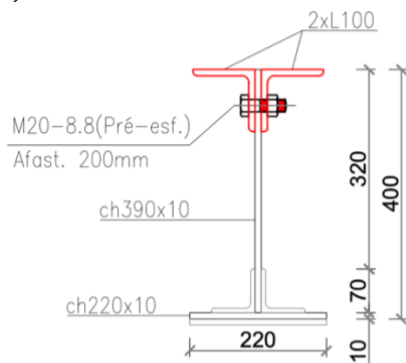
O projeto de reconversão da ponte do Remisquedo para uso pedonal e ciclável passa pelo reforço de elementos que perderam resistência ao longo do período de utilização e recuperação de superfícies comprometidas por intempéries. A Figura 8 identifica em vermelho os elementos acrescentados nas cordas inferiores longitudinais, localizadas na zona dos aparelhos de apoio dos pilares, ressaltadas também no esquema 3D inferior.



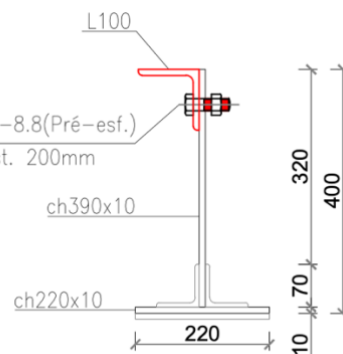
a)



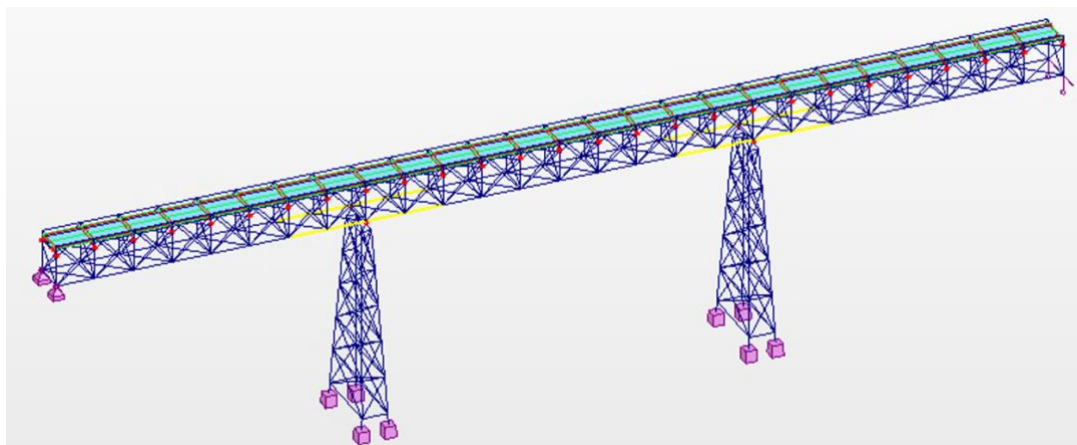
b)



c)



d)



e)

Figura 8 - Elementos reforçados em projeto de reconversão da ponte do Remisquedo

Para o reforço dos elementos e restituição ou aumento das características mecânicas necessárias para resistir ao novo carregamento pretendido, proceder-se-á à execução de reparação de ligações deterioradas através de parafusos pré-esforçados. Além disso, as peças metálicas passarão ainda por uma etapa de preparação da superfície para posterior recebimento de pintura anticorrosiva.

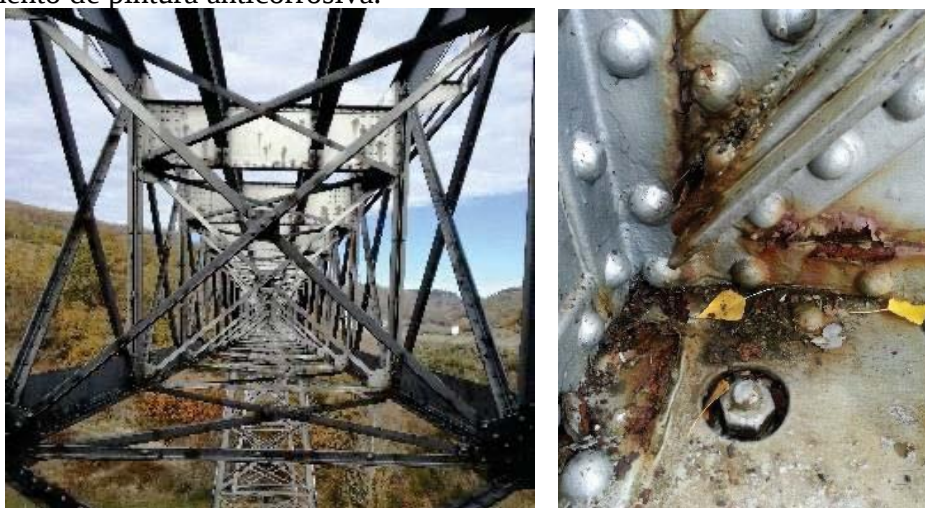


Figura 9 - Degradação de pintura ao longo de toda a estrutura do tabuleiro e dos pilares

A degradação do revestimento da estrutura metálica é claramente percebida nas fotografias contidas na Figura 9.

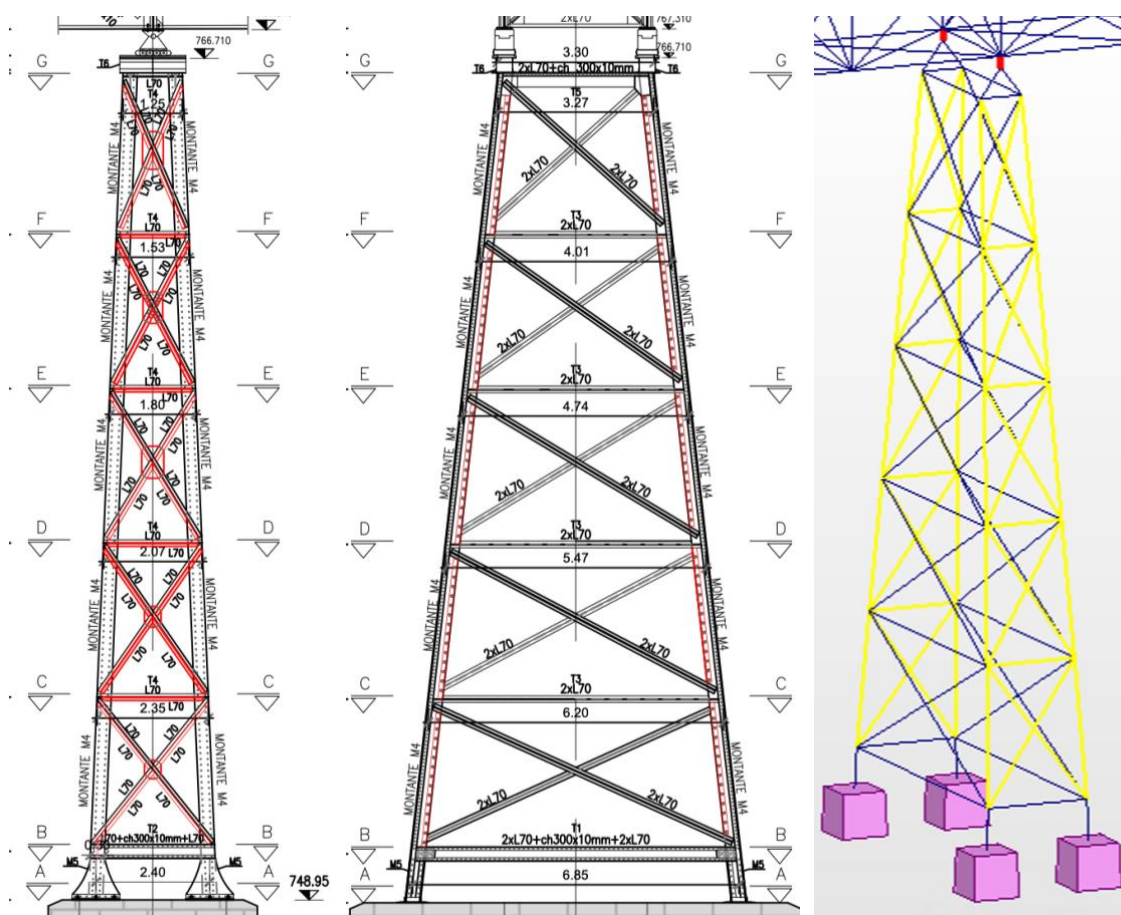


Figura 10 - Elementos reforçados em projeto de reconversão da ponte do Remisquedo

O reforço de diagonais e montantes de pilares, exposto na Figura 10, garantirá maior rigidez. Esta foi quantificada e comparada com a rigidez da estrutura existente no item 4.1.

A intervenção consiste também em acrescentar elementos essenciais à adequação para uso de pessoas e ciclistas, ilustrado a cores na Figura 11. Foi adicionada laje mista de em aço e betão, assim como perfis para fazer a ligação entre laje e as carlingas.

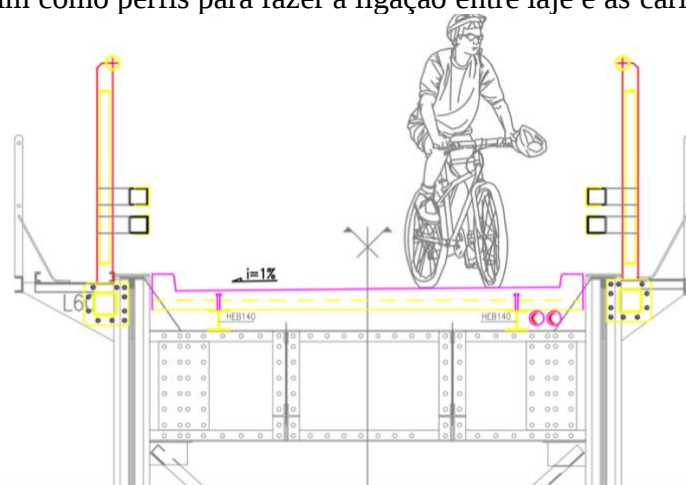


Figura 11 - Esquema de secção transversal com nova laje e guarda-corpos

Os pormenores referentes à reabilitação dos aparelhos de apoio, pintura, especialidades, apesar de serem essenciais para a nova utilização da ponte, não serão abordados neste trabalho por não terem sido incluídos no modelo computacional de cálculo.

2.3 EFEITOS DINÂMICOS INDUZIDOS POR PEÕES

Um exemplo é o design esbelto da Millennial Bridge, vista na Figura 12, uma ponte pedonal que precisou ser interditada somente dois dias após a sua inauguração. A esbelteza da estrutura tinha o ambicioso objetivo de reduzir a obstrução da visão, o que acabou por condicionar o conforto dos peões.



Figura 12 - Millennial Bridge vista em alçado

Procedeu-se então à aplicação de amortecedores nos cabos laterais, vistos externamente ao tabuleiro na Figura 13. Estes dispositivos “absorvem” significativamente a vibração vertical no tabuleiro.



Figura 13 - Millennial Bridge, localizada em Londres

Desta forma, percebe-se a importância das verificações referentes às ações dinâmicas na fase de projeto. Estes estudos devem prever deformações e acelerações exageradas e corrigir ou mitigar os impactos ainda em fase de projeto.

Em contrapartida, enquanto a maior parte de projetos de novas pontes e reabilitações têm como objetivo minimizar a percepção da vibração por parte dos peões, um exemplo Irlandês tinha pretensão de conservar o alto nível de vibração de uma ponte suspensa metálica. (O'Donnell, 2016)

A Daly's Bridge, ilustrada na Figura 14, está situada em Cork, na Irlanda, e é conhecida pelos cidadãos locais como Shaky Bridge devido ao fato de que, desde a sua inauguração, em 1926, é percebida vibração intensa ao percorrer a ponte. Após 90 anos de operação, foi necessário realizar intervenção para recuperação de parte dos elementos que tinham sua função estrutural comprometida e substituição do cabo de suspensão.

Era de se esperar que, dada a necessidade da reabilitação, fosse corrigido também o excesso de vibração. Entretanto, o significado cultural do balanço da ponte era tamanho, que o objetivo da intervenção foi o de recuperar e manter a estrutura exatamente como foi inicialmente construída. Após realização de simulações computacionais e medições in situ com sensores que confirmaram a segurança da solução estrutural, foram conduzidos trabalhos de reabilitação para que a ponte continuasse com o período de oscilação praticamente inalterado.



Figura 14 - Daly's Bridge, também conhecida como Shaky Bridge, localizada em Cork (Irlanda) [7]

Apesar deste caso isolado em que era pretendido manter o alto nível de vibração desta ponte específica, existem intervalos de acelerações que indicam o grau de conforto de peões, que são abordados no item 2.3.1.

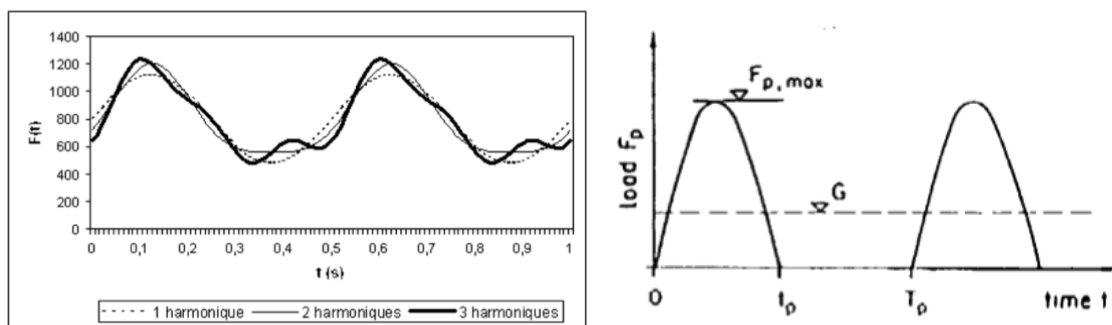


Figura 15 - Gráfico de força devido à ação de caminhada (esquerda) vs. Corrida (direita) de peões (Sétra/AFGC, 2006)

É comum que arquitetos contemporâneos projetem obras de arte que desafiem as leis de Newton. As pontes metálicas são relativamente mais leves e esbeltas, quando comparadas com outros materiais, o que as torna suscetíveis a ações dinâmicas, como o vento ou a caminhada de peões.

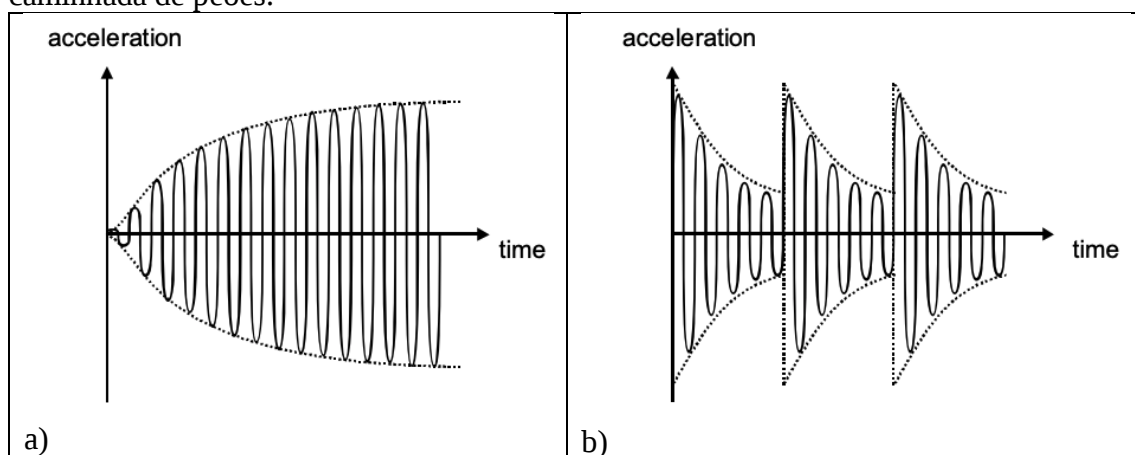


Figura 16 - Possíveis envoltórias de resposta para uma excitação dinâmica genérica [8]

Quando a frequência da excitação é semelhante à frequência natural da estrutura, a resposta dinâmica em aceleração tem a forma crescente do gráfico identificado na Figura 16 até atingir um nível constante. Já nos casos em que a frequência da força dinâmica atuante é significativamente inferior à frequência natural, observa-se resposta semelhante à da Figura 13 b), em que a aceleração causada por um passo desaparece antes do próximo acontecer. (HIVOSS, 2009)

2.3.1 CRITÉRIOS DE CONFORTO

Para a análise de estruturas face à ação dinâmica de peões, é levado em consideração o nível de percepção de vibrações pelo corpo humano. A sensibilidade humana às vibrações depende da forma de contacto com a superfície excitada, por exemplo, uma pessoa em pé não é capaz de perceber vibrações de amplitudes tão pequenas quanto as percebidas pelo contacto com as pontas dos dedos (Bachmann, et al., 1987).

A caracterização da aceleração vertical de uma estrutura com frequências de excitação entre 1 e 10Hz está descrita na

Tabela 2.

Tabela 2 - Critério de aceitação por pessoas dos efeitos de vibração vertical em estruturas [1]

Efeitos das vibrações nas pessoas	Frequências de 1 a 10 Hz $a_{\max}$ (mm/s ²)
Imperceptíveis	10
Pouco perceptíveis	40
Claramente perceptíveis	125
Incômodas	400
Muito desagradáveis	1000
Intoleráveis	>1000

Face ao nível de percepção e aceitação de vibrações em diferentes ambientes e ocasiões, foi desenvolvida classificação pelo HIVOSS referente à necessidade do nível de conforto, referida na Tabela 3, especificamente para o caso de vibrações em pontes pedonais metálicas.

Tabela 3 - Classes de conforto segundo o HIVOSS

Classe de conforto	Nível de conforto	Vertical a_{limit}	Lateral a_{limit}
CL 1	Máximo	< 0,50 m/s ²	< 0,10 m/s ²
CL 2	Médio	0,50 – 1,00 m/s ²	0,10 – 0,30 m/s ²
CL 3	Mínimo	1,00 – 2,50 m/s ²	0,30 – 0,80 m/s ²
CL 4	Desconforto inaceitável	> 2,50 m/s ²	> 0,80 m/s ²

Estas acelerações foram utilizadas como parâmetro para aceitação ou rejeição dos resultados obtidos na análise dinâmica da ponte do Remisquedo.

3 ESTUDO DE CASO: PONTE REMISQUEDO

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

3.1.1 GEOMETRIA

Para a elaboração do modelo computacional da Ponte do Remisquedo em estudo no trabalho presente, foi utilizado projeto partilhado pela Techonis, gabinete de engenharia estrutural, para a reabilitação da ponte. Foi feito levantamento fotográfico através de alpinistas e visitas presenciais ao local, para recolha de informações referentes à geometria e estado dos elementos existentes.

A ponte consiste em três vãos contínuos, sendo os dois extremos de 28 metros e um central de 35 metros, apoiados em dois pilares também metálicos com uma altura máxima de 17,88 metros.

O lado direito da ponte na Figura 17 é o lado de ligação à cidade de Bragança, já o lado esquerdo corresponde ao lado do Remisquedo. É possível encontrar as designações “lado de Bragança” ou “lado do Remisquedo” no presente trabalho para auxiliar na identificação de elementos a serem abordados.

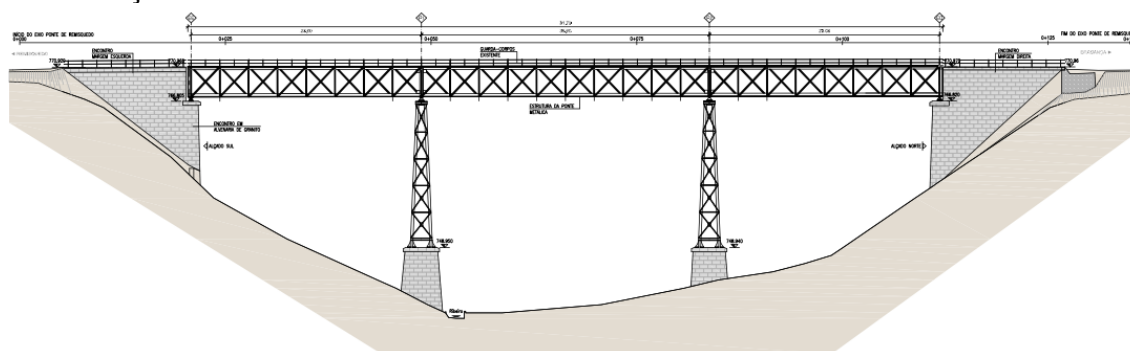


Figura 17 - Alçado Nascente da Ponte do Remisquedo

Para a modelação da estrutura, foram considerados os eixos de cada elemento para determinar a posição do nó de ligação. Este fator acarretou na necessidade de incluir links rígidos na estrutura e consequentemente a observação de algum momento fletor nos elementos, apesar da estrutura possuir características de treliça.

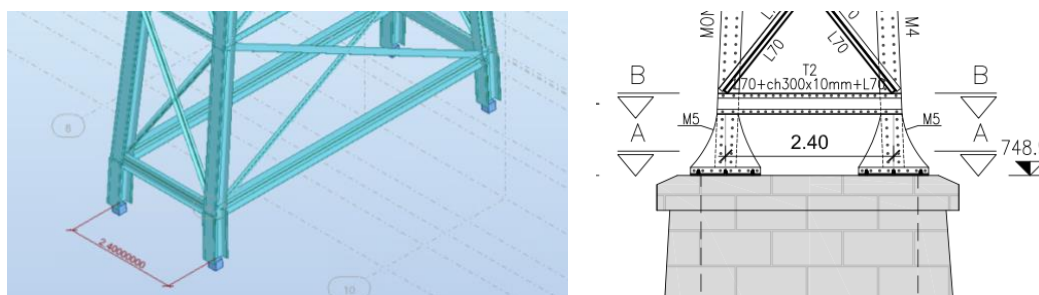


Figura 18 - Pormenor de modelação da distância entre eixos

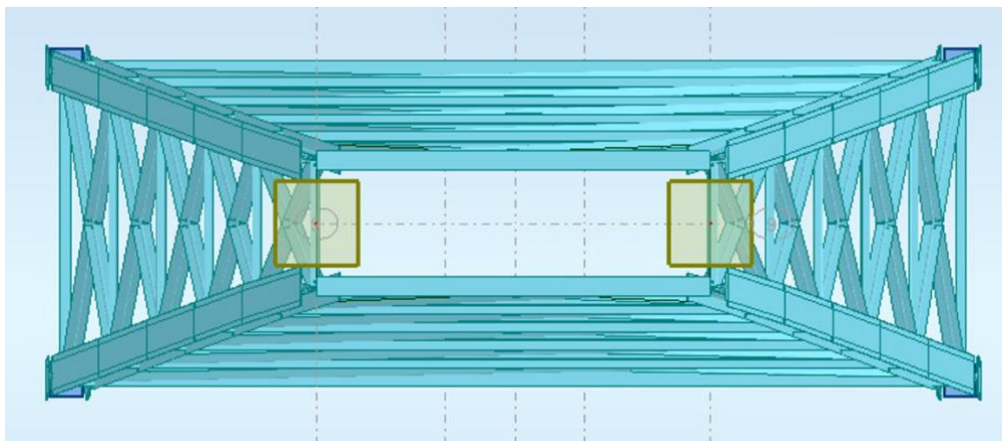


Figura 19 - Vista superior de um dos Pilares da ponte

Como mencionado anteriormente, foi necessário a criação de links rígidos em alguns pontos da estrutura, nomeadamente na secção transversão do tabuleiro e nos aparelhos de apoio dos pilares para a consideração no dimensionamento de esforços de momento fletor relevantes.

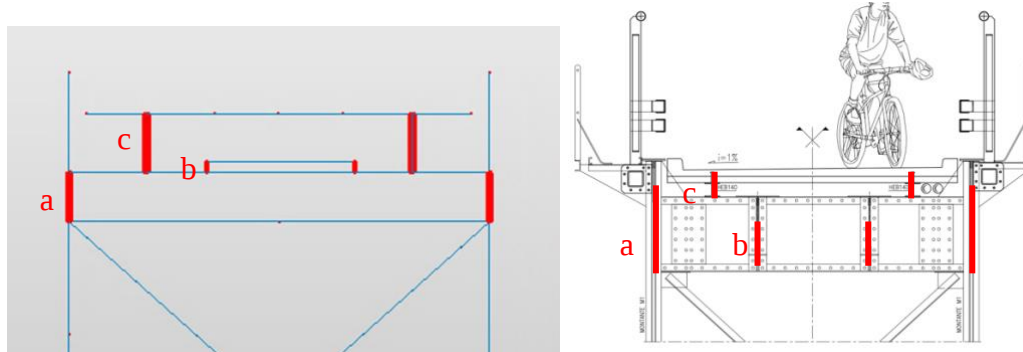


Figura 20 - Correspondência entre links rígidos do modelo computacional e o pormenor de projeto

Devido à altura elevada dos elementos, não é possível na prática fazer a ligação dos elementos em seus eixos, pelo que foram adicionados links rígidos, identificados na Figura 20, na excentricidade entre a corda superior longitudinal e o eixo das carlingas (a). Além destes, também foram criadas barras rígidas entre as longarinas e as carlingas (b), e finalmente entre a laje e os perfis HEB que transferem os esforços da laje para as carlingas (c).

Os elementos rígidos referentes aos aparelhos de apoio dos pilares foram modelados de acordo com a Figura 21. Os recortes superiores são referentes à vista transversal e os inferiores representam a vista longitudinal dos aparelhos de apoio na zona dos pilares.

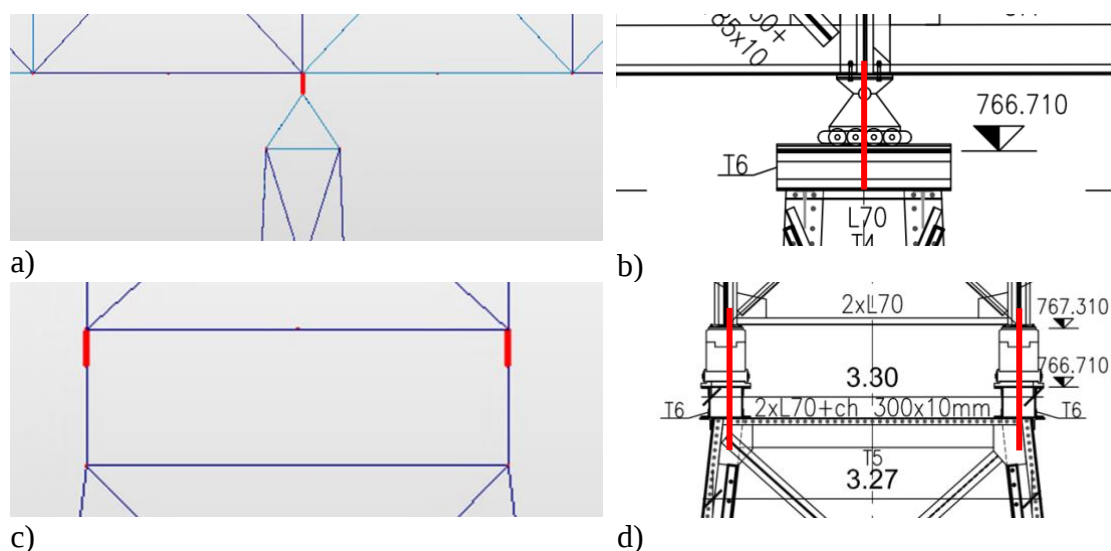


Figura 21 - Pormenor de aparelho de apoio dos pilares

O encontro na zona do Remisquedo, à esquerda da Figura 22, foi modelado como um apoio fixo, de segundo grau, que permite rotação relativa em torno do eixo transversal ao plano. Já o apoio da zona de Bragança, à direita, foi modelado como um apoio de primeiro grau, que somente impede a translação vertical da estrutura, mas permite translação longitudinal da ponte, o que não restringe totalmente a dilatação dos elementos no caso de variações elevadas de temperatura.

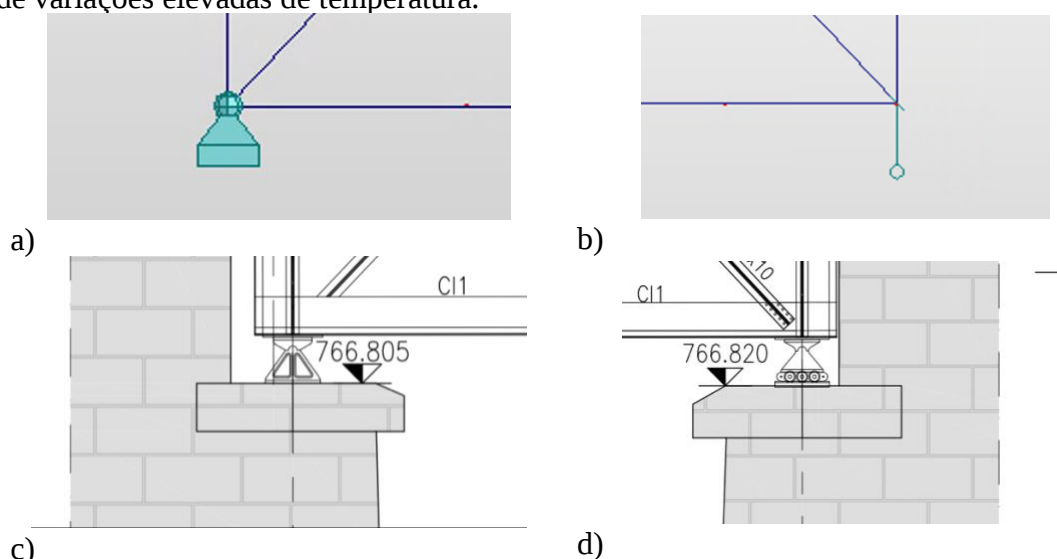


Figura 22 - Modelação de encontros da Ponte do Remisquedo

O guarda-corpo existente não tem contribuição significativa para a rigidez da estrutura, nem sequer possui função estrutural, pelo que este foi considerado no modelo computacional como massa permanente aplicada nas cordas superiores das longarinas com excentricidade equivalente a real. Desta forma, foi calculada força vertical equivalente ao peso dos elementos e momento gerado pela excentricidade do seu centro de massa.

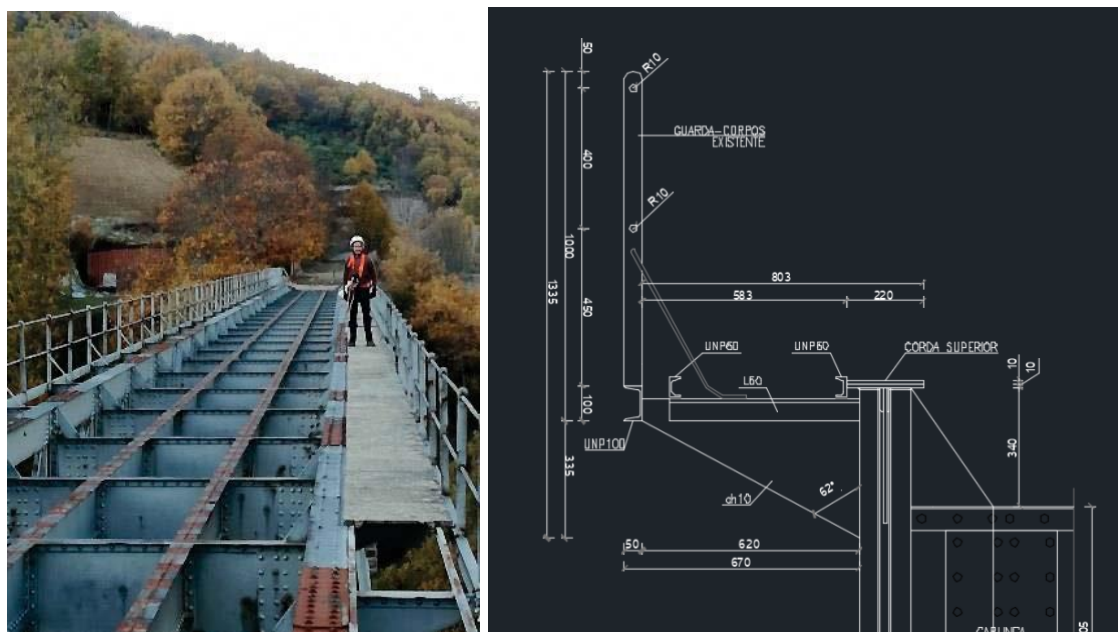


Figura 23 - Imagem da Ponte do Remisquedo e Pormenor do guarda-corpo existente

O pior caso de carregamento do guarda-corpos é a considerar as barras diagonais de travamento e perfis UNP60 para fixação do tabuleiro, portanto a massa foi calculada incluindo estes elementos.

Como se vê na Figura 23 o centro de gravidade dos guarda-corpos isoladamente não coincidem com o eixo da corda superior em que estão apoiados. Desta forma, e tendo em consideração que os guarda-corpos são simétricos, foi aplicado momento equivalente ao peso excêntrico destes, calculado na Tabela 4 e na Tabela 5, além da carga vertical, para simular os esforços internos gerados. Estes esforços somente possuem influência nos esforços locais, pois globalmente são anulados devido à simetria.

Tabela 4 - Cálculo de Peso e Momento fletor gerado por Guarda-corpo Existente

Guarda-Corpos Existente	Área (cm2)	Espessura (cm)	Comprimento (m)	Espaçamento (m)	Carga/comprimento (kN/m)
Ch10	1410,50	1	0,54	3,5	0,031
UNP100	13,46	22		1,75	0,105
2 x UNP60	15,59				0,122
L60	6,51				0,784
Prumos	447,32	22	0,54	1,75	0,439
2 x Corda	6,28	22		3,5	0,049
Travamento	57,0161				0,028

Tabela 5 – Esforço característico de momento fletor a ser aplicado no modelo

	Força (kN/m)	Distância (m)	Momento (kNm/m)
Momento Equivalente	1,56	0,67	1,04

3.1.2 MATERIAIS

Da caracterização dos materiais, foi fornecido pela Techonis® informação sobre os parâmetros utilizados no modelo de cálculo do projeto de reabilitação. O material utilizado à época para a execução das pontes da Linha do Tua foi o ferro pudlado, que possui densidade ligeiramente inferior à das ligas de aço utilizadas atualmente.

Contudo, pela falta de ensaios que determinassem o valor exato do peso volúmico do ferro pudlado, foi considerado, por simplificação, o valor de $77,0 \text{ kN/m}^3$ para os elementos da estrutura existente, assim como para os elementos de reforço.

A falta de verificação do valor adotado para o peso volúmico do ferro pudlado pode alterar ligeiramente os valores das frequências naturais da estrutura, pelo que é recomendado que este valor seja aferido através de ensaios à estrutura existente.

A Tabela 6 identifica os parâmetros utilizados no modelo computacional desenvolvido pela Techonis®.

Tabela 6 - Propriedade dos materiais utilizados para o Projeto de Reabilitação pela empresa Techonis®

Material	E24-pudlado	
E	170000,00764	(MPa)
NI	0,30000	
G	65384,61832	(MPa)
Re	180,00001	(MPa)
RO	77,00	(kN/...
LX	0,00001	(1/°C)

Onde:

E → Módulo de elasticidade [MPa]

NI → Coeficiente de Poisson

Re → Resistência característica [MPa]

RO → Peso específico [kN/m³]

LX → Coeficiente de dilatação térmica [1/°C]

Uma vez que os rebites e parafusos das ligações entre elementos não foram modelados no software de cálculo, foi considerado um coeficiente que representasse o peso próprio destas ligações para que a massa global modelada fosse suficientemente próxima da real. O valor aproximado admitido para este coeficiente foi de 10% do peso próprio da estrutura, pelo que o valor do peso específico do aço foi multiplicado por 1,1.

$$77 \times 1,1 = 84,7 \text{ kN/m}^3$$

Assim, $84,7 \text{ kN/m}^3$ foi o valor utilizado no modelo numérico desenvolvido no âmbito deste projeto, para além dos demais parâmetros ilustrados na Figura 24.

Propriedades de material:

E (MPa)	G (MPa)	NI	LX (1/°C)	RO (kN/m ³)	Re (MPa)
170000,00	65384,620	0,300	0,00001	84,70	180,00000

Figura 24 - Propriedades do Aço utilizada para o desenvolvimento do modelo computacional do trabalho presente

3.2 MODELAÇÃO NUMÉRICA

No âmbito deste projeto, foi criado um modelo computacional no Autodesk Robot® a partir das plantas de projeto, para que se fizesse uma análise dinâmica das cargas de peões. Assim, procedeu-se a verificações de validação do modelo de cálculo quando comparado ao modelo utilizado pela empresa Techonis® para que fossem percebidas as diferenças dos resultados face ao meio de modelação e nível de pormenorização.

A primeira comparação foi no sentido de verificar a rigidez dos pilares. O projeto da Techonis® foi modelado em SAP2000® com as estruturas dos pilares feita separadamente da estrutura do tabuleiro. Para simular o efeito que os pilares têm no

restante da estrutura, foram aplicados apoios do tipo mola com rigidez e massa semelhante à dos pilares. Em contrapartida, o modelo de cálculo desenvolvido no âmbito do presente trabalho apresenta todos os elementos estruturais da ponte.

Esta diferença de abordagem, vista na Figura 25, gera diferentes resultados no que se refere à análise dinâmica, que são mencionadas ao longo do presente capítulo.

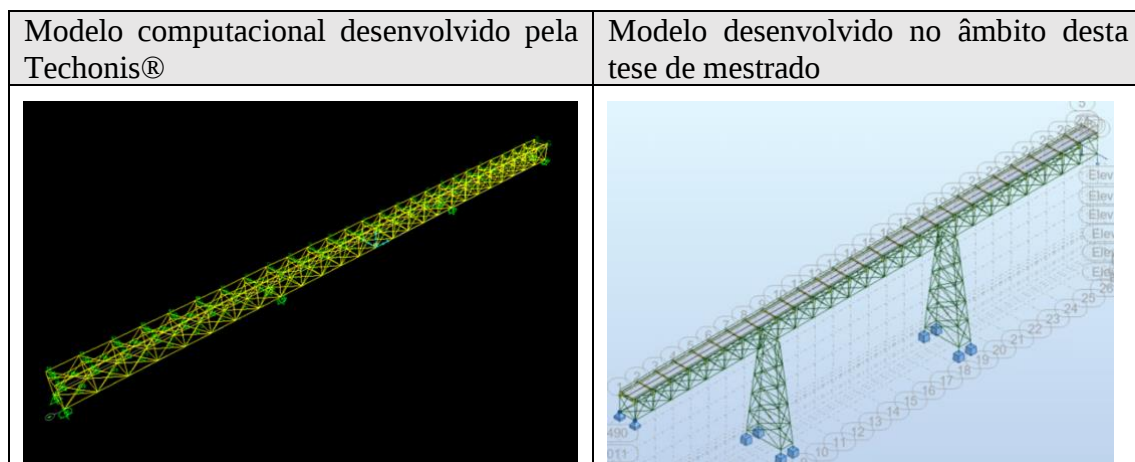


Figura 25 - Modelo computacional com pilares modelados vs. pilares em mola

3.3 ANÁLISE DE SEGURANÇA

3.3.1 PESO PRÓPRIO

Os elementos da ponte são formados por secções em chapa soldada que não existem na base de dados de secções do software. Por isso, as secções foram inseridas no modelo importando as secções dos arquivos CAD do projeto de reabilitação produzidos pela Techonis® para o RSA.

Já as ligações rebitadas características da estrutura existente da ponte não são incluídas no cálculo do *dead load* fornecido pelo Autodesk Robot®, pelo fato de não serem modeladas. Para a simulação da massa destas ligações, foi multiplicada densidade da estrutura pelo fator de 1,1, como ferido no item 2.1.1 deste trabalho.

3.3.2 AÇÃO DO VEÍCULO DE TURISMO

O projeto prevê ainda a passagem eventual de veículo de turismo denominado Tschu-tschu, com as dimensões especificadas na Figura 26. Admite-se que este veículo leva somente um comboio de passageiros e que circula a uma velocidade de até 30km/h.

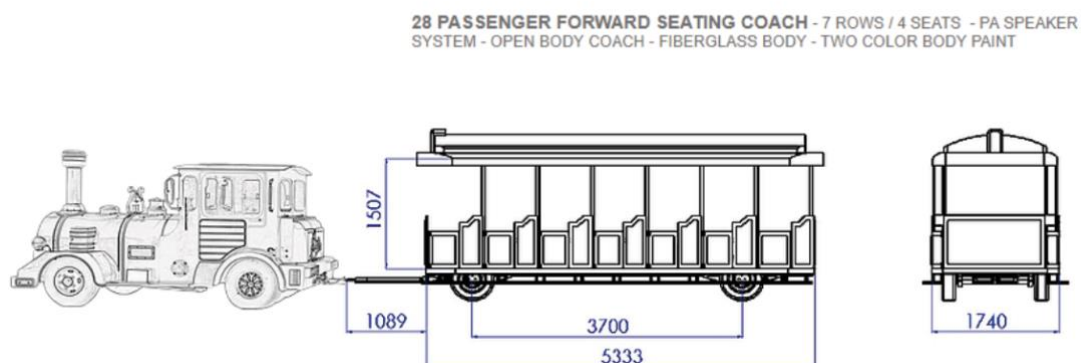


Figura 26 - Dimensões do veículo de turismo Tschu-tschu (fonte: <http://www.tschu-tschu.net/t-140-specs>)

Para determinar as forças exercidas por cada roda, teve-se em consideração a carga máxima por eixo de 1,5 toneladas e a carga máxima total de 3,5 toneladas. As cargas encontradas para a situação de máxima lotação foram então inseridas no modelo de cálculo, como ilustra a Figura 27.

Este veículo foi inserido no modelo como uma carga móvel que percorre toda a ponte com trajetória centrada no tabuleiro, indicada em cor verde na Figura 27. A força exercida pelas rodas é aplicada sobre o elemento de casca com força concentrada, nos pontos assinalados com setas em cor rosa.

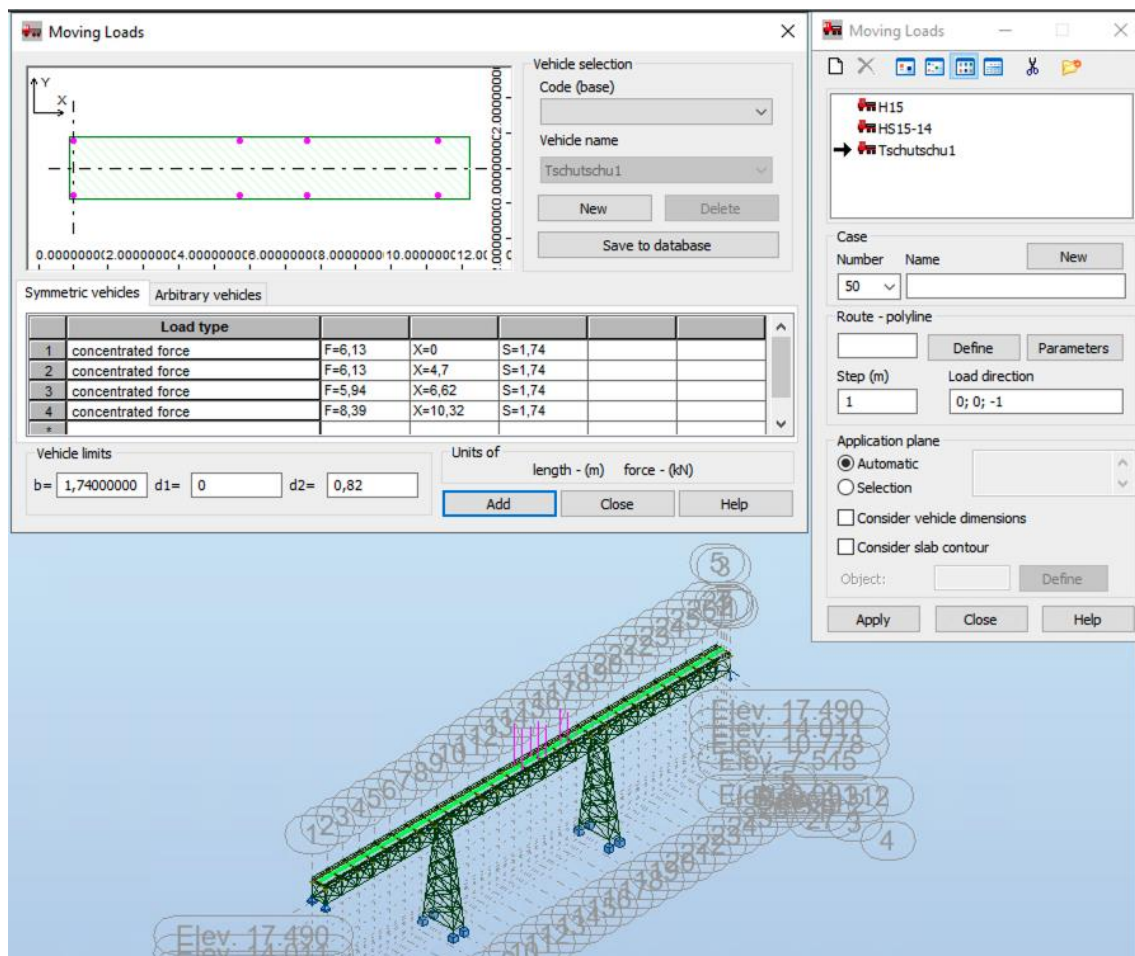


Figura 27 - Parâmetros da carga móvel inseridos no Robot® devido ao veículo de turismo

3.3.3 AÇÃO DO VENTO

Da análise modal do tabuleiro, foi determinado que a frequência natural do primeiro modo de vibração está acima de 1Hz, pelo que a estrutura foi considerada como estrutura rígida para fins de cálculo da ação do vento.

- Velocidade Base

A velocidade média do vento, v_m , deverá ser determinada a partir do valor de referência da velocidade do vento, v_b , o qual depende do regime local de ventos e da variação do vento em função da altura. (NP EN 1991-1-4:2010)

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{sazon} \cdot v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

v_b valor de referência da velocidade do vento;

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

c_{dir} coeficiente de direção (recomendado pelo Anexo Nacional igual a 1);

c_{sazon} coeficiente de sazão (recomendado pelo Anexo Nacional igual a 1).

A ponte do Remisquedo está localizada a mais de 5 quilómetros da faixa costeira, como indica a Figura 28, pelo que foi considerado o valor básico da velocidade do vento $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$.

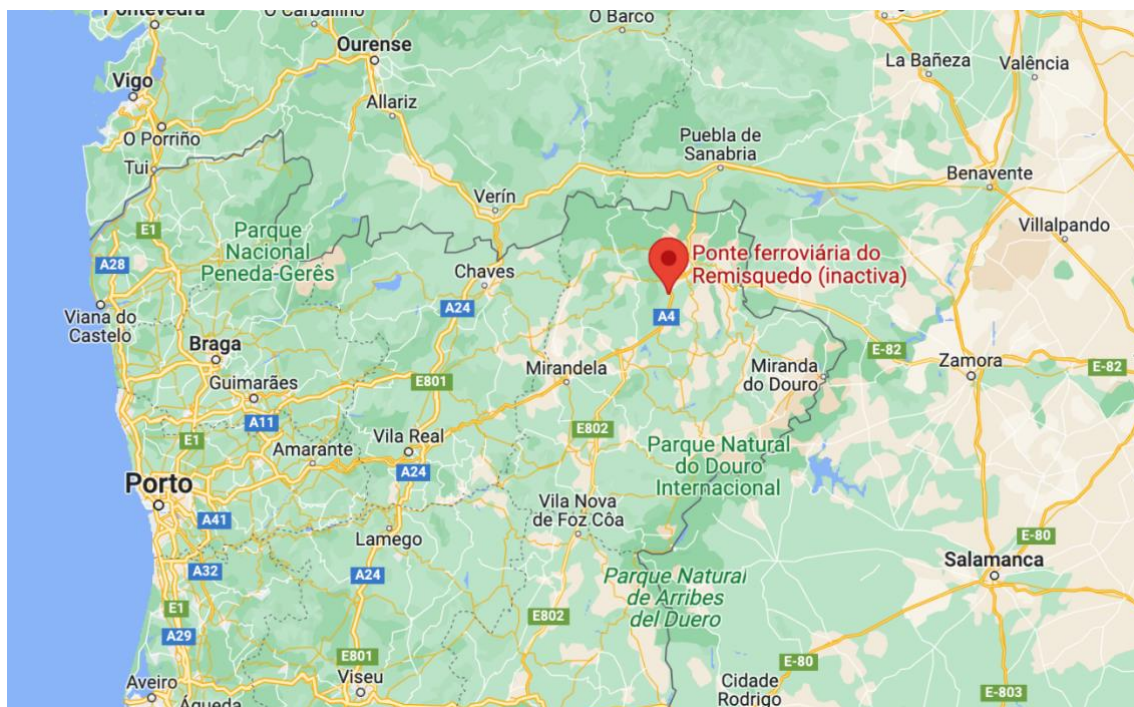


Figura 28 - Localização da Ponte do Remisquedo

- Velocidade média

A velocidade média do vento, v_m , depende da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento, v_b .

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

$c_r(z)$ coeficiente de rugosidade;

$c_o(z)$ coeficiente de orografia.

O coeficiente de rugosidade dá-se pela variabilidade da velocidade média do vento no local da construção, sendo pela altura acima do nível do solo e pela rugosidade do terreno a barlavento da construção, na direção a ser considerada.

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

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{para } z \leq z_{\min}$$

z_0 comprimento de rugosidade;

k_r coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$$

$z_{0,II}$ é igual a 0,05 m;

$z_{\min}$ altura mínima;

$z_{\max}$ a ser considerada igual a 200 m.

Tabela 7 - Comprimento de rugosidade. Ref.: NP EN 1991-1-4 (2010)

Categoria do 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 menos de 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

- Turbulência do vento

A intensidade da turbulência do vento e o seu desvio padrão são dados pelas equações seguintes:

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

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{para } z \leq z_{\min}$$

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I$$

Onde:

k_I coeficiente de turbulência (recomendado pelo Anexo Nacional igual a 1);

c_o coeficiente de orografia;

z_0 comprimento de rugosidade.

3.3.4 AÇÃO DO VENTO NO TABULEIRO

Para o cálculo da ação do vento no tabuleiro, foi considerada a cota do tabuleiro em relação à base dos pilares de 22,2m de altura. Os parâmetros mencionados foram exemplificados na Tabela 8.

v_b (m/s)	k_r	z (m)	$c_r(z)$ (m)	$v_m(z)$ (m/s)	
27,00	0,22	22,20	0,93	25,03	
σ_v	$I_v(z)$	q_b	$q_p(z)$ (kN/m ²)	$C_{e,x}$	$C = (C_{f,x} * C_{pe,x})$
5,82	0,23	0,46	1,197	2,26	5,19



Da mesma forma, foi calculada a ação do vento atuante nos pilares de acordo com sua

b (m)	k _r	z (m)	c _r (z) (m)	v _m (z) (m/s)	
3,227	0,22	22,20	0,71	19,09	
σ _v	I _v (z)	q _b	q _p (z) (kN/m ²)	C _{e,x}	C = (C _{f,x} *C _{pe,x})
5,82	0,30	0,7137	1,427	1,57	3,29

A carga trapezoidal ilustrada na Figura 30 foi aplicada em altura nos elementos verticais dos pilares.

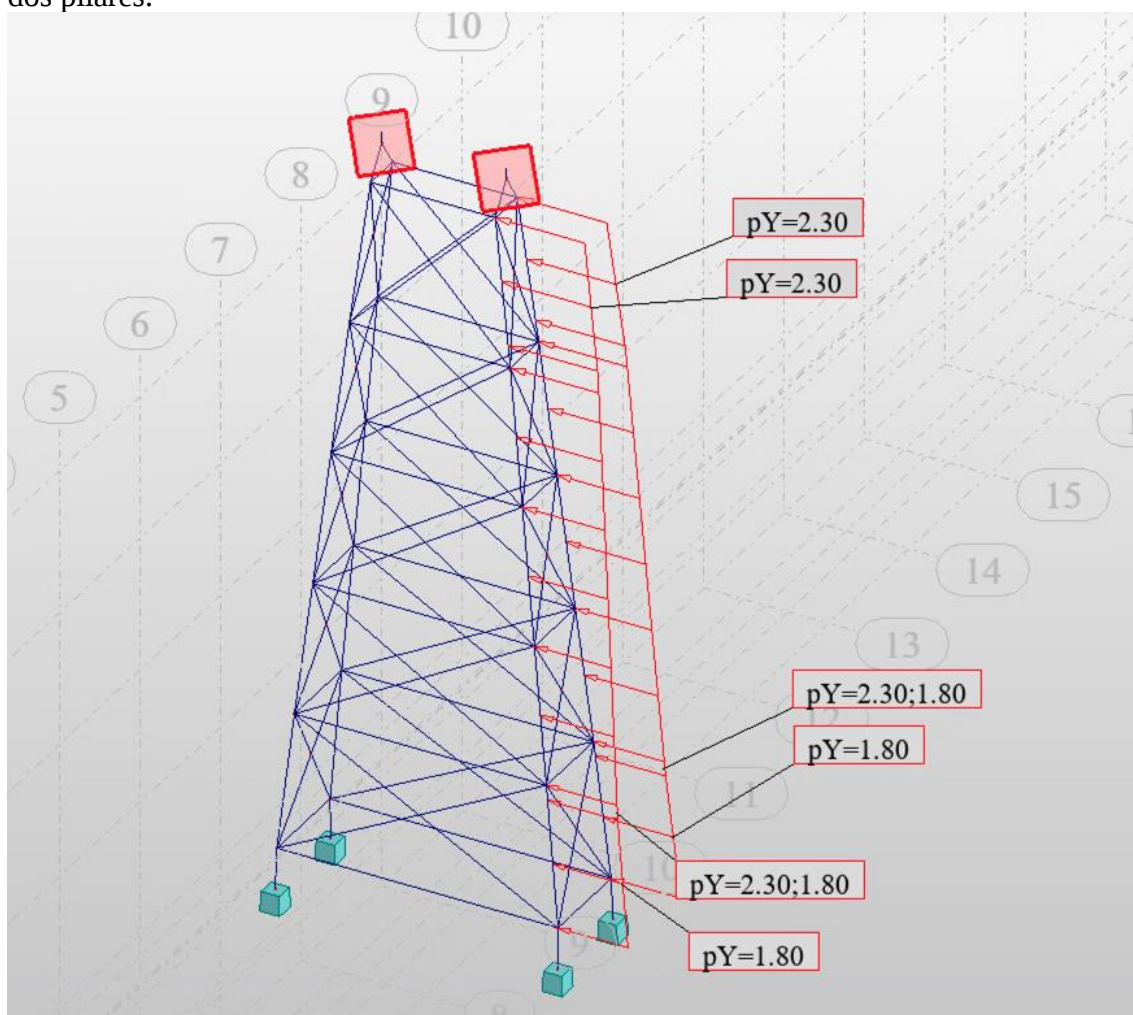


Figura 30 - Aplicação de ação do vento nos pilares

3.3.6 AÇÃO DEVIDA À TEMPERATURA

Para determinação dos parâmetros de temperatura definidos no Eurocódigo, foi considerada a localização da ponte na zona continental de Bragança, definida como Zona A.

$$\begin{aligned} \text{Zona A} &\rightarrow T_{\min} = -5^{\circ} \\ \text{Zona A} &\rightarrow T_{\max} = 45^{\circ}\text{C} \end{aligned}$$

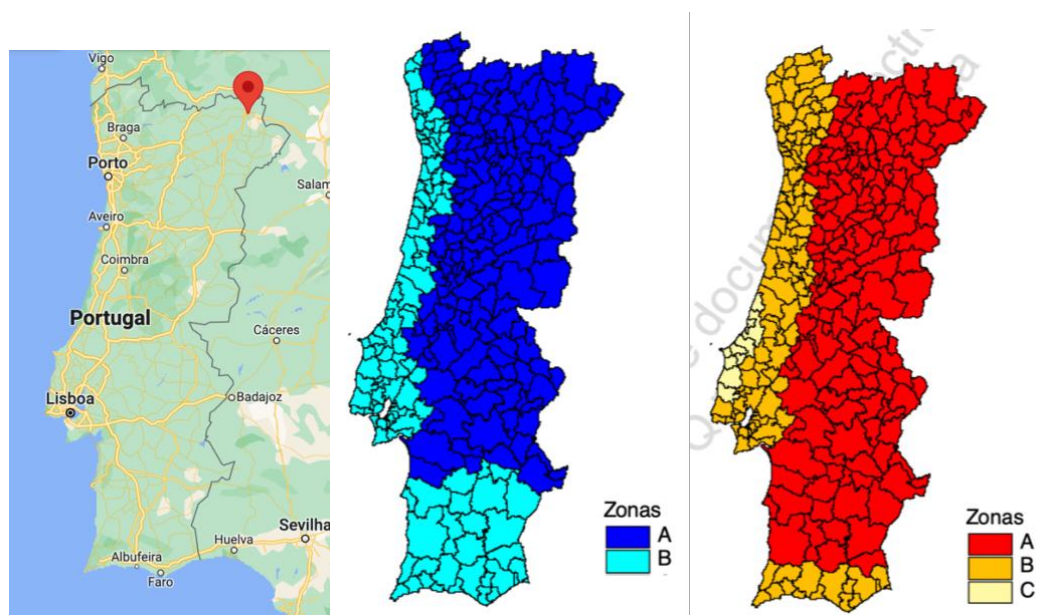


Figura 31 - Zoneamento térmico para condições de inverno e verão. Ref.: NP EN 1991-1-5

O tipo de tabuleiro da ponte, segundo o Eurocódigo 1991-1-5 é o Tipo 2 (tabuleiro misto de aço e betão).

Tabela 10 - Variação de temperatura usual de acordo com o tipo de tabuleiro

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 - laje vigada - laje	10 15 15	5 8 8

NOTA 1: Os valores indicados no Quadro são limites superiores da componente linear da variação diferencial de temperatura para uma amostra representativa de geometrias de pontes.

NOTA 2: Os valores indicados no Quadro baseiam-se numa espessura do revestimento da superfície de 50 mm para pontes rodoviárias e ferroviárias. Para outras espessuras do revestimento da superfície, estes valores deverão ser multiplicados pelo factor k_{sur} . Os valores recomendados para o factor k_{sur} estão indicados no Quadro 6.2.

Portanto foi considerada uma temperatura diferencial de $15^{\circ}C$, como indicado na Tabela 10, sendo a parte superior mais quente que a inferior por ser uma região com verões mais severos, pois não é esperado haver neve sobre o tabuleiro na zona de Bragança.

3.3.7 AÇÃO SÍSMICA

Para o dimensionamento da ação sísmica, identificou-se que Bragança encontra-se na zona 1.6 para sismos do Tipo 1 e na zona 2.5 para sismos do Tipo 2, de acordo com Figura 32.

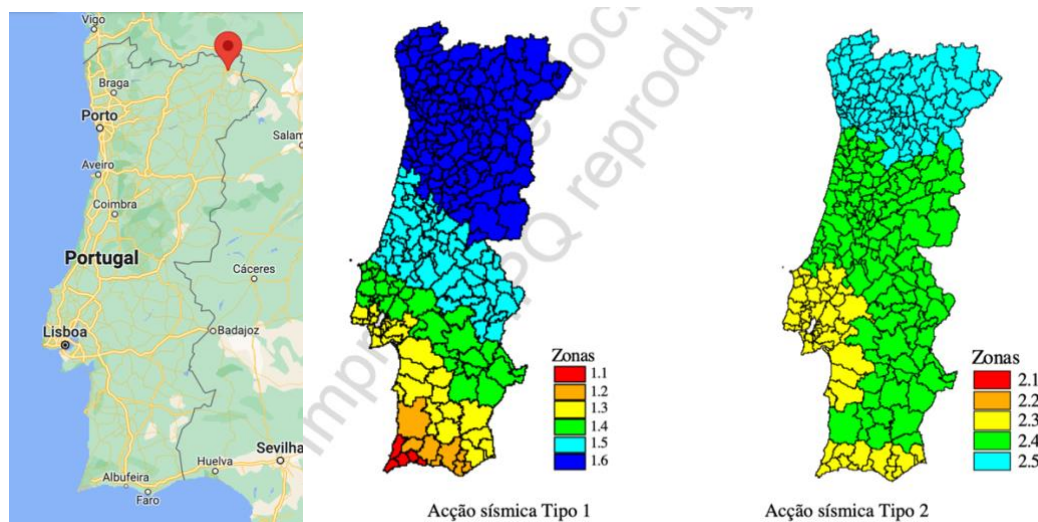


Figura 32 – Zoneamento ação sísmica em Portugal. Ref.: NP EM 1998-1

As acelerações e parâmetros da equação do espectro de resposta foram obtidos através da Tabela 11 para o terreno do tipo D correspondente ao tipo de terreno no entorno da ponte do Remisquedo.

Tabela 11 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 1 e 2

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

O coeficiente γ_1 correspondente à classe de importância da ponte é recomendado pelo EN NP 1998-2 e foi adotado no presente trabalho como:

$$\gamma_1 = 0,85$$

Este é o valor recomendado para pontes que não façam parte de vias de comunicação fundamentais e nas quais a adopção do período de vida útil de 50 anos não seja economicamente viável (NP EM 1998-2, 2005).

Os parâmetros acima mencionados foram então substituídos nas equações das acelerações sísmicas contidas na Figura 33.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Figura 33 - Equações do espectro de resposta

Onde

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$$

$$\text{com } q_0 = k_w = 1$$

Quadro 5.1 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

De acordo com os parâmetros definidos e recomendados em norma, são obtidos os gráficos das acelerações sísmicas da Figura 34 equivalente à zona da Ponte do Remisquedo para a classe de ductilidade DCM.

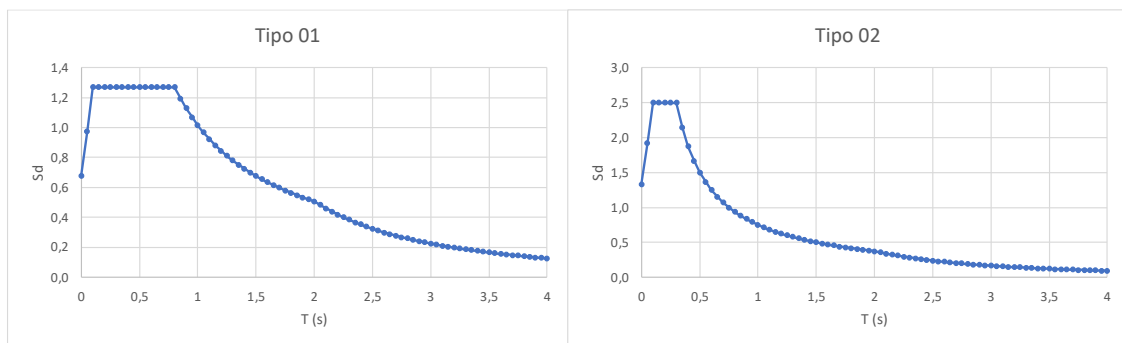


Figura 34 - Gráfico das acelerações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2

3.3.8 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As combinações utilizadas para se fazer as verificações de segurança foram feitas de acordo com as seguintes equações presentes no NP EM 1990-2009.

ELS Característica:	$E_d = G_k + P + Q_{k,1} + \psi_0 \cdot Q_{k,2}$
ELS Frequente:	$E_d = G_k + P + \psi_1 \cdot Q_{k,1} + \psi_2 \cdot Q_{k,2}$
ELS Quase-permanente:	$E_d = G_k + P + \psi_2 \cdot Q_{k,1}$
ELU:	$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,2}$
ELU Sismo:	$E_d = G_k + A_{Ed} + \psi_2 \cdot Q_k$

Os coeficientes ψ_i foram determinados também de acordo com o Eurocódigo mencionado, que fornece a seguinte tabela de valores para diferentes tipos de ações.

Tabela 12 – Coeficientes para combinação de ações. Ref.: NP EN 1990

Situações de projecto persistentes e transitórias	Ações permanentes		Acção variável de base da combinação ^{*)}	Ações variáveis acompanhantes ^{*)}	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Expressão 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Expressão 6.10a)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Expressão 6.10b)	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

^{*)} As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1.

NOTA 1: A escolha entre (6.10), ou (6.10a) e (6.10b), será feita no Anexo Nacional. No caso de (6.10a) e (6.10b), o Anexo Nacional poderá ainda modificar (6.10a) de forma a incluir apenas acções permanentes.

NOTA 2: Os valores de γ e de ξ poderão ser definidos no Anexo Nacional. Recomendam-se os seguintes valores para γ e ξ quando se utilizam as expressões (6.10), ou (6.10a) e (6.10b):
 $\gamma_{Gj,sup} = 1,35$
 $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\xi = 0,85$ (de modo que $\xi \gamma_{Gj,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).
 Ver também as EN 1991 a EN 1999 relativamente aos valores de γ a utilizar para as deformações impostas.

NOTA 3: Os valores característicos de todas as acções permanentes com a mesma origem são multiplicados por $\gamma_{G,sup}$, caso o efeito total das acções resultante seja desfavorável, e por $\gamma_{G,inf}$, caso o efeito total das acções resultante seja favorável. Por exemplo, todas as acções devidas ao peso próprio da estrutura poderão ser consideradas como sendo da mesma origem; tal também se aplica se estiverem envolvidos diferentes materiais.

NOTA 4: Para determinadas verificações, os valores de γ_G e de γ_Q poderão ser subdivididos em γ_s e γ_q e no coeficiente de incerteza do modelo γ_{sd} . Na maioria dos casos correntes, pode utilizar-se um valor de γ_{sd} variando entre 1,05 e 1,15, o qual pode ser modificado no Anexo Nacional.

O anexo A2 do Eurocódigo 0 prevê coeficientes e recomendações de combinações específicas para pontes pedonais, pelo que foi utilizado como base para a inserção de combinações no modelo. A

Tabela 13 foi considerada para determinação dos coeficientes ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 para ações variáveis.

Tabela 13 - Tabela de coeficientes para combinação de ações em pontes de peões. Ref.: NP EN 1990, anexo A2

Action	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Traffic loads	gr1	0,40	0,40	0
	Q_{fwb}	0	0	0
	gr2	0	0	0
Wind forces	F_{wk}	0,3	0,2	0
Thermal actions	T_k	0,6 ¹⁾	0,6	0,5
Snow loads	$Q_{Sn,k}$ (during execution)	0,8	-	0
Construction loads	Q_c	1,0	-	1,0
1) The recommended ψ_0 value for thermal actions may in most cases be reduced to 0 for ultimate limit states EQU, STR and GEO. See also the design Eurocodes.				

Segundo o anexo A2, a sobrecarga Q_{fwb} não precisa ser combinada com ações do vento F_{wk} .

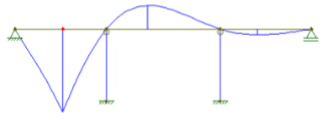
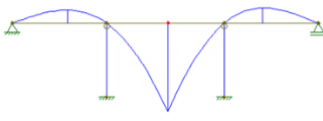
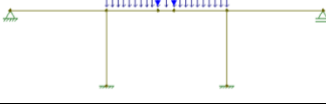
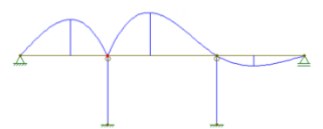
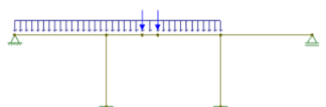
$$Q_{fwb} = 5 \text{ kN/m}^2$$

3.3.9 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

O presente trabalho não tem como objetivo dimensionar cada elemento da estrutura. No entanto, são feitas verificações de segurança em elementos situados em zonas críticas da ponte, como a meio vão e na região dos aparelhos de apoio dos pilares, com a finalidade de validar o modelo de cálculo.

Os esforços críticos foram obtidos a partir da envoltória da combinação de ações explicitadas no item 3.3.8. Além disso, foi considerada a Linha de Influência de Momentos Fletores para que as cargas fossem aplicadas somente no vão que resultam em ações desfavoráveis, de acordo com Tabela 14.

Tabela 14 - Linhas de influência para pontos críticos e respetivo esquema de aplicação de cargas

	Linha de Influência	Casos de Cargas
Vãos extremos		
Vão central		
Pilares		

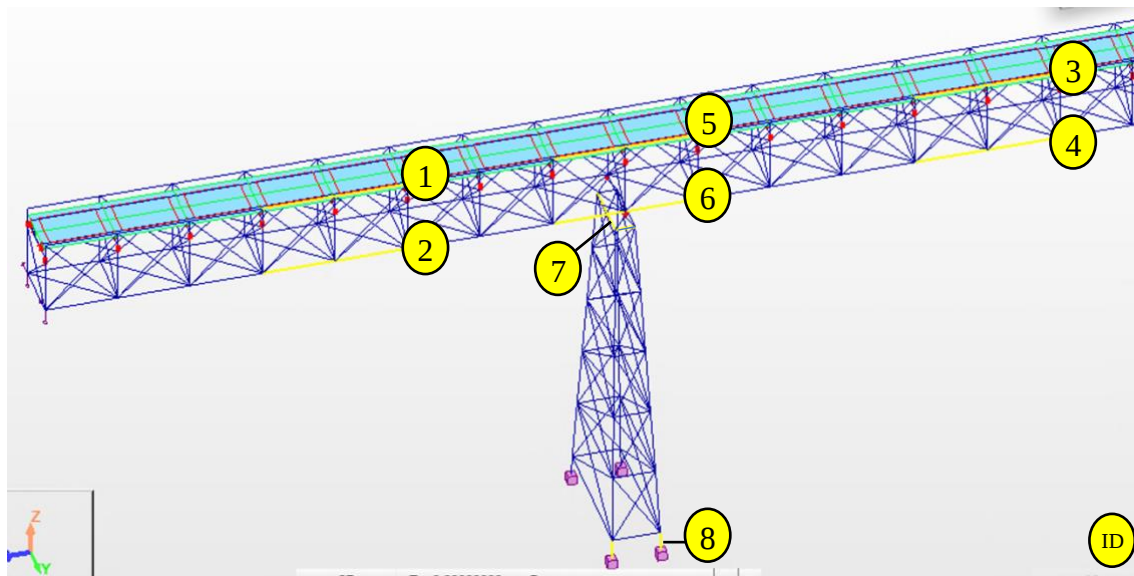
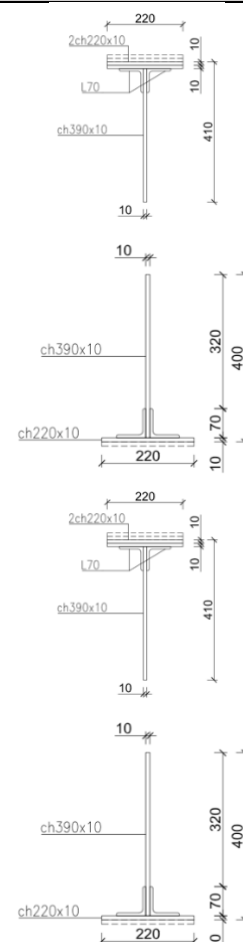


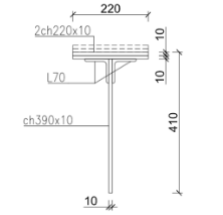
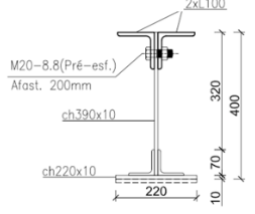
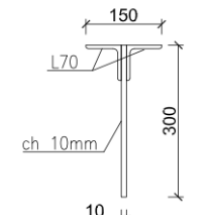
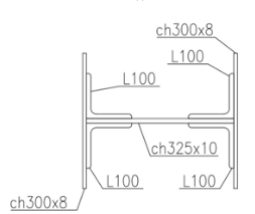
Figura 35 - Elementos estudados nas verificações de segurança

Assim, os elementos críticos foram selecionados de acordo com os diagramas de esforços expectáveis de uma estrutura em viga contínua. Estes elementos estão identificados na Figura 35 e na Tabela 15, com numeração de 1 a 8.

Tabela 15 - Caracterização das secções dos elementos estudados nas verificações de segurança

ID	Elemento	Secção
1	Corda Superior Vão extremo	CS 41x22x1
2	Corda Inferior Vão extremo	CI_ 40x22x1
3	Corda Superior Apoio pilar	CS 41x22x1
4	Corda Inferior Apoio pilar	CI_ 40x22x1



5	Corda Superior Vão central	CS 41x22x1	
6	Corda Inferior Vão central	CI L 22x41x1	
7	T Pilar Superior	T 30x5x5	
8	Base Pilar	M 30x5x5	

A envoltória de esforços das combinações de ações definidas no item 3.3.8 para os pontos críticos destacados na Tabela 15 foi utilizada para determinar os máximos esforços nestes elementos.

– CLASSIFICAÇÃO SECCIONAL

Para fazer a classificação das secções compostas por chapas e perfis, foram utilizadas as informações com relação à geometria dos elementos, que estão presentes na Tabela 15, na Tabela 16 e Tabela 17

Tabela 16 - Características geométricas das secções em estudo

ID	Localização	Elemento	Secção	h (cm)	b (cm)	tw (cm)	tf (cm)
1	1º vão	Corda Superior	CS 41x22x1	22	43	1	2
2	1º vão	Corda Inferior	CI_ 40x22x1	22	40	1	1
3	Vão Central	Corda Superior	CS 41x22x1	22	43	1	2
4	Vão Central	Corda Inferior	CI_ 40x22x1	22	40	1	1
5	Apoio Pilar	Corda Superior	CS 41x22x1	22	43	1	4
6	Apoio Pilar	Corda Inferior	CI L 22x41x1	22	41	1	3
7	Pilar	T Superior	T 30x5x5	15	30	1	3
8	Pilar	Base	M 30x5x5	31,6	30	1	3

A partir da informação da geometria das secções que consta na Tabela 16, foram calculados os dados da Tabela 17.

Tabela 17 - Características das secções em estudo

ID	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)	L _x (m)	L _y (m)	Esforço Solicitante
1	144,7	17741,4	6223,3	3740,3	3184,0	136,00	2.550,00	3,5		Compressão
2	78,7	12116,8	3149,1	1078,3	1732,0	47,40	1.830,00	3,5		Tração
3	144,7	17741,4	6223,3	3740,3	3184,0	136,00	2.550,00	3,5		Compressão
4	78,7	12116,8	3149,1	1078,3	1732,0	47,40	1.830,00	3,5		Tração
5	144,7	17741,4	6223,3	3740,3	3184,0	136,00	2.550,00	3,5		Tração
6	140,2	37831,2	2101,1	2751,9	425,4	91,60	665.000,00	3,5		Compressão
7	47,7	4225,2	378,4	190,2	51,1	36,40	779,00	9,84		
8	150,3	5060,6	4510,4	25076,0	4751,0	127,00	1.310.000,00	3,26		Compressão

Tabela 18 - Classificação das secções em estudo

		Banzo					Alma						Classe Secção
ID	Esforço Solicitante	c (cm)	t (cm)	epsilon	c/t	Verif. Classe 1	Esforço Solicitante	c (cm)	t (cm)	ε	c/t	Verif. Classe 1	
1	Compressão	21	2	1	10,5	Ok	Flexo-compressão	20	1	1	20	Ok	Cl 1
2	Tração	19,5	1	1	19,5	Ok	Flexo-compressão	21	1	1	21	Ok	Cl 1
3	Compressão	21	2	1	10,5	Ok	Flexo-compressão	20	1	1	20	Ok	Cl 1
4	Tração	19,5	1	1	19,5	Ok	Flexo-compressão	21	1	1	21	Ok	Cl 1
5	Tração	21	4	1	5,25	Ok	Flexo-compressão	18	1	1	18	Ok	Cl 1
6	Compressão	20	3	1	6,67	Ok	Flexo-compressão	19	1	1	19	Ok	Cl 1
7	Compressão	14,5	3	1	4,83	Ok	Flexo-compressão	12	1	1	12	Ok	Cl 1
8	Compressão	14,5	3	1	4,83	Ok	Flexo-compressão	28,6	1	1	28,6	Ok	Cl 1

As características das secções encontradas manualmente, vistas na Tabela 18, estão coerentes com as observadas no modelo computacional.

– RESISTÊNCIA DA SECÇÃO

Foi feita verificação de segurança seccional dos elementos quanto aos esforços de tensão e compressão, como mostra a Tabela 19. Foi calculada a resistência de cálculo:

$$N_{pl,Rd} = \frac{AF_y}{\gamma_{M0}}$$

e verificada a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

E também as condições para as secções de classe 1, foi calculado o momento resistente:

$$M_{N,Rd} = \min \left(\frac{M_{pl,Rd}(1-n)}{1-0,5a}; M_{pl,Rd} \right)$$

Porém somente a secção 6 é duplamente simétrica e não necessita verificação quando à flexão em torno do eixo y-y.

Tabela 19 - Verificação de segurança à tensão e compressão

ID	Med (kNm)	NEd (kN)	Npl,Rd (kN)	M _{N,Rd} (kN)	N _{Ed} ≤ 0,25N _{pl,RD}	N _{Ed} ≤ 0,5h _w t _w f _y	M _{Ed} ≤ M _{N,Rd}
1	4,01	403,75	3401,1	1462,5	Ok	Ok	Ok
2	5,6	131,67	1850,1	740,0	Ok	Ok	Ok
3	2,55	444,23	3401,1	1462,5	Ok	Ok	Ok
44	5,05	423,8	1850,1	740,0	Ok	Ok	Ok
5	90,31	310,32	3401,1	1462,5	Ok	Ok	Ok
6	4,06	350,18	3294,1	493,8	Ok	Ok	Ok
7	0,41	31,89	1121,5	88,9	Ok	Ok	Ok
8	147,28	1489,12	3533,2	817,6	Ok	Ok	Ok

– VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_y f_y}{\gamma_{M1}}$$

Onde:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

Segundo a Tabela 6.2 do Eurocódigo EN1993-1-1, as secções transversais em T pertencem à curva de encurvadura C. As secções em cor cinza na Tabela 20, na Tabela 21 e na Tabela 22 não necessitam verificação à encurvadura por estarem sujeitas a esforços de tração ou por já terem sido verificadas anteriormente.

Tabela 20 - Cálculo de coeficiente de redução para encurvadura por compressão axial

Cálculo de χ_y					
ID	Curva	Ncr (kN)	$\bar{\lambda}$	Φ	χ_y
1	d	30017,2456	0,33660734	0,60856304	0,89641192
2	d	20500,8493	0,30040723	0,583277	0,92315258
3	d	30017,2456	0,33660734	0,60856304	0,89641192
4	d	20500,8493	0,30040723	0,583277	0,92315258
5	d	30017,2456	0,33660734	0,60856304	0,89641192
6	b	64007,8004	0,22685529	0,53029706	0,99047047
7	d	904,434706	1,11357488	1,46718297	0,4128015
8	b	9869,33109	0,59832731	0,74671343	0,83789763

Tabela 21 - Cálculo de coeficiente de redução para encurvadura lateral

Cálculo de χ_{LT}					
ID	Curva	Mcrit (kNm)	$\bar{\lambda}$	Φ_{LT}	χ_{LT}
1	d	1347,19377	0,745255696	0,834954874	0,825461612
2	d	427,274429	0,976009839	1,057778636	0,682324587
3	d	1347,19377	0,745255696	0,834954874	0,825461612
4	d	427,274429	0,976009839	1,057778636	0,682324587
5	d	2650,81592	0,531288667	0,675919134	0,914269315
6	b	2329,0444	0,207183691	0,522216828	0,998426356
7	d	56,1018034	0,462574398	0,634557848	0,935505461
8	b	5826,046361	0,437763209	0,620783451	0,942562715

Tabela 22 – Verificação à encurvadura

ID	Verificação χ_y		Verificação χ_L	
1	0,133094533	Ok	0,13702039	Ok
2	0,079312214	Ok	0,09161392	Ok
3	0,1461301	Ok	0,14870747	Ok
4	0,250139229	Ok	0,26809443	Ok
5	0,115294071	Ok	0,18915215	Ok
6	0,108976604	Ok	0,1187205	Ok
7	0,069867104	Ok	0,12015523	Ok
8	0,532492905	Ok	0,6310803	Ok

O momento crítico da tabela foi calculado através da equação abaixo.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + [C_2 z_g - C_3 z_j]^2 \right]^{0,5} - [C_2 z_g - C_3 z_j] \right\}$$

Assim, foi verificada a segurança seccional à flexo-compressão e à encurvadura dos elementos críticos da ponte do Remisquedo.

3.4 ANÁLISE MODAL

Para a análise modal da ponte do Remisquedo, foi considerado inicialmente o peso próprio da estrutura, incluindo laje, guarda corpos e restantes cargas permanentes, como o peso das ligações rebitadas existentes.

No entanto, as frequências obtidas para a situação de carregamento em que a ponte se encontra vazia não correspondem às bandas críticas quanto a ação dinâmica, pelo que foi considerado cenário de carregamento correspondente a $0,5 \text{ P/m}^2$ da ponte. Tal cenário é altamente esperado para o fluxo de pessoas nesta zona e pode ter influência significativa no comportamento dinâmico da estrutura.

A Tabela 23 mostra a frequência natural dos 20 primeiros modos de vibração, que são responsáveis por mobilizar aproximadamente 90% da massa relativa da estrutura, e o respetivo tipo de componente de deslocamento Φ_i , onde:

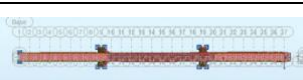
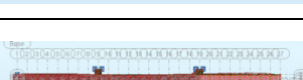
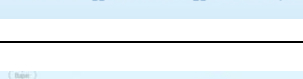
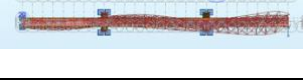
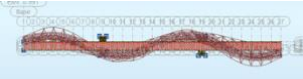
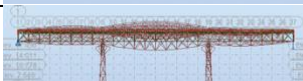
T → Modo Transversal

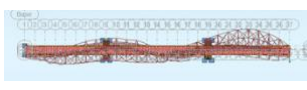
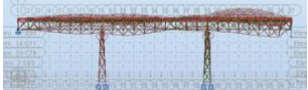
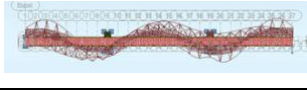
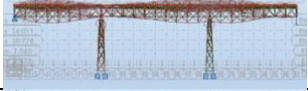
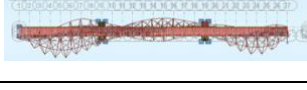
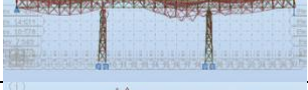
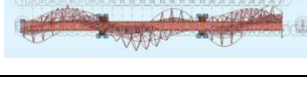
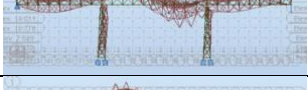
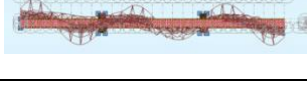
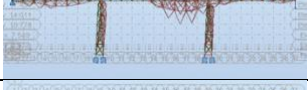
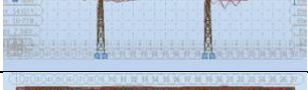
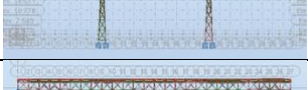
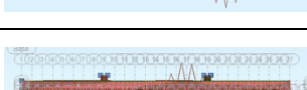
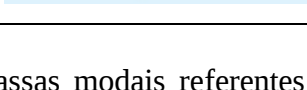
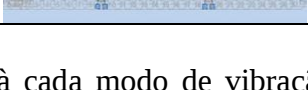
L → Modo Longitudinal

V → Modo Vertical,

Ressaltando também os primeiros modos horizontais, verticais e o conjunto dos anteriores.

Tabela 23 - Análise modal obtida através de modelo computacional do Robot Structural Analysis

Modo	Freq [Hz]	Tipo	m_i [kg]	Robot	
				Vista Planta	Vista Alçado
1	1,71	T (1º H)	75.060,99		
2	2,71	T (2º H)	100.781,05		
3	3,92	T (3º H)	78.025,03		
4	4,25	L + V (1º V)	178.034,15		
5	4,57	L + V (2º V)	54.845,91		
6	5,54	V (3º V)	29.522,56		
7	6,16	V (1º V+H)	116.483,59		
8	6,92	T (2º V+H)	1.085.069,44		
9	7,16	V	75.060,99		

10	8,55	T + V	214.334,71		
11	9,21	T + V	86.505,19		
12	10,11	T	79.798,27		
13	10,34	T	100.144,21		
14	10,58	L	36.840,42		
15	11,73	T	341.985,57		
16	11,76	T	565.323,08		
17	11,84	T	2.100.399,08		
18	11,88	T	826.446,28		
19	11,93	T	181.077,41		
20	11,94	T + V	540.657,44		

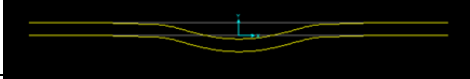
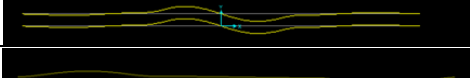
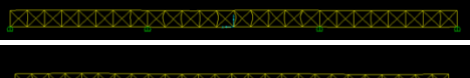
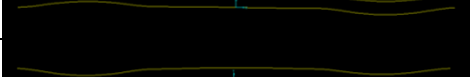
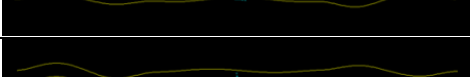
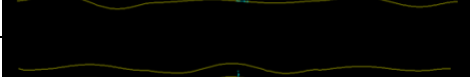
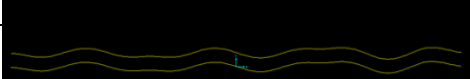
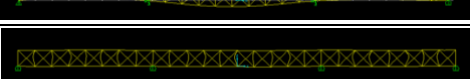
A Tabela 23 identifica ainda as massas modais referentes à cada modo de vibração, calculada através da equação seguinte:

$$m_i = \frac{1}{F_i^2}$$

Observa-se que por volta do 12º modo de vibração, as deformadas são muito caracterizadas por deflexão local, não sendo tão importante para a análise da resposta da estrutura como um todo.

Com base nos dados obtidos no modelo Robot, é feita comparação com os modos de vibração e frequências naturais do modelo SAP2000.

Tabela 24 - Análise modal obtida através de modelo computacional do SAP2000

			SAP2000	
Modo	Freq	Tipo	Vista Planta (x-y)	Vista Alçado (x-z)
1	1,291	1° H		
2	2,325	2° H		
2	1,600			
3	1,601			
4	2,328			
5	2,887			
6	2,933			
7	3,210			
8	3,323			
9	3,616	1° V		
10	4,139			

3.5 ANÁLISE DINÂMICA

3.5.1 DETERMINAÇÃO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO CRÍTICOS

A Tabela 25 abrange parte dos modos de vibração analisados, e tem como objetivo determinar quais os modos possuem frequências dentro de intervalos críticos do ponto de vista do 1º e 2º harmônico.

Tabela 25 - Avaliação de necessidade de análise dinâmica no 1º e 2º harmônico

Modo	Tipo	Freq (Hz)	T (seg)	1º Harmônico			2º Harmônico		
				UX (1,25<f<2,3)	UY (0,5<f<1,2)	UZ (1,25<f<2,3)	UX (1,25<f<4,6)	UY (N/A)	UZ (1,25<f<4,6)
1	H	1,71	0,58	N/A	N/A	N/A	N/A	-	N/A
2	H	2,71	0,36	N/A	N/A	N/A	N/A	-	N/A
3	H	3,92	0,23718	N/A	N/A	N/A	N/A	-	N/A
4	V+L	4,25	0,22534	N/A	N/A	N/A	S	-	S
5	V+L	4,57	0,21774	N/A	N/A	N/A	S	-	S
6	V	5,54	0,18217	N/A	N/A	N/A	N/A	-	N/A
7	V+H	6,16	0,15872	N/A	N/A	N/A	N/A	-	N/A
8	V+H	6,92	0,1551	N/A	N/A	N/A	N/A	-	N/A
9	V	7,16	0,14077	N/A	N/A	N/A	N/A	-	N/A
10	V+H	8,55	0,11829	N/A	N/A	N/A	N/A	-	N/A

Do ponto de vista dinâmico, os modos de vibração laterais, designados como tipo H na Tabela 25, não se encontram no intervalo crítico de frequência, pelo que não será necessário aplicar carga dinâmica para estas frequências.

Os modos 4 e 5 não têm frequências críticas de excitação no primeiro harmônico, no entanto precisam de verificação quanto à excitação no segundo harmônico por terem frequência abaixo de 4,6 Hz. O item 3.5.2 demonstra o cálculo para obtenção da função da carga variante no tempo devida ao caminhar de peões, que será aplicada no tabuleiro da estrutura.

3.5.2 APLICAÇÃO DE CARGA HARMÔNICA

De acordo com (Sétra/AFGC, 2006), a orientação da carga harmônica deve estar em concordância com o sentido da deflexão modal em estudo. Em se tratando de uma carga senoidal, as cargas oscilam desde o máximo de sua amplitude, e então atingem o extremo de sentido contrário. A Figura 36

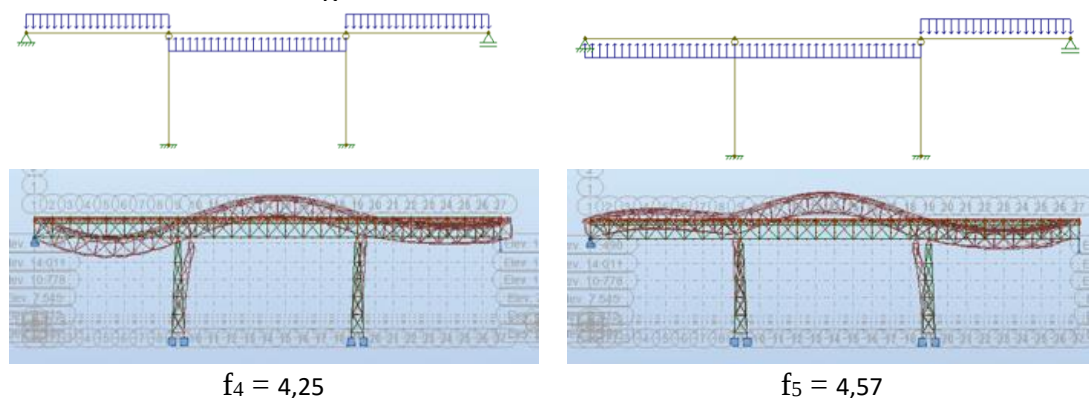


Figura 36 - Sinal da carga harmônica distribuída para os modos em questão

Para o âmbito do presente trabalho, a análise dinâmica irá prever três situações de carga distintas. A primeira é a situação corrente, que corresponde ao tráfego de 0,5 pessoa por m² a caminhar. A segunda situação de projeto é a de uma pessoa a correr sozinha e a terceira é uma situação muito particular, correspondente à de inauguração da ponte, em que é considerada carga de 2 pessoas por m² a percorrer a ponte lentamente.

Tabela 26 - Casos de carga dinâmica devidos à ação de peões baseados em (Sétra/AFGC, 2006)

Caso	Carga	Frequência de Excitação	Conforto
1. Corrente	0,5 Pessoas/m ²	2,4 Hz	Máximo
2. Jogging	1 Pessoa em Corrida	2,4 Hz	Máximo
3. Inauguração	2 Pessoas/m ²	1,6 Hz	Médio

Para as situações expectáveis para uma ponte pedonal, que é o foco de estudo do presente trabalho, foi determinada a classe de conforto ideal. Cada identificado na Tabela 26 é obtido através da aplicação de uma carga harmónica diferente no formato abaixo.

$$p(t) = P \cdot \cos(2\pi f_s t) \cdot n' \cdot \psi$$

Onde P é a componente de força devido à ação de um peão;

f_s é a frequência em estudo.

n' é o número equivalente de peões em m⁻²

Com amortecimento $\xi = 0,5\%$, referente a estruturas mistas de aço e betão (HIVOSS).

ψ é o coeficiente de redução calculado através dos gráficos da Figura 37 e Figura 39.

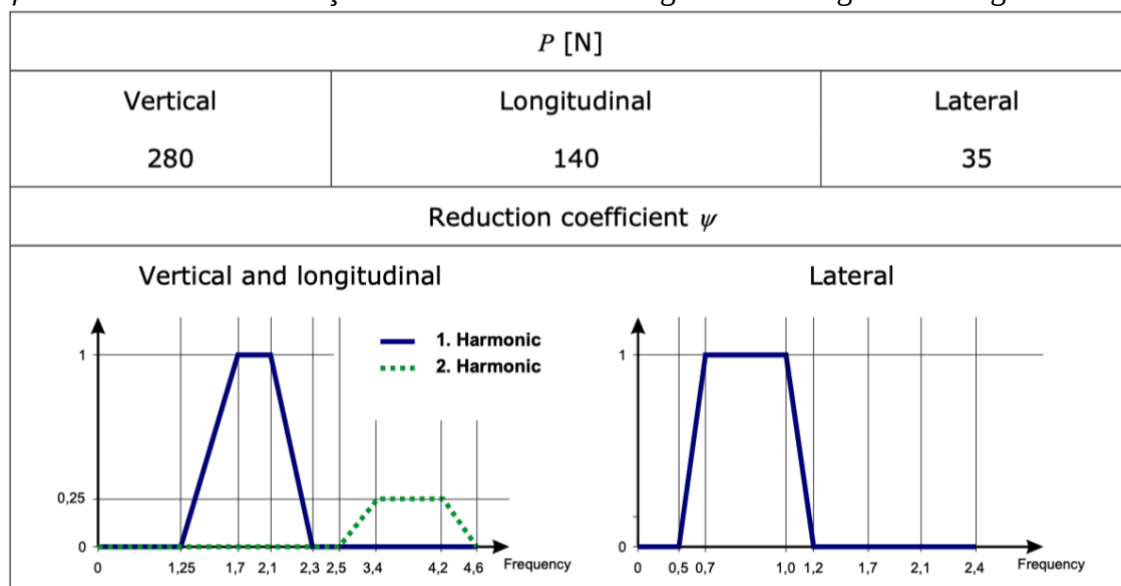


Figura 37 - Gráficos para obtenção de coeficiente de redução ψ para os casos de caminhada lenta (HIVOSS, 2009)

Os coeficientes de redução dos casos de carga dinâmica 1 e 3 foram calculados a partir do gráfico para oscilação vertical no 2º harmónico, à esquerda da Figura 37. A carga harmónica referente a estes dois casos foi aplicada ao longo de toda a superfície do tabuleiro, como mostra a Figura 38.

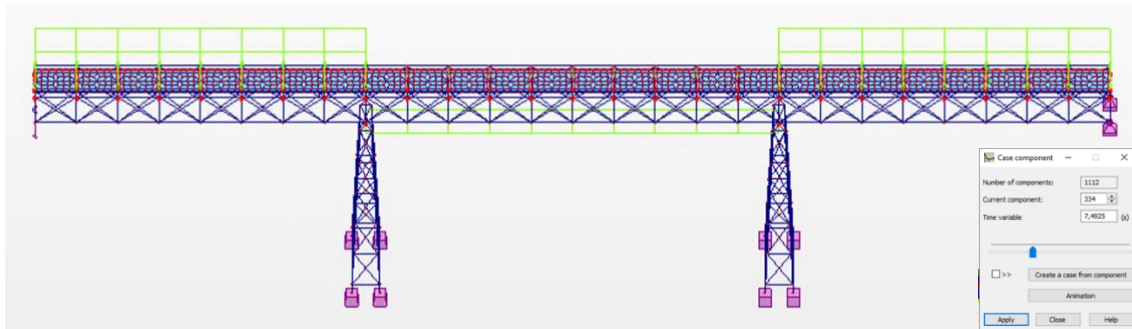


Figura 38 - Aplicação de carga harmônica em tabuleiro para casos 1 e 3

Já para a equação de carga harmônica do caso 2, foi utilizado o gráfico da Figura 39. Quando se trata da ação de corrida causada por peões, a componente vertical é a mais relevante. Acredita-se ser suficiente aplicar a carga harmônica somente no ponto de maior amplitude do deslocamento modal. (HIVOSS, 2009)

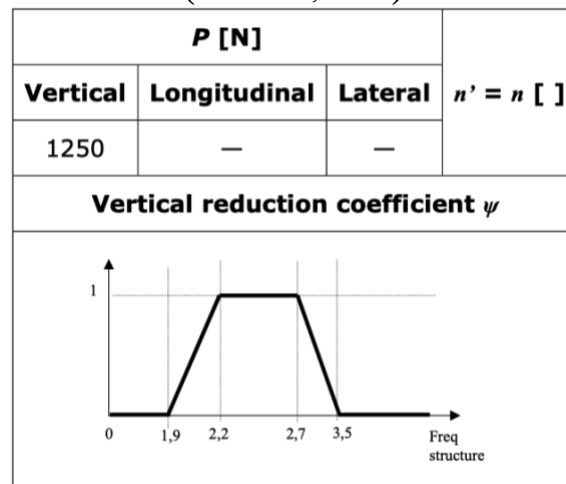


Figura 39 - Gráfico para obtenção de coeficiente de redução ψ para os casos de jogging (HIVOSS, 2009)

Portanto, a ação de peões em corrida foi modelada no Autodesk Robot como cargas pontuais a meio do vão central, com mesma frequência dos casos críticos, de acordo com Figura 40.

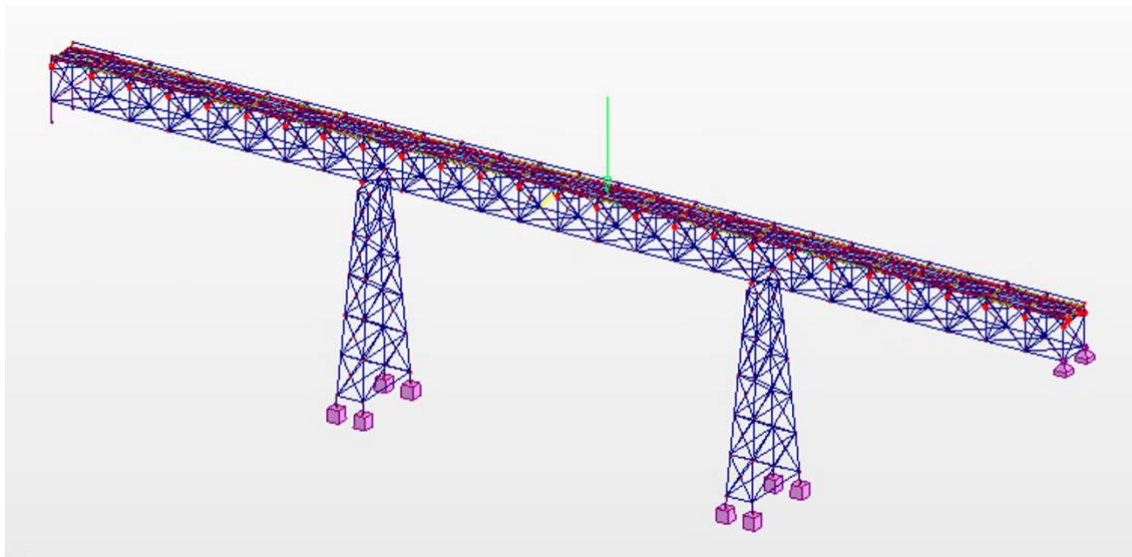


Figura 40 - Aplicação de carga harmônica em tabuleiro para caso 2

A Tabela 27 quantifica as cargas harmônicas utilizadas na análise dinâmica no presente trabalho.

Tabela 27 - Funções senoidais referentes à cada tipo de carregamento dinâmico

Caso	Modo	Equação de carga senoidal
1. Corrente	4	$p(t) = 0,0089 \times 280 \cdot \text{sen}(26,7 \text{ t})$
	5	$p(t) = 0,0089 \times 280 \cdot \text{sen}(28,7 \text{ t})$
2. Jogging	4	$p(t) = 1250 \cdot \text{sen}(26,7 \text{ t})$
	5	$p(t) = 1250 \cdot \text{sen}(28,7 \text{ t})$
3. Inauguração	4	$p(t) = 0,0432 \times 280 \cdot \text{sen}(26,7 \text{ t})$
	5	$p(t) = 0,0432 \times 280 \cdot \text{sen}(28,7 \text{ t})$

3.5.3 CÁLCULO DAS ACELERAÇÕES

Para validação do modelo computacional, as acelerações foram calculadas manualmente a partir da equação de equilíbrio dinâmico, a considerar um sistema de um grau de liberdade, e então comparadas com os valores obtidos no modelo do Robot.

$$p(t) = \underline{M} \cdot \ddot{u}(t) + \underline{C} \cdot \dot{u}(t) + \underline{K} \cdot u(t)$$

$p(t)$ função de força

$u(t)$ vetor do deslocamento em função do tempo

$\dot{u}(t)$ vetor da velocidade em função do tempo

$\ddot{u}(t)$ vetor da aceleração em função do tempo

$\underline{M}$ matriz de massa da estrutura

$\underline{C}$ matriz de amortecimento da estrutura

$\underline{K}$ matriz de rigidez da estrutura

$$u_i(x) = \underbrace{e^{-\xi\omega t} (A \cos \omega_a t + \sin \omega_a t)}_{\text{Parcela transitória}} + \underbrace{f_i \cdot \frac{p_{0,i}}{k} \frac{1}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2\xi r^2)^2}} \sin(\bar{\omega}t - \psi)}_{\text{Parcela estacionária}}$$

De acordo com a equação de equilíbrio e considerando resposta em ressonância, calcula-se, para o dado modo de vibração e carga, a aceleração máxima da estrutura através da equação seguinte:

$$\ddot{u}(t) = \omega_n^2 \cdot f_i \cdot \frac{1}{2\xi} \frac{p_{0,i}}{k} \cdot \left[e^{-\xi w_n t} \left(\cos w_n t + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin w_n t \right) - \cos w_n t \right]$$

Ao considerar a normalização dos modos de vibração em relação à matriz de massa, tem-se a equação:

$$F_n = \phi_n^T \cdot p(t) = \underline{M} \cdot \ddot{y}(t) + \underline{C} \cdot \dot{y}(t) + \underline{K} \cdot y(t)$$

Em que é satisfeita a equação referente à massa normalizada,

$$M_n = \phi_n^T \cdot \underline{M} \cdot \phi_n = 1$$

Para o Caso 1 e o modo de vibração 4, a autovetor normalizado é:

$$\begin{aligned}\phi_4 &= 0,00242 \\ w_4 &= 26,8 \text{ rad/s} \\ \xi_n &= 0,005 \\ K_n &= M_n \cdot \omega_n^2 = 1 \times (26,8)^2 = 713,01 \\ y_n &= \frac{F_n}{K_n} \cdot \frac{1}{2 \cdot \xi_n} \\ F_n &= \sum y_n \cdot \phi_n \cdot Dx = 0,825 \text{ N}\end{aligned}$$

Assim foi possível obter o seguinte elemento, com o objetivo de encontrar o deslocamento máximo do tabuleiro:

$$u(t) = \phi_{\text{máx}} \cdot y_n = 0,00031 \text{ m}$$

A aceleração foi calculada a partir da equação:

$$\ddot{u}_{\text{máx}}(t) = u(t) \cdot \omega_n^2 = \phi_{\text{máx}} \cdot y_n \cdot \omega_n^2 = 0,224 \text{ m/s}^2$$

Para estes cálculos manuais, foi considerado o Caso 1 de carregamento definido na Tabela 26. Este caso considera carga senoidal uniformemente distribuída ao longo do tabuleiro equivalente a $\frac{1}{2}$ pessoa por m^2 , como ilustra a Figura 41.

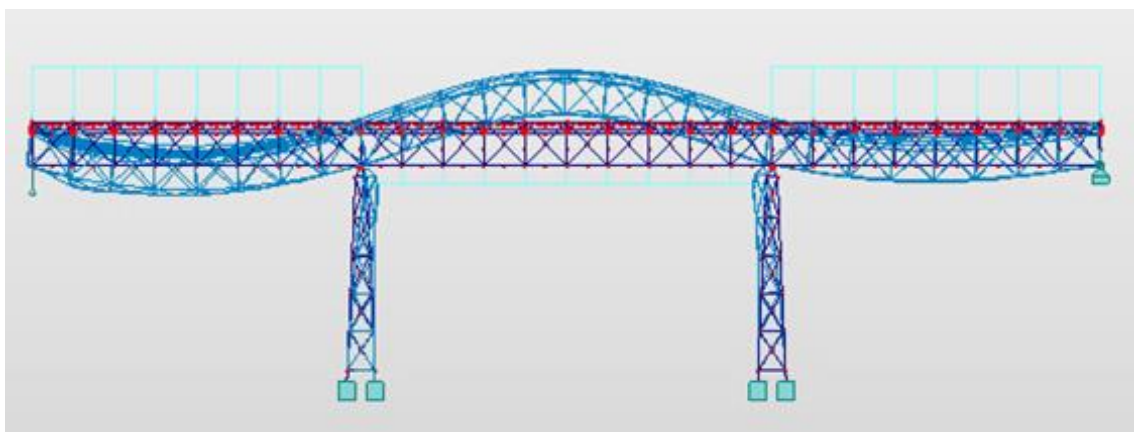


Figura 41 - Caso de carga utilizado para validação dinâmica do modelo computacional

Os resultados encontrados para as acelerações máximas em cada caso crítico foram então comparados com as respostas em acelerações obtidas através do modelo computacional.

É importante salientar que os resultados da aceleração obtidos no modelo computacional estão a considerar somente os nós do tabuleiro, que é o que os peões efetivamente percebem. Por isso, o valor analisado para a determinação da classe de conforto deve ser um nó que pertença ao tabuleiro.

Para verificação do valor das acelerações e então determinar a classe de conforto, tomou-se como parâmetro o nó a meio do vão central, em amarelo na Figura 42, onde são encontradas as maiores deflexões modais e maiores valores de aceleração.

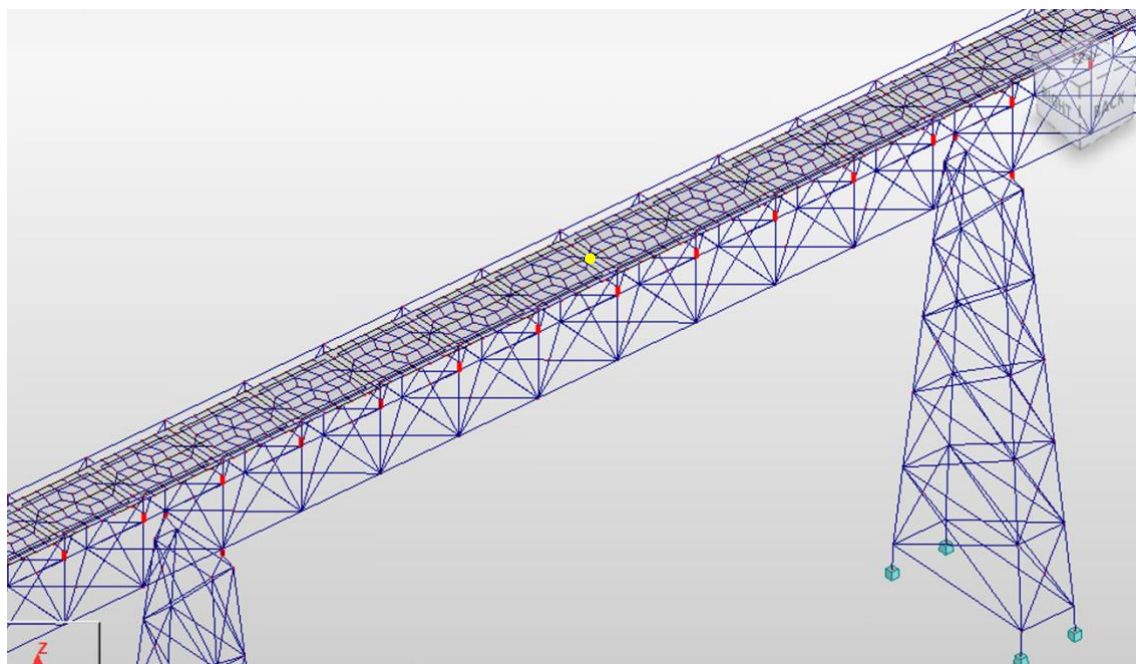


Figura 42 - Nó 586 à meio do vão central

As cargas dinâmicas foram introduzidas no modelo como as funções senoidais caracterizadas na Tabela 27 através do Time History Analysis. Segundo (Rocha, 2012), o Robot não suporta o método de sobreposição modal para elementos com “releases”, pelo que foi utilizado o método de Newmark.

A determinação de valor adequado para o incremento de tempo (*time step*) da análise é indispensável para a obtenção de resultados conclusivos de aceleração. É usual adotar o valor de $0,1 \cdot T$ para o valor do incremento, onde T é o período do último modo de vibração relevante para a resposta dinâmica da estrutura (Rocha, 2012). Assim sendo, foi adotado um incremento de tempo proporcional ao quinto modo de vibração da Tabela 18.

O gráfico contido na Figura 43 representa a resposta de uma carga senoidal aplicada ao longo de 20 segundos no tabuleiro. Durante este período, é observado aumento na aceleração vertical neste nó, que atinge a estabilidade próximo dos $0,26 \text{ m/s}^2$. Depois disso, com a interrupção do carregamento, há uma queda na aceleração de acordo com o amortecimento da estrutura.

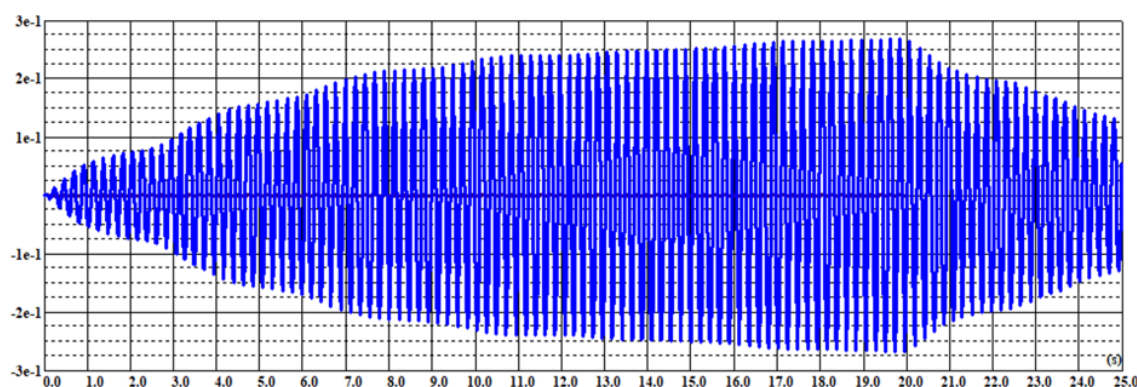


Figura 43 - Diagrama da máxima aceleração observada à meio do vão central para o caso 1, modo 4

A Tabela 28 faz uma comparação entre os valores obtidos manualmente e através do modelo Robot, utilizando o método de Newmark. Ao comparar os dois valores, conclui-se que o modelo de cálculo desenvolvido no Robot possui resultados coerentes com o que é esperado e será utilizado para a análise dinâmica do presente trabalho.

Tabela 28 - Comparação entre acelerações obtidas por cálculos manuais e computacionais

Cálculo Manual	Cálculo pelo Método de Newmark
$a_{máx} = 0,22 \text{ m/s}^2$	$a_{máx} = 0,26 \text{ m/s}^2$

Considerando os limites determinados no item 2.3.1 para as classes de conforto definidas, procedeu-se à comparação das acelerações encontradas e classificação de cada caso de carga em estudo, como é possível ver na Tabela 29.

Tabela 29 - Aceleração máxima e classificação de conforto para cada caso de carga dinâmica

Caso	Aceleração Máxima Vertical [m/s ²]		Verificação	
	Modo 4	Modo 5		
1. Corrente	Modo 4	0,26 m/s ²	< 0,50 m/s ²	Cl 1
	Modo 5	0,12 m/s ²	< 0,50 m/s ²	Cl 1
2. Jogging	Modo 4	0,40 m/s ²	< 0,50 m/s ²	Cl 1
	Modo 5	0,65 m/s ²	> 0,50 m/s ²	Cl 2
3. Inauguração	Modo 4	1,20 m/s ²	1,00 – 2,50m/s ²	Cl 3
	Modo 5	0,28 m/s ²	< 0,50 m/s ²	Cl 1

Ao fazer a comparação com os valores limites determinados na Tabela 3 para as acelerações no tabuleiro, é possível concluir que todos os modos se encontram em intervalos de classes de conforto aceitáveis. A situação mais extrema, que possui mínimo conforto aceitável é a situação de inauguração da ponte e está associada a um nível de conforto médio.

Apesar do valor ligeiramente alto, a aceleração possui valores dentro dos limites recomendados, pelo que não condiciona a segurança da estrutura.

4 CONCLUSÃO

4.1 OBSERVAÇÕES RELEVANTES SOBRE A REABILITAÇÃO DA PONTE DO REMISQUEDO

4.1.1 CONTRIBUIÇÃO DA LAJE PARA A RIGIDEZ DA PONTE

Um dos métodos mais eficientes para melhorar o desempenho da estrutura quanto à sua frequência natural consiste em aumentar a rigidez da estrutura sem aumentar a massa do sistema. É possível atingir esta melhoria ao alterar secções ou a propriedade dos materiais, como o módulo de elasticidade, a resistência, etc). (Maraveas, 2015)

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Para analisar a contribuição da laje mista no resultado da estrutura para a análise modal, temos a comparação entre modelos com (esquerda) e sem laje (direita), na Figura 44.

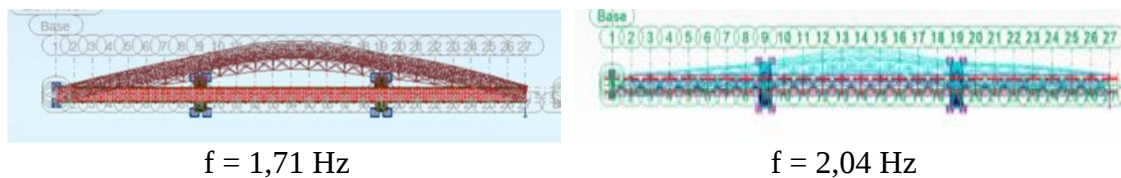


Figura 44 - Diferença entre primeiras frequências naturais do modelo com e sem laje mista

Na imagem da direita, que não considera a laje mista da estrutura, observa-se um aumento nas primeiras frequências naturais da ponte. Considerando que a frequência se dá pela equação acima, é possível afirmar que ao diminuir a massa total da ponte, houve um aumento na frequência, conclui-se que a rigidez não diminui na mesma proporção que a massa. Em outras palavras, com uma solução de laje mais leve, por exemplo com uma solução metálica, e com a mesma rigidez, pode-se esperar que resulte em frequências naturais também mais elevadas do que a solução de projeto.

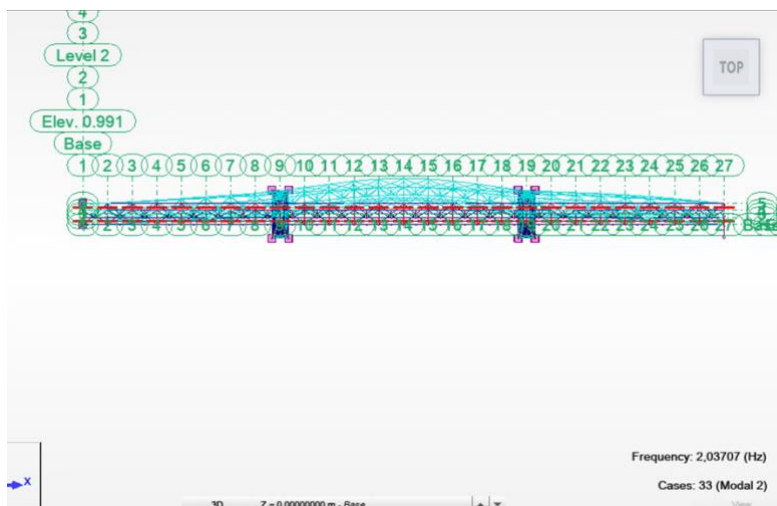


Figura 45 - Primeira frequência natural horizontal da ponte sem considerar a Laje Mista

4.1.2 AUMENTO EM RIGIDEZ DOS PILARES APÓS REABILITAÇÃO

Para se perceber o aumento de rigidez nos pilares devido ao aumento das secções reabilitadas, foram analisados os deslocamentos no topo dos pilares face a aplicação de força $F=1000\text{kN}$.

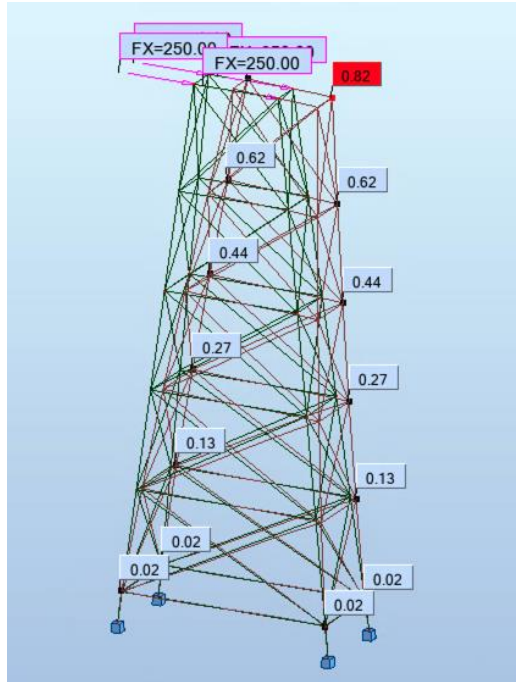
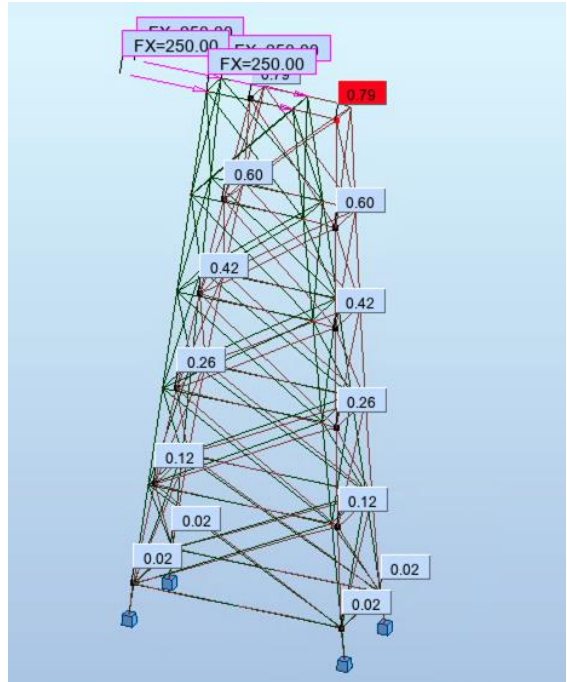
Força de 1000kN aplicada no todo de Pilar existente	Força de 1000kN aplicada no todo de Pilar reabilitado
	

Tabela 30 - Diferença entre deslocamentos no topo dos pilares existentes e reabilitados

Ao considerar os apoios dos pilares como ligações encastradas no solo, foi possível encontrar a rigidez global dos pilares existentes e reabilitados através da seguinte equação:

$$K = \frac{F}{d} = \frac{1000 \text{ kN}}{d}$$

De acordo com as deformações observadas ao aplicar a carga no topo do pilar, conclui-se que houve um aumento de rigidez de 10% depois da reabilitação dos elementos.

4.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Da verificação de segurança, os elementos cumprem com os requisitos do Eurocódigo para estruturas metálicas no que diz respeito às verificações de segurança. Foi constatado que as combinações referentes à carga de peões e do vento são significativas e por vezes condicionantes para o dimensionamento das secções.

No âmbito da análise dinâmica, observou-se que a estrutura tem um bom desempenho quando ao carregamento de peões. Os primeiros modos de vibração não estão em zonas críticas de frequência, pelo que não é necessária a análise dinâmica no primeiro harmónico. Entretanto, foi possível perceber que o caminhar de grandes grupos de pessoas ao longo da ponte pode influenciar suas frequências naturais e, por isso, faz-se necessária a verificação de dois modos de vibração no segundo harmónico.

Ao aplicar casos de carga dinâmica, observou-se um bom comportamento da estrutura, que ficou maioritariamente dentro dos limites de conforto definidos para a utilização da ponte. Em outras palavras, não será percebida vibração excessiva ou incômoda pelos peões ao caminharem ao longo da ponte do Remisquedo em situação corrente.

Como sugestão para futuros trabalhos, recomenda-se o estudo experimental com ensaio de vibração ambiental e comparação de resultados com modelo obtido através de premissas definidas no presente trabalho para maior confiabilidade e entendimento do comportamento da estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Bachmann, H.; Ammann, W. (1987) – “Vibrations in Structures Induced by Man and Machines”, Structural Engineering Documents, IABSE.
- [2] Silva, Ricardo Nuno Oliveira (2008) – “Linha do tua: História, estruturas, acidentes, contexto geológico-geotécnico”, Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [3] Lopes, Leonel António Vieira (2011) – “Pontes e linha do Tua: História, construção e valorização”, Braga, Universidade do Minho.
- [4] Rocha, João Ricardo dos Santos Pereira da (2012) – “Estudo Dinâmico da Ponte Pedonal da Rabada em Santo Tirso”, Porto, Universidade do Porto.
- [5] R. Poças (2009). “Gestão do Ciclo de vida de Pontes,” Dissertação de Mestrado Universidade do Minho, Guimarães.
- [6] Heinemeyer, C.; Butz, C.; Keil, A.; Schlaich, M.; Goldack, A.; Trometer, S.; Lukić, M.; Chabrolin, B.; Lemaire, A.; Martin, P.; Cunha A.; Caetano, E. (2009). Design of Lightweight footbridges for human induced vibrations.
- [7] Feldmann, M.; Heinemeyer, C.; Butz, C.; Caetano, E.; Cunha, A.; Galanti, F.; Goldack, A.; Hechler, O.; Hicks, S.; Keil, A.; Lukic, M.; Obiala, R.; Schlaich, M.; Sedlacek, G.; Smith, A.; Waarts, P. (2009). Design of floor structures for human induced vibrations. JRC–ECCS joint report.
- [8] Maraveas, C., Fasoulakis, Z. & Tsavdaridis, K. D. (2015). A review of human induced vibrations on footbridges. American Journal of Engineering and Applied Sciences, 8(4), pp. 422-433. doi: 10.3844/ajeassp.2015.422.433
- [9] SETRA/AFGC, Footbridges - Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading, Technical Guide. Outubro 2006.
- [10] O'Donnell, Deirdre (2016). “Why is the Shaky Bridge so Shaky?”, Cork, University College Cork.
- [11] Appleton, J., Saraiva, J., Moura, R. e Rodrigues, F. (2009). A utilização do aço inox na reabilitação das infraestruturas da Ponte Eiffel sobre o Rio Lima, em Viana do Castelo, Inspeção e Reabilitação. ASCP'09 – 1º Congresso de Segurança e Conservação de Pontes ASCP - Lisboa.