



Estudo do Comportamento Estrutural da Ponte Militar Mabey & Johnson – Soluções para Aumentar a Capacidade de Carga e o Comprimento de Montagem

Eduardo Miguel da Silva Osório

Dissertação para a obtenção do grau de mestre em

Engenharia Militar

Orientadores:

Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Tenente-Coronel de Engenharia Pedro José da Silva Gonçalves Matias

Júri

Presidente: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Orientador: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Vogais: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Tenente-Coronel de Engenharia Artur Jorge Espada Caracho

dezembro de 2020

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

“O único lugar onde o sucesso vem antes do trabalho é no dicionário”.

(Albert Einstein)

Agradecimentos

A presente dissertação foi apenas possível devido ao forte apoio de diversas pessoas e entidades, as quais tiveram um papel crucial para a boa consecução deste trabalho bem como o sucesso ao longo destes seis anos de curso.

Em primeiro lugar quero agradecer aos meus orientadores: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro e Tenente-Coronel de Engenharia Pedro José da Silva Gonçalves Matias. Ao Professor Doutor José Oliveira Pedro, pela elevada disponibilidade, dedicação e entusiasmo que demonstrou pelo tema, tendo sido fundamental para a aprendizagem do manuseamento do *software*, bem como para a interpretação e avaliação dos resultados. Ao Tenente-Coronel Pedro Matias pela disponibilidade, preocupação e ajuda durante a realização da presente dissertação, sempre aludindo às necessidades operacionais a ser alvo de estudo na ponte Mabey bem como a sugestão de várias soluções possíveis de ser estudadas.

Agradeço ao Regimento de Engenharia Nº1 - Tancos e em particular à Companhia de Pontes, pela disponibilidade e abertura com que me receberam para poder participar e assistir à montagem de uma ponte Mabey.

Expresso o meu profundo agradecimento a todos os formadores e camaradas que participaram nesta jornada que me permitiu chegar a este momento. À Academia Militar por ser a nobre instituição que me formou e me inculuiu os valores que farão parte da minha vida profissional e pessoal futura. À Direção de Infraestruturas da Guarda Nacional Republicana, onde servirei futuramente, pela disponibilidade e preocupação que demonstraram ao longo do meu curso, sempre dispostos a apoiar.

Nenhum agradecimento é grande o suficiente para a minha família, em especial, como não poderia deixar de ser, os meus avós, pais e irmã, por todo o apoio que demonstraram não só no Instituto Superior Técnico, como em todo o meu percurso na Academia Militar, tendo sido um pilar fulcral nos momentos mais difíceis.

Por fim, mas não menos importante, à minha namorada Alice Almeida, agradeço do fundo do coração pela enorme paciência, compreensão e alegria que me transmitiu, tendo sido muito importante ao longo destes anos.

Resumo

As pontes logísticas militares são, desde a década 30 do século XX, indispensáveis em vários teatros de operações possibilitando transpor obstáculos com elevada rapidez, tais como cursos de água. Nos anos mais recentes têm desempenhado um papel igualmente relevante no apoio a populações civis, seja em casos de catástrofes ambientais ou como substituto temporário de pontes a serem reabilitadas.

Procurando aumentar o comprimento de vão bem como a capacidade de carga da mais recente ponte logística militar em Portugal, Ponte Mabey, elaboraram-se vários modelos numéricos de elementos finitos, aferidos com outros estudos, os quais pretenderam avaliar a capacidade de carga da ponte para uma configuração de montagem de um tabuleiro contínuo com dois vãos longos de 57.91 m.

Tendo em consideração as limitações de capacidade de carga encontradas para a configuração estudada, tanto para tráfego de natureza militar como civil, avaliaram-se várias possíveis soluções de reforço, desde a alteração geométrica da ponte a alterações de secção e adição de novos elementos por forma a encontrar uma solução que verifique a segurança para cargas militares, segundo os regulamentos NATO, e cargas civis de acordo com o Eurocódigo 1 – Parte 2.

Uma vez definida uma solução possível de ser utilizada, realizou-se o estudo da montagem da ponte por lançamento incremental, a partir da solução proposta pelo fornecedor e um lançamento que foi possível acompanhar e estudar, na Companhia de Pontes do Regimento de Engenharia n.º 1, que serviu como referência no estudo do lançamento da ponte.

Palavras-chave: Ponte Logística Militar, Ponte Mabey, Análise Estrutural, Lançamento Incremental

Abstract

Since the 1930s, military logistical bridges have been essential to the various theatres of operations allowing to cross existing obstacles, like gaps and water courses, in a short period of time. In recent years they have also played a very important role in supporting civilian populations, whether in cases of environmental disasters or as a temporary substitute for bridges being rehabilitated.

Seeking to increase both the length and the loading capacity of the most recent military logistic bridge in Portugal, Mabey Bridge, several numerical finite element models have been developed and duly benchmarked with other studies, in order to evaluate the load capacity of the bridge for a continuous deck assembly configuration with two 57.91 m long spans.

Taking into account the loading limitations of the studied solution, both for military and civil traffic, several possible reinforcement solutions were evaluated, from geometric change of the bridge, to section changes and addition of new elements in order to find a solution that verifies the security for military loads according to NATO regulations and civil loads according to Eurocode 1 - Part 2.

Once a feasible solution was found, the incremental launching of the bridge was studied bearing in mind the solution proposed by the supplier and an actual launch that was possible to follow and study, at the Bridge Company of the Engineering Regiment No. 1, which served as a reference for the study of the incremental launching of the bridge.

Keywords: Military Logistic Bridge, Mabey Bridge, Structural Analysis, Incremental Launching

Índice

1	Introdução.....	1
1.1	Enquadramento e motivação.....	1
1.2	Objetivos e metodologia.....	1
1.3	Organização da dissertação.....	2
2	Estado da Arte.....	3
2.1	Resumo Histórico/Estado da Arte	3
2.1.1	Ponte Callender - Hamilton	4
2.1.2	Ponte Bailey	5
2.1.3	Medium Girder Bridge (MGB).....	7
2.1.4	Ponte Acrow.....	9
2.1.5	Ponte Mabey.....	10
3	Caracterização da Ponte Mabey.....	13
3.1	Configuração geral.....	13
3.2	Processo de montagem	14
3.3	Apoio Intermédio.....	17
4	Ações e Critérios de Projeto	21
4.1	Definição das Ações	21
4.1.1	Ações segundo o Eurocódigo 1.....	21
4.1.2	Classificação de Ações Militares	23
4.2	Definição dos Modelo de Análise	25
4.2.1	Caraterização das secções e modelação	26
4.3	Aferição do modelo adotado	30
4.3.1	Flecha a meio vão.....	31
4.3.2	Reações nos apoios.....	32
4.3.3	Frequências próprias.....	33
5	Verificação estrutural da ponte existente.....	35
5.1	Linhas de Influência	36
5.2	Segurança ao Estado Limite Último considerando as orientações do STANAG 2021	39
5.3	Segurança ao Estado Limite Último com as sobrecargas do EC1 e do RSA.....	41

5.4	Reações nos apoios.....	42
5.5	Flecha de Serviço	43
5.6	Máximo vão para os casos de carga	44
6	Verificação estrutural com alterações à ponte existente.....	47
6.1	Aumento da distância entre cordas	47
6.1.1	Verificação do ELU.....	48
6.2	Sobreposição de painéis	49
6.2.1	Verificação do ELU.....	50
6.3	Alteração das secções transversais de cordas e diagonais.....	51
6.3.1	Verificação do ELU.....	52
6.4	Duplicação do reforço-corda	54
6.4.1	Verificação do ELU de resistência.....	55
7	Processo de Montagem da Solução Adotada	61
7.1	Processo de montagem de catálogo – Lançamento Incremental	61
7.2	Caso Experimental – Lançamento de um tabuleiro com cinco módulos	64
7.3	Verificação de segurança durante o lançamento para o caso de estudo.....	67
7.3.1	Verificação de segurança do elemento mais esforçado.....	67
7.3.2	Verificação de apoios à tração	69
7.4	Flecha máxima expectável do nariz de lançamento para o caso de estudo	72
8	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	75
8.1	Conclusões	75
8.2	Desenvolvimentos Futuros.....	79
	Referências.....	81
	Anexos	A
	Anexos A – Formulação das Verificações de Segurança Regulamentares	A
	Anexos B – Propriedades dos Perfis da Ponte Mabey Compact 200	C
	Anexos C – Etapas do Lançamento.....	H
	Anexos D – Elevações do Nariz de Lançamento por Ligações de Lançamento	B
	Anexos E – Cálculos Topográficos da Flecha.....	D

Índice de figuras

Figura 1 - Secção genérica de uma ponte modular. Adaptado de <i>Logistic Support Bridge</i> (2014)	4
Figura 2 - Esquema da Ponte Callender-Hamilton. Adaptado de B. R. Russell (2014)	4
Figura 3 - Ponte Callender-Hamilton em Walton. Adaptado de B.R. Russel (2013)	5
Figura 4 - Ponte Bailey a substituir ponte destruída em Florença. Adaptado de ThinkDefence (2012)	6
Figura 5 - Dimensões e pesos dos vários componentes da ponte Bailey (Unidades SI). Adaptado da Companhia de Pontes (2015)	6
Figura 6 - Lançamento da ponte Bailey. Adaptado de Federal Highway Administration (2017)	7
Figura 7 – Ponte MGB com módulo simples, duplo e duplo com reforço (da esquerda para a direita). Adaptado de Thinkdefense (2012)	8
Figura 8 – Ponte MGB com configuração dupla de três vãos. Adaptado de Thinkdefense (2012)	8
Figura 9 - Ponte Acrow adaptado de ArchiExpo (2020)	9
Figura 10 - Modelo de treliças triangulares Acrow. Adaptado de Structure Design (2005) ..	9
Figura 11 - Ponte Acrow usada para substituir ponte a ser intervencionada em New York. Adaptado de Federal Highway Administration (2017)	10
Figura 12 – Esquema-tipo de Ponte Mabey. Adaptado de Mabey Bridge (2017)	10
Figura 13 - Da esquerda para a direita, Conceção Inicial da Mabey Johnson 1987 e Painéis de Transição. Adaptado de Russel (2013)	11
Figura 14 - Configurações possíveis da ponte Mabey. Adaptado de Mabey da Direção de Infraestruturas (2014)	13
Figura 15 - Montagem através de uma grua na Escócia. Adaptado de Mabey Bridge (2020)	15
Figura 16 - Montagem com recurso a lançamento incremental, foto tirada pela Companhia de Pontes, do RE1, em Mira	15
Figura 17 - Da esquerda para a direita, roletes de construção e roletes de lançamento. Adaptado de Companhia de Pontes (2011)	16
Figura 18 - Pormenor do nariz de lançamento em consola. Adaptado de Companhia de Pontes (2011)	16
Figura 19 - Apoio de Continuidade da Mabey Compact 200. Adaptado de Mabey Bridge (2014)	17
Figura 20 - Da esquerda para a direita, montagem do apoio e sistema macho/fêmea. Adaptado de Mabey Bridge (2014)	18
Figura 21 - À esquerda apoio de extremidade e à direita apoio de continuidade (móvel). Adaptado de Companhia de Pontes e Mabey Bridge (2014)	19
Figura 22 - <i>Distribution Beam Equipment</i> . Adaptado de Mabey Bridge (2014)	19

Figura 23 - Peso do módulo das diferentes configurações. Adaptado de Mabey Bridge (2014)	21
Figura 24 - Carregamento transversal de dimensionamento. Adaptado de Pereira (2014)	22
Figura 25 - Veículo-Tipo segundo Eurocódigo 1 - Parte 2 (2005)	22
Figura 26 - Classe da ponte quanto ao número de anos de vida útil. Adaptado de CEN (2005)	23
Figura 27 - a) Modelo de carga para viatura de lagartas MLC 50; b) Modelo de carga para viatura de rodas MLC 50	24
Figura 28 - LEOPARD 2. Adaptado do STANAG 2021 (2017)	25
Figura 29 - Modelo de cálculo do veículo-tipo	25
Figura 30 - Configuração com os diferentes tipos de Painéis. Adaptado de Mabey Bridge (2014)	26
Figura 31 - Painel "Super". Adaptado de Mabey Bridge e Companhia de Pontes (2014), respectivamente.	26
Figura 32 - Painel <i>Super - High Shear</i> . Adaptado de Mabey Bridge e Companhia de Pontes (2014), respectivamente.	27
Figura 33 - Postes na configuração TSHR3H. Adaptado de Companhia de Pontes (2011)	27
Figura 34 - a) Contraventamento vertical; b) Contraventamento horizontal. Adaptado de Mabey Bridge (2014)	28
Figura 35 - Carlinga. Adaptado de Companhia de Pontes (2014)	28
Figura 36 - a) Esticadores Verticais; b) Esticadores horizontais e verticais. Adaptado de Companhia de Pontes (2014)	29
Figura 37 - a) Colocação de uma cavilha; b) Ligação aparafusada corda/reforço-corda. Adaptado de Companhia de Pontes (2011)	30
Figura 38 - Modelo utilizado para aferição dos resultados	31
Figura 39 - Equações retiradas de Mabey Bridge (2014)	31
Figura 40 - Reações nos apoios no modelo de análise, em kN, para a ação do peso próprio (corte transversal do apoio de extremidade)	32
Figura 41 - Reações globais segundo z obtidas no modelo de análise	33
Figura 42 - Primeiro modo de vibração do modelo com uma frequência própria de 1.86 Hz	33
Figura 43 - Modelo com apoio de continuidade	35
Figura 44 - a) Viga de distribuição segundo Mabey Bridge (2014) e b) Modelo de análise (ligações no plano da seta)	36
Figura 45 - a) Linha de influência do momento fletor no apoio de continuidade; b) Linha de influência do momento fletor positivo de vão.	37
Figura 46 - a) Configuração inicial da ponte Mabey (1987); b) Configuração adaptada para modelo em estudo; c) Modelo de análise SAP	47
Figura 47 - Verificação da segurança ao ELU do EC (apoio de continuidade)	48

Figura 48 - Utilização de painéis sobrepostos no Reino Unido. Adaptado de Mabey Bridge 2020.....	49
Figura 49 - Modelo adotado para a sobreposição de módulos	50
Figura 50 - a) Local do reforço; b) Perfil antes e depois da reforço com a chapa no modelo SAP	51
Figura 51 – a) Locais, a vermelho, para colocação do reforço; b) Reforço colocado por cima dos banzos dos perfis “C” das cordas.....	52
Figura 52 - Diâmetro da ligação em estudo. Adaptado de Companhia de Pontes (2020) ..	54
Figura 53 - Modelo SAP 2D de um módulo com duplicação do reforço-corda (elemento acrescentado a preto)	55
Figura 54 – Secção da viga com inércia variável: a) Secção Inicial; b) Secção Final	55
Figura 55 - Ligação entre carlinga e as treliças.....	57
Figura 56 - Reforços/alterações representadas num painel-tipo.....	60
Figura 57 - Esquema de montagem proposto pelo fornecedor	62
Figura 58 - Ligação de lançamento utilizada, fotografia tirada em Tancos dia 10/07/2020	63
Figura 59 - Da esquerda para a direita: elevação do apoio intermédio e elevação dos apoios de extremidade. Adaptado de DIE do Exército Português	64
Figura 60 – Ligação de Lançamento adotada no painel de extremidade (à esquerda) e contrapeso colocado na margem de lançamento (à direita). Fotografias tiradas em Tancos dia 10/07/2020.....	65
Figura 61 – a) Colocação da Régua de Mira na posição final da consola; b) Teodolito Sokkisha T60E utilizado. Fotografias tiradas em Tancos dia 10/07/2020	66
Figura 62 - Modelo SAP do lançamento imediatamente antes de chegar à margem oposta	66
Figura 63 - Modelo do lançamento da solução adotada.....	67
Figura 64 - a) Secção transversal da disposição de roletes de lançamento de catálogo; e b) Disposição alternativa proposta	68
Figura 65 - Esquema-tipo dos apoios retirados.....	69
Figura 66 - Apoios em compressão durante a fase de lançamento condicionante.....	70
Figura 67 - Modelo simples para cálculo do CG.....	71
Figura 68 - Primeiro contacto do nariz de lançamento com os roletes da margem oposta, fotografia tirada em Tancos dia 10/07/2020.....	73

Índice de tabelas

Tabela 1 - Propriedades dos elementos estruturais. Adaptado de Pereira (2014)	30
Tabela 2 - Modos de vibração e frequências próprias do modelo de análise	34
Tabela 3 - Condições de funcionamento de cada modo de travessia da ponte. Adaptado de STANAG 2021 (2017)	36
Tabela 4 – Valores de esforço normal instalados nas cordas das treliças do tabuleiro nas seções de vão e de apoio para o modelo de análise e a estimativa a partir das linhas de influência	38
Tabela 5 - Reações para o Peso Próprio e para o Leopard 2 A5 para um alinhamento de treliças	43
Tabela 6 - Flecha máxima para o peso próprio e para a viatura militar	43
Tabela 7 - Verificações de segurança para ELU militar	48
Tabela 8 - Secções mais esforçadas para o ELU Militar	50
Tabela 9 - Secções mais esforçadas o ELU EC.....	50
Tabela 10 – Solução de reforço das seções – resumo do ELU no apoio de continuidade. 52	
Tabela 11 - Variação dos esforços com a aplicação da viga de inércia variável	56
Tabela 12 - Esforços máximos para ELU Militar	58
Tabela 13 - Variações da flecha em função da rigidez do apoio frontal de lançamento	67
Tabela 14 - Assentamentos no apoio de extremidade e flecha máxima expectável	74

Lista de Acrónimos

CG	Centro de gravidade
EC	<i>Eurocodes / Eurocódigos</i>
EN	<i>European Norms / Normas Europeias</i>
EF	Elementos Finitos
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
MGB	<i>Medium Grider Bridge</i>
MLC	<i>Military Load Classification</i>
MPa	Megapascal
NATO	<i>North Atlantic Treaty Organization / Organização do Tratado do Atlântico Norte</i>
RSA	Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes
SI	Sistema Internacional
TSHR3H	<i>Triple Single Reinforced Three / Treliza tripla com reforço triplo</i>
WPB	<i>Weight per bay / Peso por módulo</i>

Simbologia

Símbolos latinos

A – Área de uma secção

A_{nt} – Área solicitada à tração

A_{nv} – Área solicitada ao corte

A_s – Área do parafuso

A_v – Área resistente ao esforço transversal

cp – Cargas Permanentes

cud – carga uniformemente distribuída

C_1 – Coeficiente para momento crítico variando com o diagrama de momentos

cl – Classe do parafuso

d – Diâmetro do parafuso

E_s – Módulo de elasticidade

f_u – Tensão de rotura

f_{ub} – Tensão de rotura do parafuso

$F_{b,Rd}$ – Resistência ao esmagamento

$F_{v,Rd}$ – Resistência ao corte simples

f_y – Tensão de cedência

G_k – Valor característico para ações permanentes

I – Inércia

I_t – Inércia de Torsão

I_w – Inércia de empenamento

K - Rigidez

$k_{yy}, k_{zy}, k_{yz}, k_{zz}$ – Fatores de interação

L – Comprimento de vão

L_e – Comprimento de encurvadura

L_{LT} – Comprimento de encurvadura por flexão-torção

M_{cr} – Momento crítico

M_{Ed} – Momento fletor atuante

$M_{pl,Rd}$ – Momento fletor resistente plástico

M_{Rk} – Momento fletor característico

N – Número de módulos

N_{Ed} – Esforço normal atuante

$N_{pl,Rd}$ – Esforço normal resistente plástico

N_{Rk} – Valor característico resistente à compressão

pp – Peso próprio

Q_k – Valor característico para ações variáveis

sob – sobrecarga

t – Espessura da chapa
 t_f – Espessura do banzo
 t_w – Espessura da alma
 V_{Ed} – Esforço Transverso atuante
 $V_{eff,2,Rd}$ – Valor resistente do destacamento do bloco
 $V_{pl,Rd}$ – Esforço Transverso Resistente
VT – Veículo-tipo

Símbolos gregos

α_Q – Fator de correção
 δ – Flecha
 γ_G – Coeficiente parcial de segurança para ações permanentes
 γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança resistente para secções transversais
 γ_{M1} – Coeficiente parcial de segurança resistente para encurvadura
 γ_{M2} – Coeficiente parcial de segurança para ligações
 γ_Q – Coeficiente parcial de segurança para ações variáveis
 χ – Coeficiente de redução ao modo de encurvadura a considerar
 χ_{Lt} – Coeficiente de redução de encurvadura lateral
 χ_{su} – Valor catalogado para a contribuição da deformabilidade por esforço transverso

1 Introdução

1.1 Enquadramento e motivação

A ponte *Mabey & Johnson* é, primordialmente, utilizada pelo Exército Português em operações militares e, em casos de emergência ou quando é solicitado, no apoio à população. A flexibilidade das configurações de montagem e a rapidez de montagem/desmontagem têm levado a um incremento do seu uso, seja em cenários de catástrofes naturais, seja como alternativa para substituição de pontes que necessitam de ser reabilitadas.

De acordo com o manual técnico do fabricante, a utilização da ponte deve corresponder às definições e várias configurações fornecidas, dependendo do comprimento total do obstáculo e da capacidade de carga requerida. Porém, com as sucessivas utilizações da ponte, que têm sido realizadas, houve o interesse de estudar mais pormenorizadamente o comportamento da ponte, bem como a sua real capacidade, de forma a sustentar novas configurações que permitam vencer maiores obstáculos e ter um maior conhecimento da real capacidade de carga para essas configurações, nomeadamente para o tráfego civil.

Para o estudo da Ponte *Mabey & Johnson*, normalmente conhecida como “ponte Mabey”, foram desenvolvidos modelos numéricos para simular, o melhor possível, a realidade da geometria de montagem e o seu comportamento para as cargas de utilização. É importante referir que a validação dos modelos numéricos poderá ser feita com ensaios de carga experimentais que validem e permitam aferir os resultados dos modelos numéricos.

1.2 Objetivos e metodologia

Esta dissertação tem como principal objetivo estudar o comportamento estrutural da ponte Mabey, durante a montagem e em serviço, para uma configuração de dois vãos de aproximadamente 58 m, com continuidade num apoio central. Para tal, foi desenvolvido um modelo numérico com base nas geometrias e propriedades catalogadas dos componentes da ponte, que foi devidamente calibrado com os resultados de modelos numéricos desenvolvidos no âmbito de outros trabalhos de investigação com outras configurações. Pretende-se, desta forma, simular o comportamento da estrutura metálica da ponte para os diversos carregamentos considerados.

Um segundo objetivo desta dissertação consiste na elaboração de um resumo histórico e do estado da arte das pontes modulares, mais especificamente da ponte militar *Mabey & Johnson*, que permita enquadrar o modo como estas pontes modulares têm evoluído e como têm sido usadas desde a sua criação.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se organizada em sete capítulos, que procura organizar as diversas matérias estudadas de uma forma clara e sucinta.

O Capítulo 1 corresponde a uma introdução ao objetivo da dissertação, à apresentação das motivações e a forma como se organizou o trabalho.

No Capítulo 2 apresenta-se um breve resumo histórico da evolução das pontes modulares pré-fabricadas, mais especificamente da ponte Mabey e das suas predecessoras.

No Capítulo 3 é feita uma descrição dos materiais, das propriedades e dos principais componentes constituintes da ponte em estudo.

No Capítulo 4 pretende-se quantificar as ações e os critérios de projeto adotados para a análise do modelo numérico, recorrendo, para isso, aos Eurocódigos e às normas NATO.

Nos Capítulos 5 e 6 são apresentados os vários cenários de estudos, avaliando o comportamento dos mesmos, em serviço e à rotura, sendo, para tal, apresentados os resultados obtidos.

No Capítulo 7 é feito um estudo do processo de montagem da ponte, segundo consta no catálogo, desde a verificação da segurança estrutural até ao estudo da flecha máxima expectável.

No Capítulo 8 enunciam-se as conclusões da dissertação e propostas de possíveis temas de desenvolvimento futuro relacionados com a presente dissertação.

No final do documento listam-se as referências bibliográficas que serviram de apoio à elaboração da dissertação.

Constituem ainda parte do documento o Anexo A – Formulação das Verificações de Segurança Regulamentares, o Anexo B – Propriedades dos Perfis da Ponte Mabey Compact 200 e outros anexos relevantes ao longo da dissertação.

2 Estado da Arte

No presente capítulo apresenta-se a evolução histórica das pontes logísticas militares utilizadas e descrevem-se, de forma detalhada para a ponte Mabey, os seus elementos constituintes, o esquema dos aparelhos de apoio e o seu processo de montagem.

2.1 Resumo Histórico/Estado da Arte

As pontes logísticas são em geral associadas às Forças Armadas. As suas características levam a uma utilização favorável a operações militares uma vez que são pontes simples e de rápida montagem/desmontagem, a que acresce o facto de terem uma capacidade de carga suficientemente elevada para possibilitar a passagem de viaturas blindadas pesadas, que podem chegar às 100 toneladas (Mabey Bridge, 2014). A utilização destas pontes possibilita o apoio de operações militares e é fundamental para permitir um avanço rápido no terreno quando não existem alternativas ou quando as estruturas existentes não possuem a capacidade de carga necessária à passagem dos veículos militares.

Apesar de serem pontes com carácter eminentemente militar são também utilizadas no apoio às ações de emergência no caso de catástrofes naturais, por exemplo, sismos, cheias, entre outros, pelo facto de serem a resposta mais rápida e eficaz à necessidade de transportar obstáculos naturais, a que acresce o facto de poderem ser reutilizadas novamente, ou seja, apresentam custos de montagem, manutenção e desmontagem relativamente baixos face a outras alternativas. Nos últimos anos, a Companhia de Pontes do Regimento de Engenharia 1, tem sido solicitada inúmeras vezes para colocar pontes logísticas de forma a substituir uma ponte ou viaduto, com limitações de capacidade ou que esteja a ser intervencionada, sendo muitas vezes montada imediatamente ao lado da ponte que está a substituir. Estas pontes permanecem em serviço por um período relativamente longo sem necessidade de manutenção, comprovando assim a função significativa que as pontes logísticas podem desempenhar na sociedade civil.

A rapidez e facilidade de montagem das pontes em questão deve-se, essencialmente, à conceção modular da estrutura, constituída essencialmente por dois planos laterais de uma a três treliças em paralelo, ligados por carlingas transversais e onde se apoia o tabuleiro em grelha metálica. As carlingas transversais estão ligadas à corda inferior das treliças laterais por aparafusamento, enquanto que em geral os módulos da treliça são montados por encaixe com recurso a cavilhas. A Figura 1, retirada do *Logistic Support Bridge* ilustra a secção tipo destas pontes, sendo que a largura do tabuleiro pode ser variável, mas que permite em geral a circulação de uma via de tráfego, ou com algumas limitações duas vias de tráfego ligeiro.

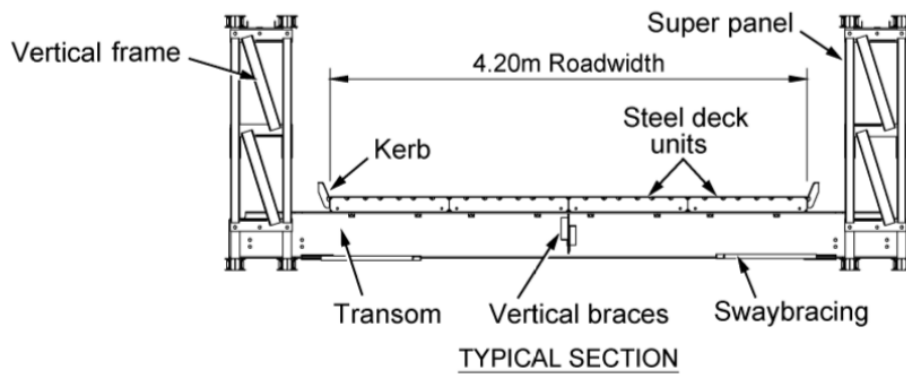


Figura 1 - Secção genérica de uma ponte modular. Adaptado de *Logistic Support Bridge* (2014)

2.1.1 Ponte Callender - Hamilton

O conceito de ponte logística surgiu inicialmente em 1935, tendo sido proposto por um Engenheiro Civil da Nova Zelândia chamado Archibald Hamilton que criou uma ponte com o objetivo de facilitar o acesso de forças militares a áreas isoladas (e que possibilitasse também, se necessário, apoiar as populações quando não estivessem a ser usadas para fins bélicos), mas com as particularidades de ter de ser leve, resistente e facilmente montada/desmontada.

Assim, o Engenheiro Hamilton dimensionou uma ponte modular com treliças triangulares, como é possível observar na Figura 2, com módulos de três metros de comprimento de base e igual altura, formados por perfis tubulares que se encontravam ligados por chapas de aço, através de ligações aparafusadas e rebites (Ladeiras, 2017). Esta disposição, todavia, levava a uma concentração de forças muito grandes nas ligações, constituindo um ponto fraco na estrutura.

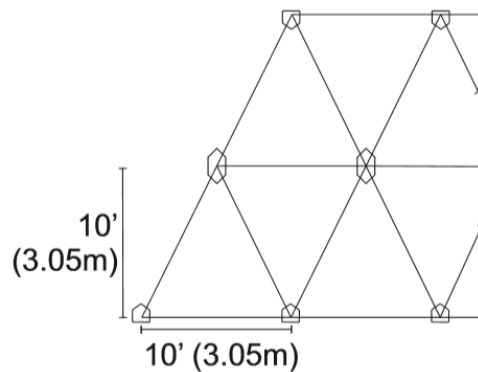


Figura 2 - Esquema da Ponte Callender-Hamilton. Adaptado de B. R. Russell (2014)

Consoante o vão que se pretendesse atingir, podia-se acoplar mais painéis em altura. Assim, para a época, a ponte permitia atingir vãos significativos, da ordem dos 42,67 metros e com capacidade para suportar viaturas de 30 toneladas (Figura 3).



Figura 3 - Ponte Callender-Hamilton em Walton. Adaptado de B.R. Russel (2013)

2.1.2 Ponte Bailey

Uma das pontes militares, ainda presente em numerosos exércitos, é a ponte Bailey (Figura 4), a qual surgiu durante a Segunda Guerra Mundial, tendo sido criada pelo Engenheiro Militar do exército britânico Donald Bailey, devido à necessidade de uma ponte modular que permitisse vencer vários comprimentos de vão e, principalmente, capaz de resistir ao peso dos novos carros de combate, aproximadamente 39 toneladas (Pereira, 2014).

Uma vez que a ponte foi criada em plena guerra, houve especial atenção para que ela conseguisse colmatar problemas a que as pontes existentes não conseguiam dar resposta. Assim, segundo a Federal Highway Administration (2005), os critérios para o seu dimensionamento foram:

- À semelhança da ponte Callender-Hamilton, a montagem da ponte tinha de ser rápida e os componentes da ponte permitiriam fazer a montagem em várias possíveis configurações em ordem a vencer vários comprimentos de vão e capaz de suportar diferentes cargas;
- De forma a racionalizar a mão-de-obra necessária para a montagem da ponte, os vários componentes da ponte tinham de ter um peso suficientemente baixo para poderem ser transportados e montados por apenas seis 6 homens. Os componentes tinham, para além do peso, de possuir uma dimensão tal que permitisse o transporte fácil nas viaturas militares;
- Os componentes da ponte deviam ser, tanto quanto possível, semelhantes, em ordem a possibilitar a sua rápida substituição;
- Independentemente da configuração que se pretendesse da ponte, esta tinha de suportar, pelo menos, os carros de combate, os quais à época, pesavam cerca de 39 toneladas.



Figura 4 - Ponte Bailey a substituir ponte destruída em Florença. Adaptado de ThinkDefence (2012)

A constituição da ponte Bailey consiste em painéis de aproximadamente 3.00 metros de comprimento e 1.52 metros de altura que, perpendicularmente, são atravessados por carlingas onde, posteriormente, assenta o tabuleiro. O vão máximo em catálogo da ponte é de 60 metros, simplesmente apoiada, sendo que pode ter apoios fixos ou apoios flutuantes, como por exemplo, barcos. A capacidade de carga da ponte varia com o comprimento de vão, no entanto, pode-se acoplar, no máximo 3 painéis, verticalmente, aumentando desta forma, bastante, a capacidade de carga da ponte.

Segundo o manual da Companhia de Pontes (2015), o elemento estrutural mais pesado da ponte Bailey, é a carlinga, que representa aproximadamente 278 kg, o que ainda torna possível o transporte por 6 homens (Figura 5).

CARACTERISTICAS GERAIS DOS COMPONENTES

Designação	Designação Inglês	Comp.	Largura	Altura	Peso
Painel	Panel	3.00	0.16	1.52	260
Cavilha de Painel	Panel Pin	0.18	0.05	--	2.7
Cavilha de Painel Curta	Short Panel Pin	0.13	0.05	--	2.6
Carlinga	Transom	6.90	0.1154	0.26	278
Maxilas de Fixação	Transom Clamp	--	--	--	3
Escora	Raker	0.92	--	--	10
Painel de Contraventamento	Bracing Frame	1.28	0.50	--	--
Esticador	Swai Brace	--	--	--	--
Patim de Fixação	Tie Plate	0.30	0.06	--	--
Parafuso de Contraventamento	Bracing Bolt	0.09	0.02	--	--
Cavilha c/ Porca	Chord Bolt	0.28	0.04	--	3.40
Longarina c/ Espera	Stringer Button	3.00	0.53	0.10	119
Longarina Ordinária	Stringer Plain	3.00	0.53	0.10	117
Pranchões	Chess	4.20	0.215	0.05	--
Guias	Riband (Guardrail)	3.00	0.22	0.15	97
Garras de Elevação	Riband Bolt	0.20	0.02	--	2
Montantes de Extremidade	End Post	1.50	--	--	58.5
Apoios	Bearing	0.45	0.38	0.10	30
Prato Base	Base Plate	1.40	0.90	0.11	162
Rampas c/ s/ Espera	Ramps	3.00	0.53	0.10	157/152
Pedestais de Rampa	Ramp Pedestal	0.68	0.45	0.41	14.2
Tramo de Passadico	Footwalk	3.00	0.72	--	47
Suporte de Passadico	Footwalk Bearer	1.20	--	--	10
Prumos de Guarda	Footwalk Post	1.20	--	--	4.5
Roladores de Balanceiro	Rocking Roller	--	--	--	9.3
Roladores Planos	Plain Roller	--	0.60	--	52.5
Macacos	Jack	--	--	--	--
Sapatas de Macacos	Jack Shoe	--	--	0.10	16

Figura 5 - Dimensões e pesos dos vários componentes da ponte Bailey (Unidades SI).

Adaptado da Companhia de Pontes (2015)

Acresce que, ao contrário da ponte Callender-Hamilton, as ligações deixaram de ser aparafusadas ou rebitadas, para passar a ligações com cavilhas, resultando num processo de montagem muito mais rápido e fácil. Para além disso, caso haja uma ligação com alguma deficiência, esta poderia ser rapidamente corrigida com a substituição de uma nova cavilha.

Relativamente ao processo de montagem da ponte existem duas possibilidades: o seu lançamento incremental a partir de uma das margens ou a sua colocação com recurso a uma grua de grande capacidade a operar numa das margens. O processo mais utilizado é o lançamento incremental, em que os vários painéis vão sendo acoplados e lançados através de apoios rolantes até chegar à margem contrária ao lançamento. Para auxiliar neste processo, utiliza-se o nariz de lançamento cuja finalidade, segundo Ladeiras (2017), é de contrariar a flecha natural da consola, assegurando que o centro de gravidade da estrutura que se está a movimentar se encontra no interior da margem de lançamento. O nariz de lançamento, usado na montagem, pode ser visto na Figura 6, e consiste também em painéis de treliça da própria ponte.



Figura 6 - Lançamento da ponte Bailey. Adaptado de Federal Highway Administration (2017)

É interessante referir que a ponte Bailey foi considerada pelos principais intervenientes na 2ª guerra mundial, como o General Eisenhower ou o General Montgomery, uma das principais razões da vitória dos aliados, porquanto permitiu uma rápida progressão no terreno sem a necessidade de empenhamento de muitos militares para a montar. A ponte Bailey revelou-se, de facto, numa estrutura eficiente no parâmetro rapidez/facilidade de montagem e no de leveza, pelo que ainda é, atualmente, uma das pontes em utilização no Exército Português.

2.1.3 Medium Girder Bridge (MGB)

Em 1971, com a melhoria da qualidade de produção do aço, surgiu um novo modelo de ponte modular, denominada por Medium Girder Bridge ou, simplesmente, MGB.

Apesar do conceito desta ponte ser muito semelhante ao da ponte Bailey, a melhoria da qualidade do aço, nomeadamente a sua resistência, permitiu diminuir as secções e a quantidade de aço necessário, conseguindo, assim, facilitar ainda mais o seu transporte e montagem.

Ao contrário das pontes Callender-Hamilton e Bailey, a ponte MGB permite fazer três tipos de configurações de montagem de modo a aumentar a sua capacidade de carga, sendo elas: módulo simples, duplo ou duplo com introdução de um reforço. Segundo Ladeiras (2017), consoante o vão e a carga que se pretende que a ponte seja capaz de resistir, altera-se a configuração, desde a configuração mais simples até à dupla com reforço. As várias configurações encontram-se representadas na Figura 7:



Figura 7 – Ponte MGB com módulo simples, duplo e duplo com reforço (da esquerda para a direita). Adaptado de Thinkdefense (2012)

Relativamente à secção da ponte, a MGB possui um tabuleiro com 4 metros de largura para circulação de viaturas, caso se opte pela configuração simples a altura é de 0.56 metros, caso se opte pela configuração dupla a altura total passa para 1.57 metros, os painéis possuem todos o comprimento padrão de 1.83 metros independentemente da configuração adotada, de modo a facilitar a evolução para as várias configurações pretendidas.

O comprimento do vão e a capacidade de carga máxima da ponte depende da configuração que se optar, podendo ter um comprimento de vão máximo de 49.4 metros. É também possível utilizar apoios de continuidade até um máximo com 3 vãos, por uma questão de deformabilidade e comprimento de vão, aumentando o vão central até 76 metros e tornando-o capaz de suportar viaturas até 70 toneladas.



Figura 8 – Ponte MGB com configuração dupla de três vãos. Adaptado de Thinkdefense (2012)

2.1.4 Ponte Acrow

A ponte Acrow Ltd. (Figura 9), patenteada em 1973, foi desenvolvida por engenheiros americanos, com base no conceito da ponte Bailey. Desde então foram feitos vários aperfeiçoamentos ao modelo da ponte inicial, mais especificamente, nas ligações entre os tabuleiros, no sistema de repartição das cargas transversalmente para longitudinalmente e no tipo de aço usado (Pereira, 2014).



Figura 9 - Ponte Acrow adaptado de ArchiExpo (2020)

A grande procura por esta ponte conduziu a um grande investimento durante a década de 90, para melhorar a sua capacidade resistente, levando a que comparativamente ao primeiro modelo, se tenha tornado 50% mais resistente aos momentos fletores e 20% mais resistente aos esforços transversos. O motivo para tal deve-se ao facto de nos sistemas tradicionais de pontes, tais como a Bailey, quando se acopla dois níveis de painéis, para aumentar a capacidade de carga, a quantidade de aço adicional aumenta significativamente o peso próprio. No entanto, no modelo da ponte Acrow, a quantidade de aço utilizada não tem um incremento tão importante, devido à sua forma triangular treliçada ao invés da forma treliçada retangular da ponte Bailey, permitindo aumentar os vãos até 76 metros e atingir capacidades de carga bastante mais elevadas. A Figura 10 ilustra o esquema de treliças triangulares adotado:

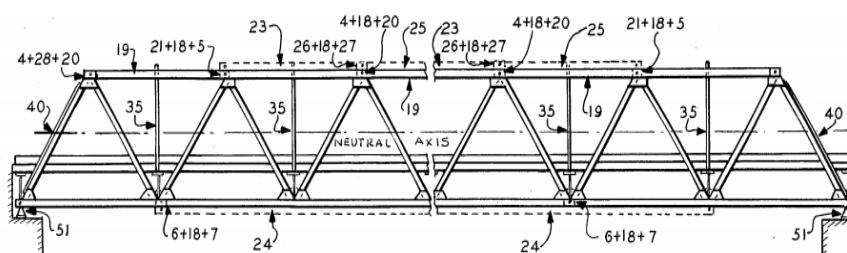


Figura 10 - Modelo de treliças triangulares Acrow. Adaptado de Structure Design (2005)

Devido à rapidez de montagem e elevada capacidade de carga, a ponte tem sido utilizada não exclusivamente para fins militares. Um exemplo da sua utilização é o realizado pelas autoridades de New Jersey, nos Estados Unidos, que escolheram a ponte Acrow como uma substituição temporária à ponte existente, a qual estava a ser alvo de intervenção para aumento do número de faixas de rodagem (Figura 11).



Figura 11 - Ponte Acrow usada para substituir ponte a ser intervencionada em New York.
Adaptado de Federal Highway Administration (2017)

2.1.5 Ponte Mabey

A ponte Mabey foi patenteada em 1987 pela empresa britânica Mabey & Johnson Ltd., denominada geralmente apenas por ponte Mabey (Figura 12). A sua conceção foi baseada na ponte Bailey, com o mesmo tipo de painéis treliçados retangulares, porém, com altura longitudinal variável de forma a acompanhar o diagrama de momentos fletores. Assim, foram introduzidos os painéis de transição que permitem fazer a alteração da altura nos apoios para uma maior altura na zona de meio vão (maior momento fletor positivo), para o caso de uma ponte simplesmente apoiada.

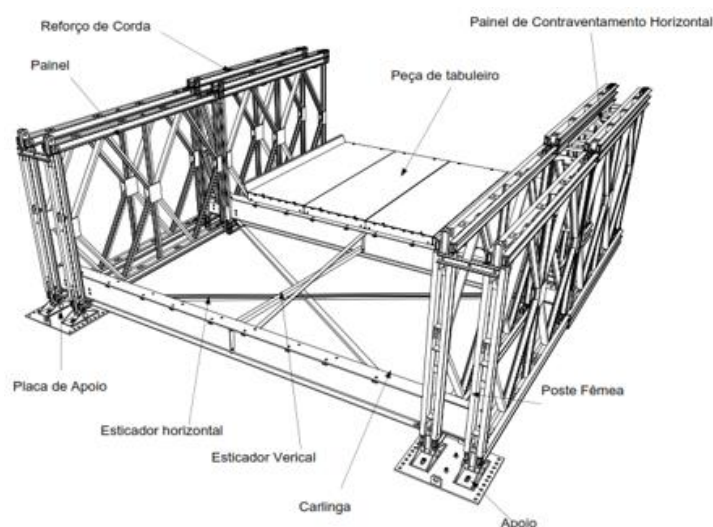


Figura 12 – Esquema-tipo de Ponte Mabey. Adaptado de Mabey Bridge (2017)

Assim sendo, todos os painéis possuíam um comprimento igual de 3.05 metros, porém, os painéis de extremidade possuíam 1.52 metros de altura e os painéis centrais 2.3 metros (Russell, 2013). Os painéis de transição, como o nome indica, variavam de altura entre os 1.52 metros e os 2.3 metros (Figura 13).

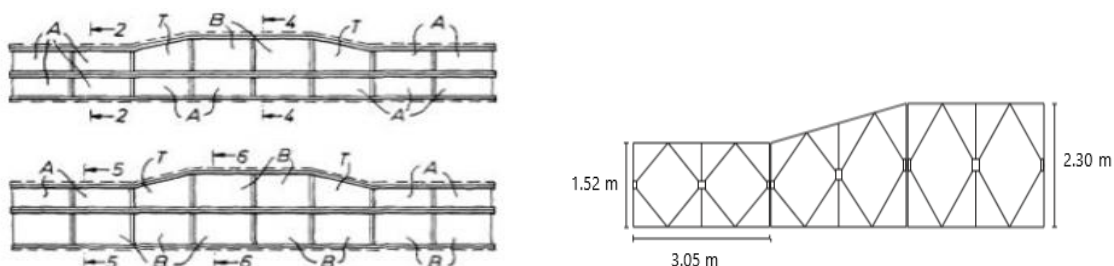


Figura 13 - Da esquerda para a direita, Conceção Inicial da Mabey Johnson 1987 e Painéis de Transição. Adaptado de Russel (2013)

A grande diferença da ponte Mabey relativamente à ponte Bailey reside principalmente nos painéis centrais que, com a sua maior altura, vieram substituir a necessidade de acoplar dois painéis em altura, como acontecia com a ponte Bailey, garantindo, no entanto, a mesma capacidade resistente.

Este novo sistema tem como vantagens: menor peso próprio da estrutura e, conseqüentemente maior facilidade de montagem e transporte. Segundo Ladeiras (2017), as configurações dos painéis foram uniformizadas o que permitiu que passassem a ser produzidos de forma mais automatizada, levando a uma diminuição do custo de fabrico e ao aumento da qualidade dos painéis fabricados.

A empresa Mabey & Johnson atualizou a ponte em 2003, adicionando barras suplementares para ligação às cordas superiores (geralmente comprimidas), permitindo aumentar a capacidade resistente da ponte. Para além da adição das barras suplementares, acrescentou pequenos espaçadores, que permitiam aumentar as distâncias entre as cordas inferiores e superiores e, conseqüentemente aumentar a inércia das treliças do tabuleiro e diminuir a flecha. Com esta nova atualização, foi também colocada a possibilidade de introduzir uma contraflecha na montagem.

Desde a sua criação, a ponte Mabey tem registado várias alterações e têm sido criadas diversas versões no mercado consoante o fim a que se destina. A versão da ponte atualmente mais utilizada pelos exércitos, sobretudo europeus, é a versão Compact 200, versão utilizada no estudo apresentado nos próximos capítulos.

3 Caracterização da Ponte Mabey

3.1 Configuração geral

A ponte Mabey, ponte logística mais usada pelos exércitos europeus, permite vencer vãos até 60.96 m e tem uma capacidade máxima de carga de 110 toneladas. Inicialmente foram utilizados tabuleiros simplesmente apoiados, no entanto, os modelos atuais permitem a montagem de um tabuleiro contínuo com apoios intermédios.

A ponte em estudo, Mabey Compact 200, como referido anteriormente, é constituída por módulos, permitindo que tenha várias configurações, isto é, vários comprimentos de vão e, conseqüentemente, diferentes configurações de montagem. A configuração da ponte assenta essencialmente em 2 planos paralelos em viga treliçada que se encontram ligados por um plano perpendicular de carlingas, no qual se apoia o tabuleiro da ponte. Estes planos de treliças podem ser constituídos por 1 a 3 painéis dispostos em paralelo. Sobre as cordas superiores e inferiores podem, também, ser acoplados reforços longitudinais.

As configurações possíveis de treliças, foram resumidas pela Direção de Infraestruturas do Exército, o que torna de fácil interpretação a relação do número de módulos, diretamente proporcional ao comprimento de vão, com a sua capacidade de carga relativamente ao tipo treliça e ao tipo de reforço a utilizar em cada configuração de vão e capacidade de carga (Figura 14).

OLHAL		MLC40 CIVIL	MLC60 NORMAL	MLC80 T NORMAL	MLC110 W NORMAL
VÃOS	METROS				
5	15,24	SS _H	SS _H +	DS _H	DS _H
6	18,29	SS _H +	SS _H R _H +	DS _H	DS _H
7	21,34	SS _H R _H +	SS _H R _H ++	DS _H	DS _H
8	24,38	SS _H R _H ++	SS _H R _H ++	DS _H R _{1H} ++	DS _H R _{1H} ++
9	27,43	SS _H R _H ++	DS _H	DS _H R _{1H} ++	DS _H R _{1H} ++
10	30,48	SS _H R _H +++	DS _H R _{1H} +	DS _H R _{1H} ++	DS _H R _{2H} ++
11	33,53	DS _H	DS _H R _{1H} ++	DS _H R _{1H} +++	DS _H R _{2H} ++
12	36,58	DS _H R _{1H} ++	DS _H R _{1H} ++	DS _H R _{2H} +	DS _H R _{2H} +++
13	39,62	DS _H R _{1H} ++	DS _H R _{1H} +++	DS _H R _{2H} ++	DS _H R _{2H} +++
14	42,67	DS _H R _{1H} ++	DS _H R _{2H} +	DS _H R _{2H} ++	TS _H R _{2H} ++
15	45,72	DS _H R _{2H} +	DS _H R _{2H} +	DS _H R _{2H} ++	TS _H R _{3H} +
16	48,77	DS _H R _{2H} +	DS _H R _{2H} ++	TS _H R _{2H} ++	TS _H R _{3H} ++
17	51,82	DS _H R _{2H} ++	TS _H R _{2H}	TS _H R _{2H} ++	(TS _H R _{3H} ++ @ C)
18	54,86	TS _H R _{2H} +	TS _H R _{2H} +	TS _H R _{3H} +	X
19	57,91	TS _H R _{3H}	TS _H R _{3H}	TS _H R _{3H} ++	X
20	60,96	TS _H R _{3H}	TS _H R _{3H} +	(TS _H R _{3H} ++ @ C)	X

Figura 14 - Configurações possíveis da ponte Mabey. Adaptado de Mabey da Direção de Infraestruturas (2014)

A título de exemplo, a configuração TSHR3H, tem como significado:

- A letra “T” advém da palavra “Triple” que representa as possíveis configurações das treliças dos painéis. Como acima dito, podem ser “S” de “Single”, “D” de “Double” e T de “Triple”;
- As letras “SH” são comuns a todas as configurações da ponte Mabey Compact 200 e advém de “Super and Heavy”;
- Caso possua a quarta letra “R”, tem o significado de “Reinforcement”, ou seja, representa uma configuração de ponte com reforço nas cordas. O algarismo que se segue, varia entre 1 e 3, significa o número de planos reforçados;
- Quando existe reforço, a quinta letra significa o tipo de reforço que possui, neste caso o reforço “H” de “Heavy”.

Caso exista um ou mais símbolos “+”, depois da denominação com letras, significa que é necessária essa mesma quantidade de painéis “super de corte elevado”, desde 1 a 3, a colocar em cada extremidade para reforçar na resistência ao esforço transversal dos painéis. Estes painéis “super” são geralmente colocados na extremidade da ponte quando esta se encontra simplesmente apoiada, uma vez que é o local da ponte onde o esforço transversal é maior. Caso possua o símbolo “@ C” a velocidade de passagem deve ser muito reduzida.

A maior configuração simplesmente apoiada da ponte Mabey Compact 200 utilizada no estudo é a configuração TSHR3H++ que vence um vão máximo de 60.96 m e suporta um carregamento correspondente à passagem de uma viatura de lagartas de 80 toneladas.

3.2 Processo de montagem

A ponte Mabey, à semelhança da maioria das pontes já referidas, tem duas formas possíveis de montagem: i) com recurso a uma grua que a eleva de uma margem depois de previamente montada e a coloca na posição final pretendida ou ii) por lançamento incremental em consola, a partir de uma das margens.

O processo de montagem mais simples é com recurso a uma grua, todavia, tal obriga à necessidade de mobilizar uma grua de elevada capacidade, sendo por vezes difícil deslocar e garantir a sua necessária estabilidade em terrenos de fraca capacidade. Apesar disto, em ambientes urbanos, onde se pretende uma rápida montagem e em que as gruas são mais facilmente manobráveis, este é o método mais utilizado.

Em 2006, na Escócia, constatou-se que sete pontes rodoviárias apresentavam problemas estruturais graves, sendo necessário proceder à sua substituição. Para tal, seria necessário parar o trânsito durante várias semanas ou meses. Assim, optou-se pela utilização da ponte Mabey Compact 200 enquanto as pontes foram intervencionadas e, em poucos dias, montaram-se as pontes provisórias, ao lado das pontes existentes, com vãos máximos de 18 m, utilizando para isso as gruas que estavam a ser utilizadas na intervenção das mesmas (Figura 15).



Figura 15 - Montagem através de uma grua na Escócia. Adaptado de Mabey Bridge (2020)

Apesar de a utilização de uma grua ser o método mais rápido, em situações em que os acessos sejam complicados ou que se pretenda uma montagem rápida e sem grande visibilidade, como no caso de um cenário de guerra, a utilização de guias pode facilmente denunciar a operação ao inimigo, pelo que o método mais utilizado pelos Exércitos mundiais é o de lançamento incremental a partir de uma margem.

No lançamento incremental, à semelhança da ponte Bailey, utiliza-se um “Nariz de Lançamento” que tem como principais funções contrariar a flecha da consola, chegar à margem oposta ao lançamento acima da cota prevista e mantendo o equilíbrio da estrutura. O processo de lançamento é normalmente considerado como a fase mais crítica da montagem da estrutura, devido ao comprimento em consola e à necessidade de ter sempre o equilíbrio estático assegurado durante as operações de movimentação sucessivas da estrutura. Assim, através do uso de contrapeso, é necessário garantir que o centro de gravidade da estrutura se encontra sempre “na margem”, isto é, nunca deve passar para o lado da consola de lançamento.



Figura 16 - Montagem com recurso a lançamento incremental, foto tirada pela Companhia de Pontes, do RE1, em Mira

Para se proceder à montagem é necessário ter algum espaço de estaleiro numa das margens, dado que para a processo de montagem o comprimento corresponde ao comprimento da ponte em si mais o nariz de lançamento, ou seja, em geral 1.5 vezes o comprimento da estrutura a ser lançada. O lançamento da ponte é feita recorrendo a roletes cilíndricos de lançamento como os da Figura 17, diferentes dos apoios utilizados para o apoio provisório da estrutura durante a construção.



Figura 17 - Da esquerda para a direita, roletes de construção e roletes de lançamento.

Adaptado de Companhia de Pontes (2011)

Numa primeira fase, é montado o nariz de lançamento, sendo que este se encontra logo de início com a contraflecha contrária à flecha da consola e não passa pelos roletes de lançamento, como se vê na Figura 18. De seguida, um macaco hidráulico ou um trator de lagartas “empurra” a ponte que vai deslizando dos apoios de construção para os apoios de lançamento através da corda inferior da ponte, sendo que, através dos apoios de lançamento, a altura e a inclinação do lançamento da ponte podem ser controladas consoante o desnível que exista em relação à outra margem.



Figura 18 - Pormenor do nariz de lançamento em consola. Adaptado de Companhia de Pontes (2011)

Quando o tabuleiro chega à posição pretendida é removido o nariz de lançamento e são utilizados macacos hidráulicos que elevam o tabuleiro de modo a poder substituir os roletes de lançamento pelos apoios definitivos. Dado que representaria um grande peso durante as operações de lançamento da ponte, só depois de montados os apoios definitivos é colocado o tabuleiro, por cima das carlingas, tornando assim a ponte operacional. Normalmente, parte deste tabuleiro é colocado na extremidade oposta ao nariz de lançamento, funcionando como contrapeso e assegurando que a posição do centro de gravidade da estrutura se encontra “na margem”.

3.3 Apoio Intermédio

O conceito inicial da ponte Mabey assenta na possibilidade de transpor um obstáculo do terreno sem qualquer tipo de apoio intermédio. Maiores vãos, porém, dificultam o uso desta ponte, o que levou à necessidade de um sistema que permita criar vários vãos, como ilustrado na Figura 19. O manual da ponte Mabey Compact 200 contempla esta configuração de montagem bem como os procedimentos a utilizar neste caso.

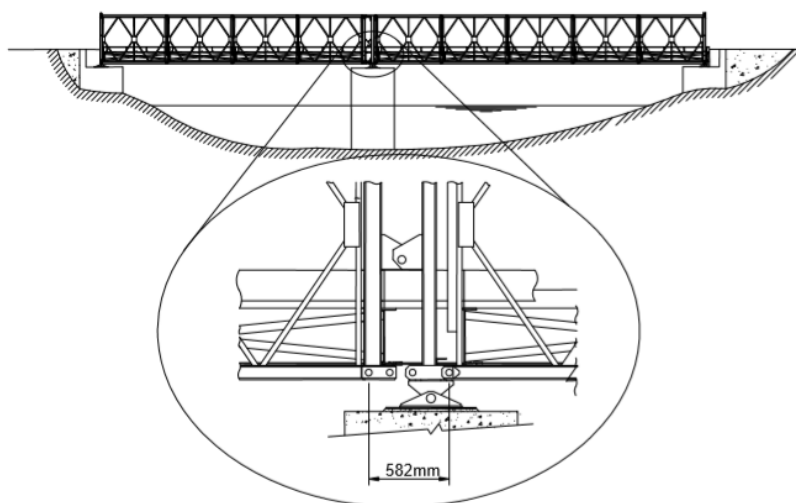


Figura 19 - Apoio de Continuidade da Mabey Compact 200. Adaptado de Mabey Bridge (2014)

Para se proceder a esta continuidade de vãos existem duas possibilidades principais: “*Span junction equipment*”, traduzido como equipamento de junção de vãos ou através de “*Distribution Equipment*”, entendendo-se como equipamento de distribuição, apesar de não existir uma tradução literal destas duas expressões. O posicionamento dos pilares intermédios é ditado pelas condições topográficas e geológicas, sendo que, quando estes não são condicionantes, o fator principal é o custo de conceção.

Apesar de se poderem adotar pilares para aumentar o comprimento da ponte, tal não implica que tenha de se fazer um apoio de continuidade, podendo o conjunto dos vãos da ponte ser

instalados como uma sequência de vãos simplesmente apoiados. Todavia, se for previsível uma elevada rotação do apoio intermédio ou uma deformabilidade a meio vão superior a um limite de serviço imposta por uma autoridade, pode ser necessário recorrer ao “*Span junction equipment*”, obtendo-se assim uma alternativa à configuração com dois vãos simplesmente apoiados. Consegue-se, desta forma, reduzir a rotação sobre o apoio intermédio e a flecha dos vãos, ocorrendo uma redução do momento fletor nas secções de vão e um acréscimo de esforço transversal nos apoios intermédios, facto que pode conduzir à necessidade de reforço dos painéis próximos destes apoios. (Mabey Bridge, 2014).

O equipamento de ligação dos vãos consiste basicamente num sistema macho/fêmea (ver Figura 20) que através de barras de aço, parafusos e pinos, garantem a ligação e rotação de um vão para o outro. Este tipo de ligação varia consoante a configuração usada na ponte (ver Figura 14). O manual “*Mabey Bridge*” contempla, sob a forma de tabela, as quantidades de cada componente a ser usada para materializar esta ligação.

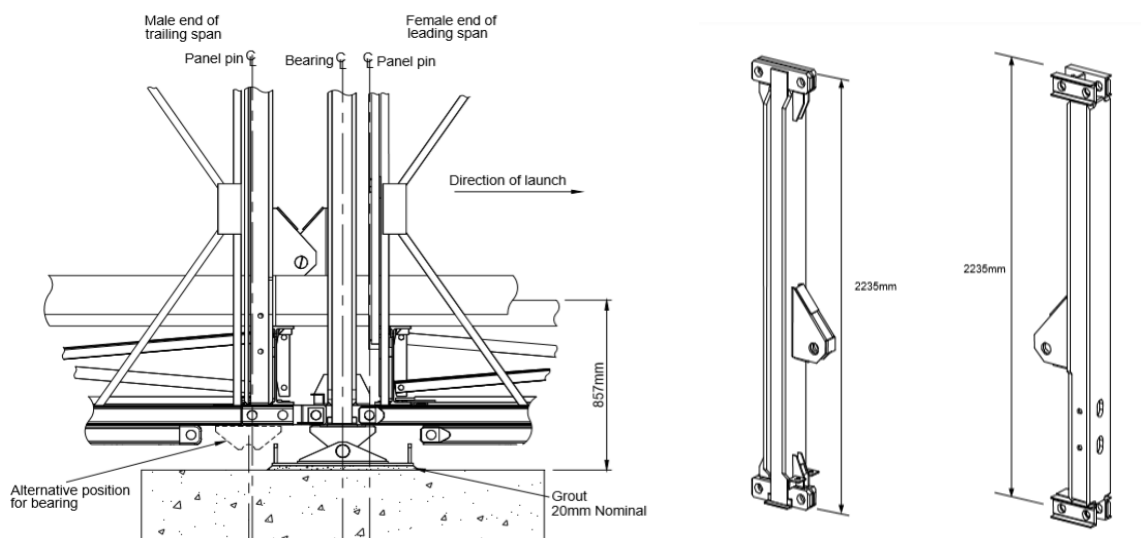


Figura 20 - Da esquerda para a direita, montagem do apoio e sistema macho/fêmea. Adaptado de Mabey Bridge (2014)

Os aparelhos de apoio de continuidade (Ver Figura 21) têm a mesma configuração que os apoios de extremidade, com a diferença que ao invés de terem o “poste” a assentar diretamente no apoio, têm uma peça que permite a ligação das cordas inferiores de ambos os vãos, sendo de realçar que, à semelhança dos aparelhos de apoio das extremidades, estes também permitem rotações. Os apoios assentam sobre um “prato base”, o qual consiste numa chapa de 15 mm que evita que o apoio assente diretamente no solo e distribui as tensões numa maior área de contacto (Ladeiras, 2017).

Apesar de o *Span junction equipment* ser o método mais utilizado, por vezes, uma *Distribution Beam*, viga de distribuição em português, é utilizada em situações em que os pilares estão posicionados a uma distância da extremidade que dificulta a montagem dos equipamentos de junção dos dois vãos.

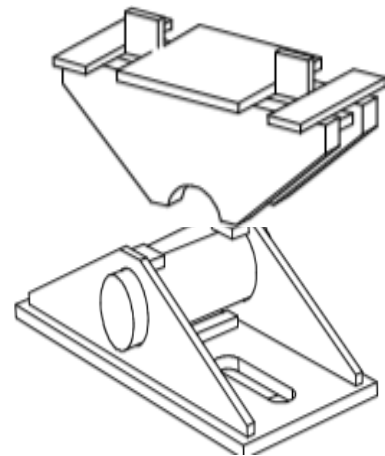


Figura 21 - À esquerda apoio de extremidade e à direita apoio de continuidade (móvel). Adaptado de Companhia de Pontes e Mabey Bridge (2014)

Uma das principais dificuldades da utilização de soluções de continuidade surge quando existem vãos muito mais curtos do que os adjacentes, o que pode ter como consequência o levantamento dos apoios na situação hipotética de passagem de uma viatura mais pesada, uma vez que os apoios se encontram, geralmente, fixos apenas pelo peso da ponte. Além disso, se no pilar intermédio ocorrerem assentamentos diferenciais em relação aos apoios das margens, a solução com continuidade introduz esforços que é necessário avaliar em conjunto com os resultantes da operação normal. Nestes casos, o equipamento de junção de vãos será o mais indicado (Figura 22).

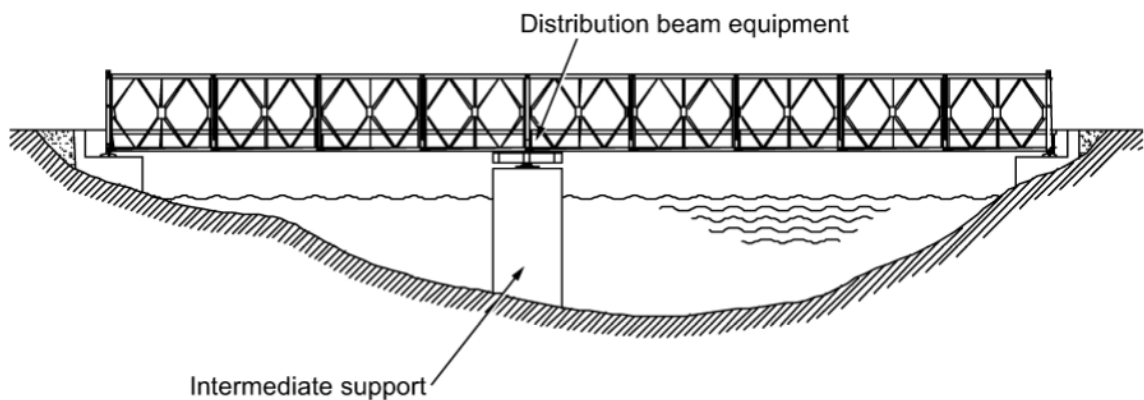


Figura 22 - *Distribution Beam Equipment*. Adaptado de Mabey Bridge (2014)

4 Ações e Critérios de Projeto

4.1 Definição das Ações

As ações consideradas neste trabalho são utilizadas no dimensionamento ao estado limite de serviço e ao estado limite último, identificando-se as ações permanentes e as sobrecargas, com coeficientes parciais de segurança diferentes para cada tipo de ação. As sobrecargas consideradas podem ter natureza civil ou militar.

4.1.1 Ações segundo o Eurocódigo 1

Os Eurocódigos (EC) são os regulamentos atualmente em vigor em Portugal para dimensionamento de estruturas de betão e estruturas metálicas. O Eurocódigo 1 - Parte 2, define as “Ações de Tráfego em Pontes”.

Sendo a Ponte Mabey Compact 200 de natureza logística, possibilitando a sua rápida montagem, não está dotada com todos os acabamentos das pontes correntes. Por este motivo, relativamente ao peso próprio, considera-se apenas o peso relativo aos componentes estruturais.

No catálogo Mabey Bridge estão contemplados os pesos próprios de cada configuração, por exemplo, uma configuração TSHR3H com todos os reforços tem um peso próprio equivalente a 17.97 kN/m, sendo calculado pelo peso total por módulo a dividir pelo comprimento do módulo que é 3.048 m (Figura 23).

TABLE 9 WEIGHT PER BAY OF BRIDGE (TONNES)

Bridge Bays			Launching Nose Bays	
Truss Construction	Fully Decked	No Deck	Truss Construction	No Deck
SSH	2.719	1.314	SSHT	1.195
SSHRH	3.166	1.760	SSHTL	1.231
DSH	3.554	2.147	SSH	1.279
DSHR1H	3.997	2.591	SSHL	1.315
DSHR2H	4.441	3.035	SSH DH	1.511
TSH	4.242	2.835	SSH NH	1.503
TSHR2H	5.134	3.728	DSH	2.114
TSHR3H	5.583	4.177	DSHN1H	2.338
-	-	-	DSHN2H	2.562

Figura 23 - Peso do módulo das diferentes configurações. Adaptado de Mabey Bridge (2014)

Relativamente aos valores das ações variáveis a considerar no dimensionamento, identificam-se as ações das variações de temperatura, as ações climáticas como o vento ou a neve e as

sobrecargas rodoviárias. A estas pode ainda adicionar-se a ação sísmica. Tendo em conta a natureza temporária da estrutura e a sua grande flexibilidade, considera-se apenas a ação das sobrecargas de tráfego, que terão os efeitos mais relevantes na estrutura.

No EC1 – Parte 2 (CEN, 2003) definem-se larguras convencionais de via de tráfego correspondentes a 3 m. No caso de faixas de rodagem inferiores a 5.4 metros deve-se adotar-se uma largura de via para “Via 1” de 3 m, sendo o sobranço considerado como “resto”. Neste caso, como a largura transversal da ponte com o tabuleiro passível de ser usado é de 4.2 metros considera-se, 3 m de “Via 1”, sujeito a 9.0 kN/m e 1.2 metros de resto sujeito a 2.5 kN/m (Figura 24). Para além das cargas distribuídas, deve-se ainda, utilizar um veículo-tipo (Figura 25).

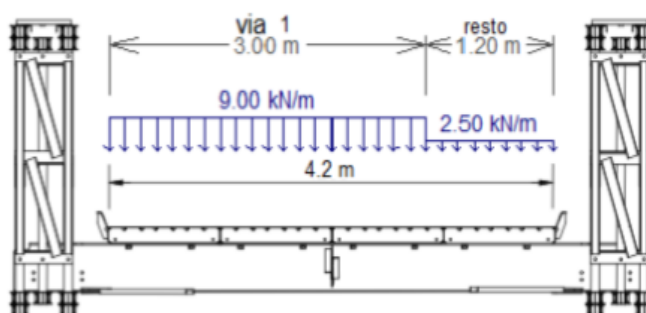


Figura 24 - Carregamento transversal de dimensionamento. Adaptado de Pereira (2014)

Segundo o EC1 – Parte 2 “Cargas concentradas de eixo duplo (sistema em tandem: TS), tendo cada eixo o seguinte peso: $\alpha_Q Q_k$ em que α_Q são fatores de correção” (artigo 4.3.2 – 1.a) bem como para as cargas uniformemente distribuídas, estes valores podem ser considerados inferiores a 1,0. No entanto, por uma questão de segurança, adota-se o valor recomendado pelo Anexo Nacional de 1.0 no dimensionamento da estrutura.

Peso total	Composição	Notação
600 kN	4 eixos de 150 kN	600/150
900 kN	6 eixos de 150 kN	900/150
1200 kN	8 eixos de 150 kN ou 6 eixos de 200 kN	1200/150 1200/200
1500 kN	10 eixos de 150 kN ou 7 eixos de 200 kN + 1 eixo de 100 kN	1500/150 1500/200
1800 kN	12 eixos de 150 kN ou 9 eixos de 200 kN	1800/150 1800/200
2400 kN	12 eixos de 200 kN ou 10 eixos de 240 kN ou 6 eixos de 200 kN (distância entre eixos de 12m) + 6 eixos de 200 kN	2400/200 2400/240 2400/200/200
3000 kN	15 eixos de 200 kN ou 12 eixos de 240 kN + 1 eixo de 120 kN ou 8 eixos de 200 kN (distância entre eixos de 12 m) + 7 eixos de 200 kN	3000/200 3000/240 3000/200/200
3600 kN	18 eixos de 200 kN ou 15 eixos de 240 kN ou 9 eixos de 200 kN (distância entre eixos de 12 m) + 9 eixos de 200 kN	3600/200 3600/240 3600/200/200

Figura 25 - Veículo-Tipo segundo Eurocódigo 1 - Parte 2 (2005)

Tal como Pereira (2014) referiu, o facto da ponte possuir todos os elementos estruturais pré-fabricados e o facto de poder ser uma estrutura montada e desmontada várias vezes, com inspeções

regulares entre as montagens e substituição de componentes que se detetem estar danificados, pode classificar-se a estrutura como da Classe 2 (CEN,2001) no Quadro 2.1. Como o objetivo deste trabalho é estudar a ponte no âmbito militar não se consideram tempos de utilização prolongados quando comparado com o período de vida útil de uma ponte corrente. Assim, adota-se um coeficiente de redução da majoração das ações na verificação dos Estados Limites Últimos (ELU) de 0.9, o que conduz a majorar as ações pelo fator parcial de segurança ajustado de $0.9 \times 1.35 = 1.22$ (Figura 26).

<i>Categoria do tempo de vida útil de projecto</i>	<i>Valor indicativo do tempo de vida útil de projecto (anos)</i>	<i>Exemplos</i>
1	10	<i>Estruturas provisórias ¹⁾</i>
2	10 a 25	<i>Componentes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apoios</i>
3	15 a 30	<i>Estruturas agrícolas e semelhantes</i>
4	50	<i>Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes</i>
5	100	<i>Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil</i>
<i>¹⁾ As estruturas ou componentes estruturais que podem ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.</i>		

Figura 26 - Classe da ponte quanto ao número de anos de vida útil. Adaptado de CEN (2005)

4.1.2 Classificação de Ações Militares

Sendo a Ponte Mabey Compact 200 maioritariamente usada para fins militares utilizou-se um veículo de dimensionamento diferente dos Eurocódigos, porquanto os carros de combate, além de se movimentarem sobre rodas ou largatas, podem ter pesos muito superiores aos constantes dos regulamentos dos Eurocódigos.

Assim, em 2017, a NATO publicou um novo (a primeira versão data de 1987) acordo de normalização entre os seus estados membros, NATO Standardization Agreement (STANAG), com a numeração 2021 e designação *Military Load Classification of Bridges, Ferries, Rafts and Vehicles* com o objetivo principal de padronizar a classificação militar de pontes, “ferries”, jangadas e veículos, estabelecendo procedimentos, fornecendo dados técnicos e apresentando os aspetos mais importantes a considerar na classificação de infraestruturas que possam ser solicitadas por veículos militares.

Segundo o STANAG 2021 os veículos militares estão divididos em 32 classes, 16 classes para veículos de rodas e 16 classes para veículos de lagartas. Cada classe é representada por um veículo hipotético com os correspondentes pesos por eixo e espaçamento de eixos para os veículos de rodas e peso total e comprimento para veículos de lagartas. A massa em “short tons” (907,2 kg) de cada um dos hipotéticos veículos de lagartas é escolhida como a classe de carga militar “Military Load Class” (MLC), mas a massa dos hipotéticos veículos de rodas é diferente da sua MLC.

Uma vez que dentro dos vários países da NATO existem vários tipos de viaturas militares com diferentes formatos para o mesmo peso houve, também, a necessidade de padronizar a distribuição de carga consoante o veículo seja de rodas ou de lagartas de forma a uniformizar o método de dimensionamento de todos os países do tratado.

A Figura 27 representa as cargas e geometria de carregamento dos veículos hipotéticos, de lagartas e de rodas, que representam a MLC 50. Como definição do peso das cargas de dimensionamento utilizam-se as Unidades SI, no entanto, quando a classificação é referente ao peso das viaturas, utiliza-se o valor deste em toneladas americanas. Por exemplo, a viatura hipotética classificada como MLC 50 pesa 50 toneladas americanas, as quais convertidas em unidades do SI, resultam em 45.36 toneladas¹.

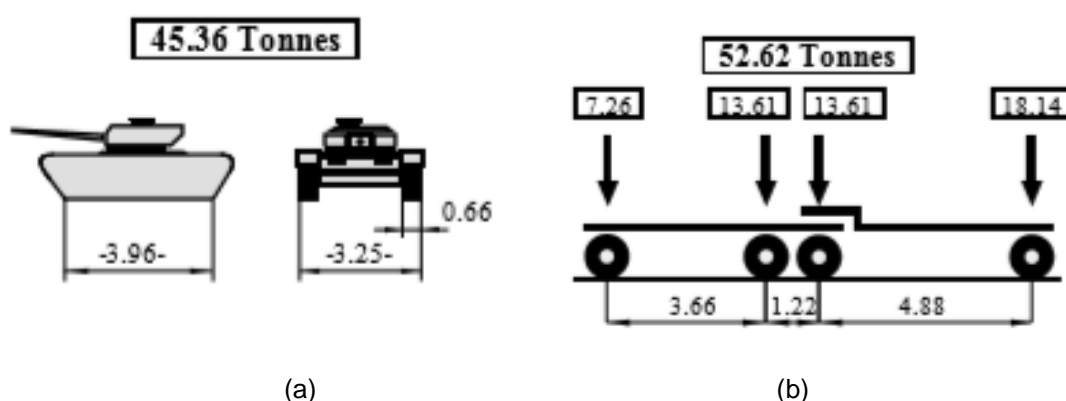


Figura 27 - a) Modelo de carga para viatura de lagartas MLC 50; b) Modelo de carga para viatura de rodas MLC 50

Apesar do peso da viatura ser igual, na classificação MLC 50, as cargas usadas para dimensionamento variam consoante o tipo de viatura:

- Viatura de lagartas - faz-se uma distribuição linear do peso ou uma distribuição por área de lagartas que, eventualmente, pode ser simplificada por cargas pontuais igualmente espaçadas, correspondentes à posição de cada roda de apoio inferior dentro das lagartas;
- Viatura de rodas - as cargas são concentradas e com distâncias obrigatórias entre elas, sendo a zona frontal correspondente ao motor, a zona com maior carga pontual. Neste caso, o total das cargas é ponderado para cada eixo e, assim sendo, são sempre maiores que o peso efetivo da viatura.

Havendo a necessidade de escolher uma classe de viatura a ser usada para dimensionamento, pesquisou-se a viatura blindada de lagartas mais pesada dos diferentes exércitos da NATO. Segundo o STANAG 2021 (2017) o veículo de lagartas com a mais elevada MLC é a Viatura Blindada de Lagartas *LEOPARD 2* (Ver Figura 28):

¹ Conversão: 50 toneladas americanas x 0,9072 = 45.36 toneladas (SI)



Figura 28 - LEOPARD 2. Adaptado do STANAG 2021 (2017)

Esta viatura, na sua versão Leopard 2 A6, equipa o Grupo de Carros de Combate da Brigada Mecanizada do Exército Português.

A viatura apresenta uma largura de 3.42 m e um comprimento de lagartas assentes no terreno de 4.93 m, no entanto, utilizaram-se as medidas definidas pelo regulamento para MLC 70.

Por facilidade do manuseamento do *software* utilizado, especialmente para colocar viaturas em movimento, optou-se por simplificar as cargas distribuídas em cargas concentradas igualmente espaçadas pelo número de rodas da lagarta inferior em contacto com o solo. Deste modo, dividiu-se os 635 kN de carga de dimensionamento pelas 14 rodas, correspondendo a 45.45 kN por roda e com um espaçamento igual entre elas (0.76 m). Como distância frontal entre rodas considerou-se a distância entre o centro de cada conjunto de lagartas (2.72 m) (Figura 29).

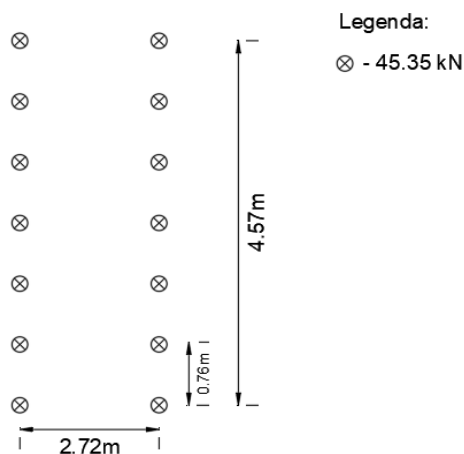


Figura 29 - Modelo de cálculo do veículo-tipo

4.2 Definição dos Modelo de Análise

Em qualquer um dos modelos de análise estudados no decorrer desta dissertação, foi utilizado como ferramenta de cálculo o programa de elementos finitos SAP2000 versão 20.

As secções e configurações utilizadas estão de acordo com o manual fornecido pela empresa fabricante para a Ponte Compact 200.

4.2.1 Caracterização das secções e modelação

A configuração TSHR3H consiste em 19 painéis montados sucessivamente que lhe confere um comprimento de 57.91 m. Constitui a configuração de maior resistência para maior vão e, segundo o catálogo, sem necessidade de adotar os painéis *Super – High Shear* para viaturas de 60 toneladas (Figura 30).

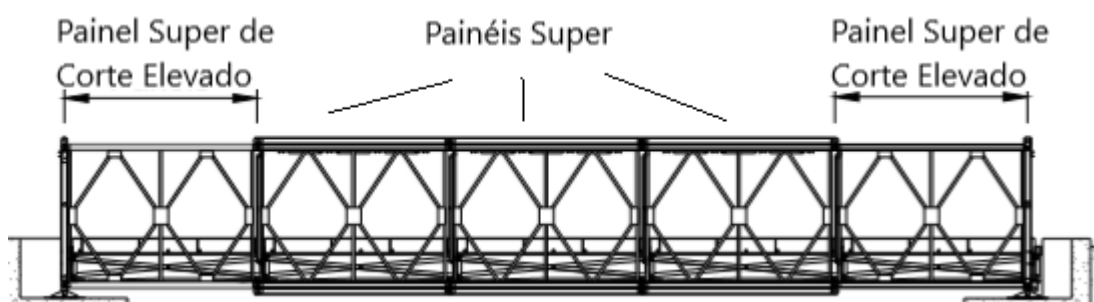


Figura 30 - Configuração com os diferentes tipos de Painéis. Adaptado de Mabey Bridge (2014)

No vão é, contudo, necessário recorrer aos painéis "super" (Figura 31). Cada painel é constituído por duas cordas, uma superior e uma inferior, e 11 diagonais, sendo oito inclinadas e três verticais. De acordo com o catálogo da Mabey Bridge (2014) e o levantamento geométrico realizado por Pereira (2015), as diagonais são perfis com forma de "C" CH 76x38x7 e as cordas são dois perfis PFC 100x50x10 voltados, com uma distância de 80 mm entre eles.

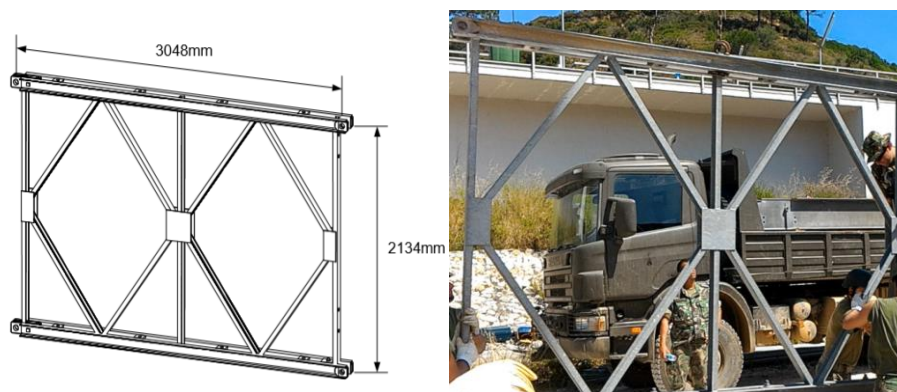


Figura 31 - Painel "Super". Adaptado de Mabey Bridge e Companhia de Pontes (2014), respetivamente.

A utilização dos painéis Super de corte elevado comparativamente à dos painéis Super resulta da necessidade de ter uma maior resistência ao esforço transversal, sendo colocados por isso geralmente próximo dos apoios, onde o esforço transversal é mais elevado. A diferença na sua conceção, em comparação aos painéis correntes, advém da introdução de esquadros nas ligações das diagonais com as cordas, quer superior quer inferior (Mabey Bridge, 2014), o que reduz o comprimento de encurvadura das diagonais comprimidas destes painéis (Figura 32).

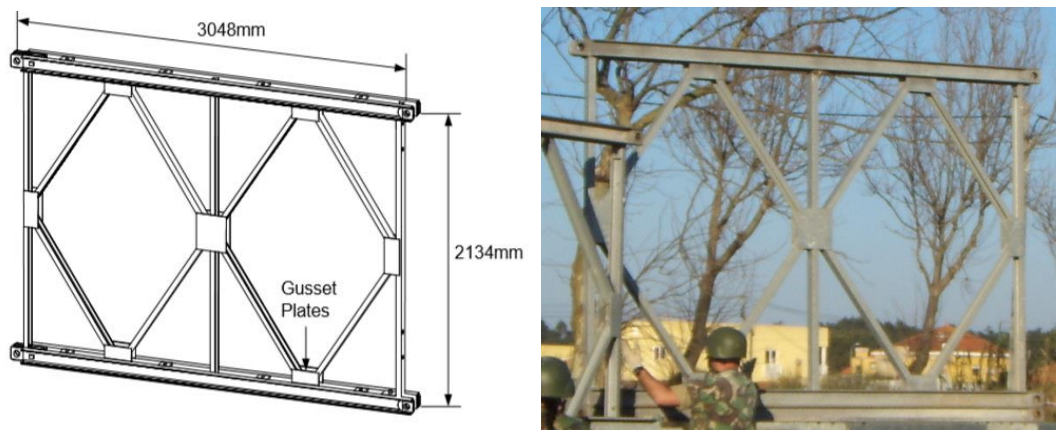


Figura 32 - Painel *Super - High Shear*. Adaptado de Mabey Bridge e Companhia de Pontes (2014), respetivamente.

As cordas, tanto superior como inferior, podem ser reforçadas de forma a aumentar a sua capacidade resistente ao momento fletor. Este reforço funciona como uma “segunda corda” uma vez que a sua secção é exatamente igual à secção da corda, sendo colocados dois perfis PFC 100x50x10 voltados, com uma distância de 80 mm entre eles.

De igual forma, nos apoios existem elementos verticais mais resistentes, denominados de “postes”, cuja função principal, além de resistir aos elevados esforços dos apoios, é permitir uma transmissão de carga concentrada para os aparelhos de apoio. Estes “postes” podem ter duas configurações possíveis sendo que ambas possuem os mesmos perfis, que à semelhança das cordas, são dois perfis PFC 100x50x10 voltados, com uma distância de 80 mm entre eles, todavia, podem variar entre “poste macho” e “poste fêmea”, consoante a sua função (Figura 33).



Figura 33 - Postes na configuração TSHR3H. Adaptado de Companhia de Pontes (2011)

Caso a ponte possua uma configuração dupla ou tripla é necessário colocar contraventamentos de forma a interligar os painéis que se encontram dispostos paralelamente entre eles. Para tal, recorre-se a contraventamentos verticais e horizontais que auxiliam na transmissão de cargas e conferem rigidez para que se comportem como uma peça única. Os contraventamentos, são constituídos por perfis CH 76x38x7, PFC 100x50x10 e L 60x60x6 (Pereira, 2015).

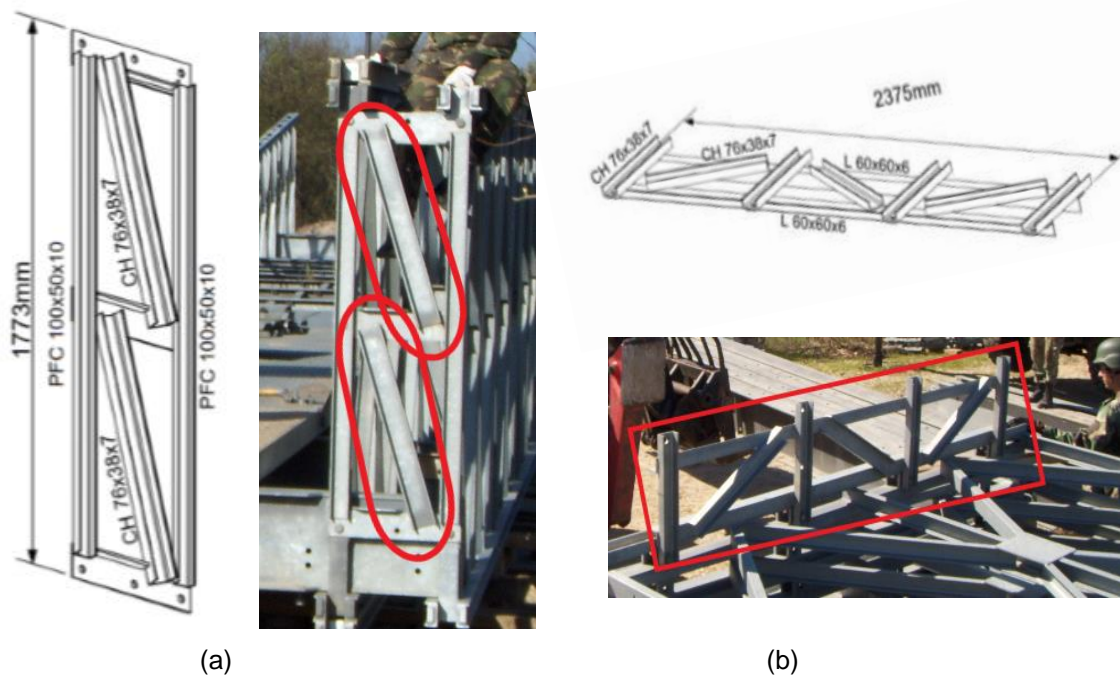


Figura 34 - a) Contraventamento vertical; b) Contraventamento horizontal.

Adaptado de Mabey Bridge (2014)

Os dois planos de painéis por seu lado encontram-se ligados perpendicularmente por um plano constituído por carlingas e por contraventamentos, denominados por esticadores (Figura 34).

A carlinga é um perfil semelhante com um perfil “I” presente em catálogos de origem britânica denominado de UB 457x152x74, tendo esta carlinga a característica de ter os banzos relativamente curtos face à altura da alma. (Figura 35)



Figura 35 – Carlinga. Adaptado de Companhia de Pontes (2014)

Os contraventamentos horizontais do tabuleiro são denominados de esticadores, sendo que podem ser verticais ou horizontais ao tabuleiro. Os esticadores verticais fazem a ligação entre carlingas longitudinalmente, com a característica que ligam banzos opostos, isto é, o esticador que sai do banzo inferior liga ao banzo superior da carlinga seguinte e vice-versa. São constituídos por perfis L 60x60x6.

Os esticadores horizontais, funcionam como contraventamentos do tabuleiro para as cargas horizontais transversais (por exemplo vento e força das correntes de água), e fazem a ligação das várias carlingas e painéis transversalmente, sendo constituídos por perfis CH 76x38x7. (Figura 36)



Figura 36 - a) Esticadores Verticais; b) Esticadores horizontais e verticais.

Adaptado de Companhia de Pontes (2014)

As ligações entre elementos que se podem encontrar na Ponte Mabey Compact 200 são de três tipos: soldaduras, cavilhas ou ligações aparafusadas.

Relativamente às ligações soldadas, estas são todas realizadas em fábrica, de forma a garantir o adequado rigor na execução e controlo de qualidade, não havendo qualquer ligação soldada que possa ser realizada no local da montagem da ponte. Assim, na montagem são apenas utilizadas ligações aparafusadas e ligações cavilhadas.

Geralmente, as ligações com cavilhas são realizadas aquando da montagem da ponte, enquanto que as ligações aparafusadas são realizadas, na sua maioria, antes do processo de montagem de forma a tornar este o mais célere possível, uma vez que para colocar as cavilhas é necessário, no máximo, a utilização de um martelo.

As cavilhas são usadas para fazer todas as ligações entre elementos longitudinais, ou seja, ligações de continuidade de painéis (incluindo as cordas) e os reforços da mesma (Figura 37a). As cavilhas são iguais para todos os elementos que possuem este tipo de ligação, tendo o diâmetro normalizado de 47 mm de diâmetro. O aço utilizado, segundo a norma britânica BS 3692, tem uma tensão de cedência de 525 MPa e uma tensão de rotura de 775 MPa (Mabey Bridge ,2014).

As ligações aparafusadas são utilizadas para todos os outros tipos de ligações não referidas, nomeadamente nas ligações das carlingas aos painéis treliçados, nas ligações das cordas aos seus reforços e nas ligações dos contraventamentos (Figura 37b). Tal como no caso das cavilhas, o parafuso utilizado é igual em todas as ligações sendo um M24 cl 8.8. Em elementos não estruturais do tabuleiro são utilizados parafusos M20 cl 8.8.

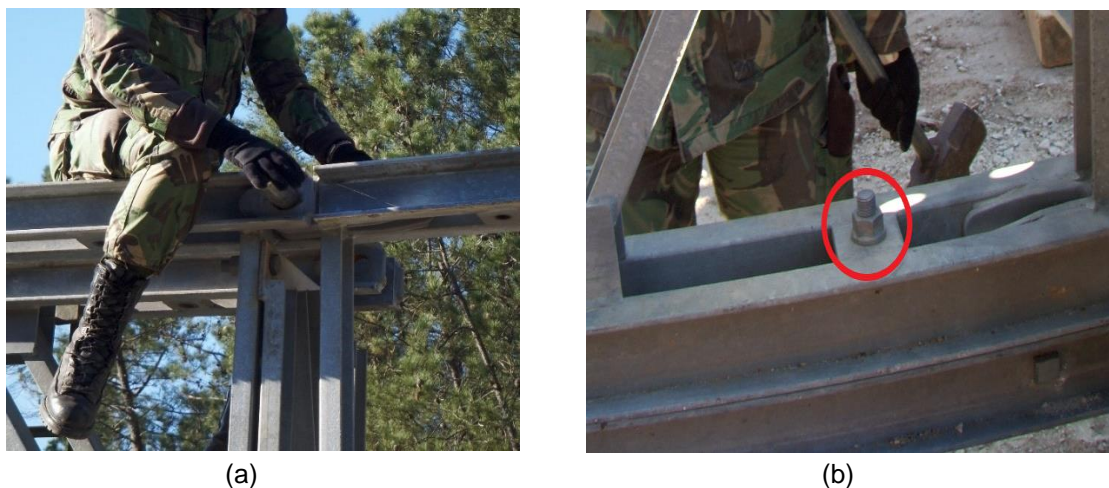


Figura 37 - a) Colocação de uma cavilha; b) Ligação aparafusada corda/reforço-corda. Adaptado de Companhia de Pontes (2011)

Na Tabela 1 apresentam-se as propriedades dos materiais dos vários componentes estruturais, e que foram utilizados no modelo de análise, nomeadamente os tipos de aço, a tensão de cedência f_y , a tensão de rotura f_u e o módulo de elasticidade E_s de todos os tipos de aços.

Tabela 1 - Propriedades dos materiais dos elementos estruturais. Adaptado de Pereira (2014)

Elemento	Tipo de Aço	E_s [GPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
Painéis, Reforço da Corda e Carliga	S460N	210	460	570
Postes	S355JR		355	490
Contraventamentos	S275JR		275	430
Parafusos e Porcas	Classe 8.8		640	800
Cavilhas	709M40		525	775

4.3 Aferição do modelo adotado

Tal como já supramencionado, para realizar o estudo dos vários modelos a serem analisados, recorreu-se ao programa de elementos finitos SAP2000 versão 20. Para tal, foi feita a modelação manualmente, sendo necessário proceder-se à sua aferição.

A aferição do modelo foi realizada de duas formas: i) comparando os resultados obtidos com os fornecidos pelas tabelas do fornecedor e ii) comparando os resultados com os apresentados na dissertação de Pereira (2014), que por sua vez fez a aferição do seu modelo de análise comparando as deformações obtidas com as de um ensaio de carga realizado pela Companhia de Pontes, na montagem de uma ponte, com a configuração estudada, em Odemira.

Para se aferir o modelo utilizaram-se três resultados: i) a flecha a meio vão para a ação do peso próprio; ii) as reações nos apoios e iii) as frequências próprias da estrutura.

Para aferir os resultados utilizou-se um modelo simplesmente apoiado (Figura 38). Para tal, criou-se uma configuração TSHR3H, com 57.91 m de comprimento, constituída por 19 módulos, dos quais 17 são painéis super e dois são painéis super de corte elevado. Todos os materiais e secções seguiram as dimensões e propriedades de catálogo.

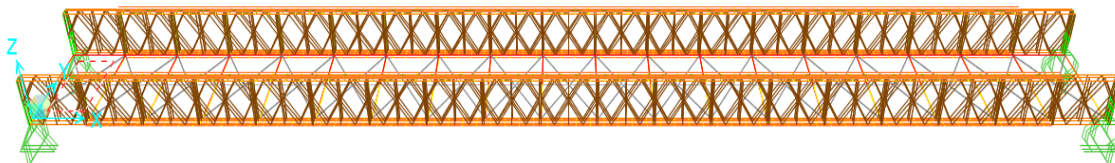


Figura 38 - Modelo utilizado para aferição dos resultados

4.3.1 Flecha a meio vão

Para confirmar os resultados do modelo utilizado realizou-se o ensaio apenas com o peso próprio, uma vez que o fornecedor tem expressões já determinadas que relacionam os vários parâmetros da configuração da ponte, para o valor previsível de flecha elástica máxima:

$$\delta_{pp} = \frac{62.32 \times WPB[t] \times N \times L^3[m]}{I[cm^4]} \quad (1)$$

$$\delta_{sob} = \frac{99.70 \times APL[t] \times N \times L^3[m]}{I[cm^4]} \quad (2)$$

Em que:

- δ – Flecha
- WPB – Peso do módulo
- N – Número de módulos
- L – Comprimento do vão
- I – Inércia do módulo

Figura 39 - Equações retiradas de Mabey Bridge (2014)

O peso do módulo e a inércia puderam ser retiradas do catálogo, o que permitiu calcular a flecha elástica máxima expectável:

$$\delta_{pp} = \frac{62.32 \times 5.583 \times 19 \times 57.91^3}{20210964} = 63.2 \text{ mm}$$

No entanto, este valor corresponde unicamente ao valor de flecha resultante da deformabilidade por flexão. Deve ainda acrescer uma pequena parcela derivada do esforço transversal, a qual é expressa por:

$$\% \delta_{pp} = \frac{\chi_{su}}{N^2} = \frac{2440}{19^2} = 6.76 \% \quad \text{com } \chi_{su} \text{ retirado do catálogo}$$

Verifica-se desta forma que o valor de flecha elástica considerando as ligações rígidas é obtido por:

$$\delta_{pp} = 1.0676 \times 63.2 = 67.5 \text{ mm}$$

As ligações podem não ser sempre rígidas porquanto nem todas as ligações são soldadas, havendo ligações aparafusadas e cavilhadas, que com as sucessivas montagens podem conduzir a folgas e, conseqüentemente, diminuir a rigidez da estrutura, o que levaria a um incremento da flecha. Porém, não sendo objetivo da presente dissertação estudar esse incremento, considera-se apenas a flecha sem ter em conta estas folgas.

O modelo SAP simplesmente apoiado fornece o valor de flecha de 69.1 mm, correspondendo a um desvio de apenas 2.64% em relação ao valor catalogado, se considerarmos o efeito do esforço transversal, e um desvio de 1.28% em relação a Pereira (2014), que obteve uma flecha de 70 mm.

Relativamente ao ensaio de carga realizado em Odemira, o valor medido foi de 70 mm, que corresponde a um valor de deformada semelhante aos apresentados anteriormente.

4.3.2 Reações nos apoios

Uma forma complementar de aferir os resultados do modelo adotado é através das reações de apoio para o peso próprio, uma vez que este é bem conhecido.

Como é possível observar na Figura 23, a massa de um módulo segundo a configuração TSHR3H é de 5.583 toneladas com o tabuleiro, que corresponde a $5.583 \times 9.81 = 54.76 \text{ kN}$. Uma vez que este modelo possui 19 módulos, tal corresponde a um peso total de $54.76 \times 19 = 1040 \text{ kN}$.

Sendo uma configuração tripla, têm-se 6 cordas e conseqüentemente 12 apoios (grupos de três em cada extremidade). Do modelo de análise obtiveram-se as seguintes reações transversais (Figura 40):



Figura 40 - Reações nos apoios no modelo de análise, em kN, para a ação do peso próprio (corte transversal do apoio de extremidade)

A diferença entre reações entre apoios dos planos de treliça resulta da não completa simetria da ponte já que o contraventamento vertical não é simétrico em relação ao eixo da ponte, conduzindo a uma pequena assimetria de reações verticais. Por outro lado, os valores em cada grupo de apoios não são iguais devido ao facto dos contraventamentos em planta se ligarem à

carlinga exatamente por cima da primeira corda, redistribuindo as reações entre cordas. No entanto, a média dos vários apoios corresponde a uma reação de 83.52 kN por apoio, o que apresenta um erro de 3.55 % em relação ao expectável de se obter como reação vertical, que seria $\frac{1040}{12} = 86.6$ kN.

O total das reações verticais corresponde a aproximadamente 1003 kN (Figura 41), conduzindo a um erro de 3.5 %, que resulta parcialmente do facto da massa tabelada ser de um módulo de painéis super. O modelo, porém, possui 2 painéis super de corte elevado que possuem menor massa.

OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m
DEAD	LinStatic	-7,795E-09	-4,758E-11	1002,862	2483,587	-29052,8589	2,047E-08	0	0	0

Figura 41 - Reações globais segundo z obtidas no modelo de análise

4.3.3 Frequências próprias

Um dos métodos mais consistente de aferição do modelo é a comparação dos resultados da análise modal da estrutura. De facto, comparando as frequências próprias que têm em conta as características de rigidez e a distribuição de massas da estrutura é possível comparar o comportamento não só das ações aplicadas como da geometria da estrutura e da sua rigidez.

Como este tipo de análise utiliza parâmetros entre os quais a rigidez da estrutura, é uma análise extremamente sensível a erros simples de modelação como, por exemplo, barras com condições de fronteira mal definidas.

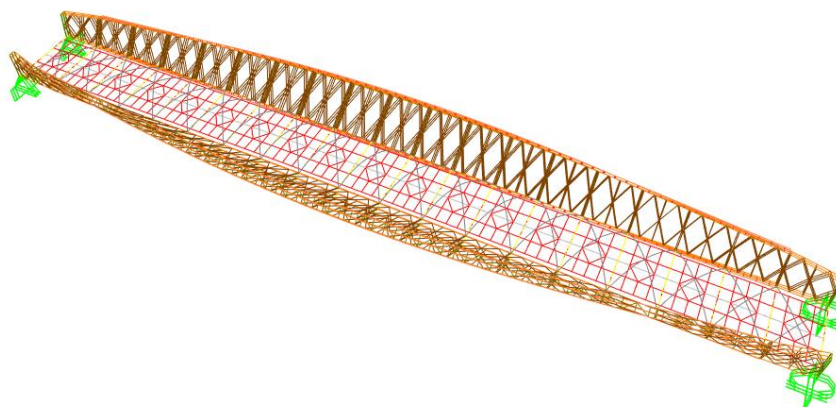


Figura 42 – Primeiro modo de vibração do modelo com uma frequência própria de 1.86 Hz

Numa primeira análise utilizou-se a análise modal para aferir se havia alguma “barra solta” ou uma ligação mal definida entre módulos do modelo, o que não se verificou. Seguidamente, uma vez que Pereira (2014) apresentou os resultados para os primeiros seis modos de vibração do seu

modelo, foi possível utilizar os seus valores de frequência e modos de vibração como comparação. Estes resultados são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Modos de vibração e frequências próprias do modelo de análise

Modo de Vibração	Tipo	Frequência Obtida (Hz)	Frequência segundo Pereira (Hz)	Desvio(%)
1º	Flexão transversal com distorção	1.86	1.71	8.06
2º	Flexão vertical	1.99	1.99	0.00
3º	1.º modo de torção	2.88	2.92	1.40
4º	2.º modo de flexão com torção	4.60	4.23	8.00
5º	2.º modo de flexão vertical	6.27	6.33	0.95
6º	3.º modo de transversal com torção	7,00	6.46	7.77

Apesar de se registarem modos de vibração com alguns desvios comparativamente a outros, nomeadamente aqueles que dependem das características de torção do tabuleiro, em termos gerais os valores obtidos confirmam a semelhança de comportamento obtida pelos dois modelos de análise. Dificilmente se obteriam valores perfeitamente coincidentes, dado que existem pormenores de modelação que poderão ser diferentes e, tendo em conta que cada modelo é apenas uma aproximação e não uma representação exata da realidade.

5 Verificação estrutural da ponte existente

Tendo em atenção que a configuração simplesmente apoiada é limitadora, principalmente, em termos de comprimento de montagem da ponte, considera-se em alternativa uma solução de montagem com dois vãos com um apoio de continuidade, montado por lançamento incremental a partir de uma margem.

Tendo sido aferido o modelo elaborado, realiza-se o prolongamento da ponte de 19 para 38 módulos, sendo que entre o 19.º e o 20.º módulo se colocou o aparelho de apoio de continuidade, tendo em vista criar vãos com comprimentos iguais, resultando em dois vãos de 57.91 m cada, perfazendo um comprimento total da ponte de 115.82 m. O modelo pode-se observar na Figura 43:

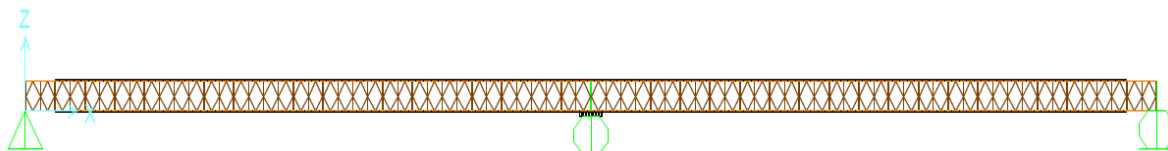


Figura 43 - Modelo com apoio de continuidade

Para a elaboração do modelo utiliza-se como referência o manual do fornecedor, onde os módulos são todos constituídos por Painéis Super triplos reforçados (TSHR3H), tanto na corda superior como na corda inferior, com exceção dos módulos de extremidade que não possuem reforço de cordas por não terem praticamente momentos fletores e para facilitar a transmissão de carga diretamente aos postes.

Para a criação do apoio de continuidade, seguiu-se igualmente o manual do fornecedor, recorrendo-se a uma viga de distribuição que tem a particularidade de possuir uma configuração que permita o encaixe com as cordas inferiores e, adicionalmente, o reforço de ligações aparafusadas.

Apesar da reação vertical se encontrar distribuída na viga de distribuição, o “poste” é utilizado também nos dois painéis que ligam os dois vãos, de forma melhorar a resistência ao esforço transversal.

Considerando que não existem informações sobre as características da viga de distribuição (atualmente não é utilizada pelo Exército Português), e pelo facto de ser uma viga muito mais robusta comparativamente aos perfis das cordas, adota-se um perfil HEB 300 como perfil da viga de distribuição. De modo a simular a ligação desta viga à corda inferior, criaram-se pequenos elementos de ligação rígidos (Figura 44,b)).

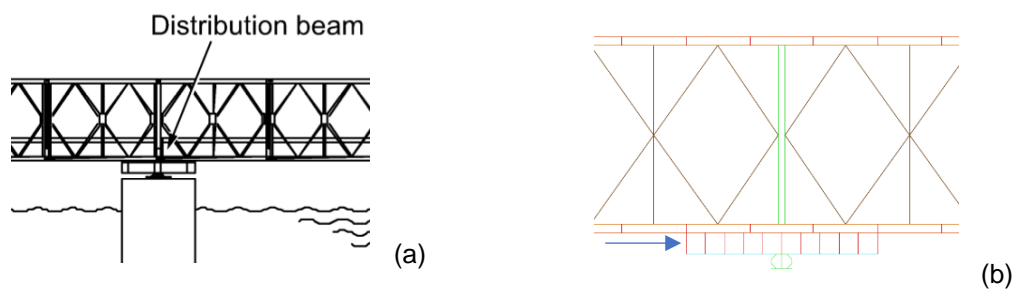


Figura 44 – a) Viga de distribuição segundo Mabey Bridge (2014) e b) Modelo de análise (ligações no plano da seta)

5.1 Linhas de Influência

De acordo com o Anexo K do STANAG 2021, as condições de travessia de uma ponte por veículos militares podem-se dividir em 3 modos: *normal*, *caution* e *risk*, consoante a capacidade de carga da ponte. As condições de funcionamento de cada modo de travessia estão apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Condições de funcionamento de cada modo de travessia da ponte. Adaptado de STANAG 2021 (2017)

Parâmetro	Modo de Travessia		
	Normal	Caution	Risk
Peso Próprio	Sim	Sim	Sim
MLC	Sim	Sim	Sim
Carga Pedonal	Sim	Não	Não
Neve, lama, etc...	Sim	Sim	Sim
Efeitos Dinâmicos	Sim	Não	Não
Espaçamento entre veículos	30.5 m	30.5 m	Apenas um
Velocidade	Máximo de 40 km/h	Máximo de 25 km/h	Máximo de 5 km/h
Um sentido / Dois sentidos	Dois	Um	Um
Fator de segurança	$\gamma_{MLC \text{ normal}}$	$\gamma_{MLC \text{ caution}}$	$\gamma_{MLC \text{ risk}}$

As pontes com modo de travessia *normal* são pontes normalmente para fins civis sem qualquer tipo de restrição e que podem ser utilizadas de igual forma por militares, desde que não possuam limite MLC ou operem com MLC's abaixo do máximo permitido.

Caso tenham o modo de travessia *caution* são pontes com a mesma capacidade de utilização das pontes *normal*, no entanto, devem estar sujeitas a restrições especiais como, por exemplo, se

for um vão independente, apenas circular um veículo por vão no máximo, sendo estas restrições dependentes do tipo de ponte instalada.

As pontes com modo de travessia *risk*, onde geralmente se inserem as pontes estritamente com fins militares, são dimensionadas com fatores de segurança bastante mais baixos, por forma a economizar e diminuir o peso da estrutura e maximizar a capacidade de carga. Contudo, é explicitamente referido no documento NATO que a “(...) *probabilidade de rotura da ponte seja maior e que mesmo que não ocorra rotura, podem registar-se danos permanentes na estrutura.*” (NATO UNCLASSIFIED 2017).

Dado que o modelo de ponte que se pretende estudar é geralmente usado apenas para fins militares e possui vãos longos, numa configuração diferente da que geralmente é adotada, o modo de travessia mais provável será o de *risk*, em que apenas é possível o atravessamento com um veículo militar de cada vez, no entanto, por uma questão de avaliar o comportamento da estrutura para vários cenários de carga possíveis, fez-se o estudo com a passagem de dois veículos, com um espaçamento mínimo, entre eles, de 30.5 m que corresponde ao modo de travessia *caution*.

De forma a aferir o comportamento estrutural realizou-se um estudo das linhas de influência da ponte à passagem do Leopard (Figura 45), mais especificamente, avaliou-se as posições das cargas móveis que produzem o maior momento positivo e o momento negativo no apoio de continuidade. Para tal, utilizou-se um modelo de uma viga contínua de dois vãos de igual comprimento, permitindo aferir quais seriam os momentos máximos expectáveis, tanto no apoio de continuidade como a meio vão, à passagem de um Leopard sendo, posteriormente, comparados com os valores obtidos no modelo em estudo.

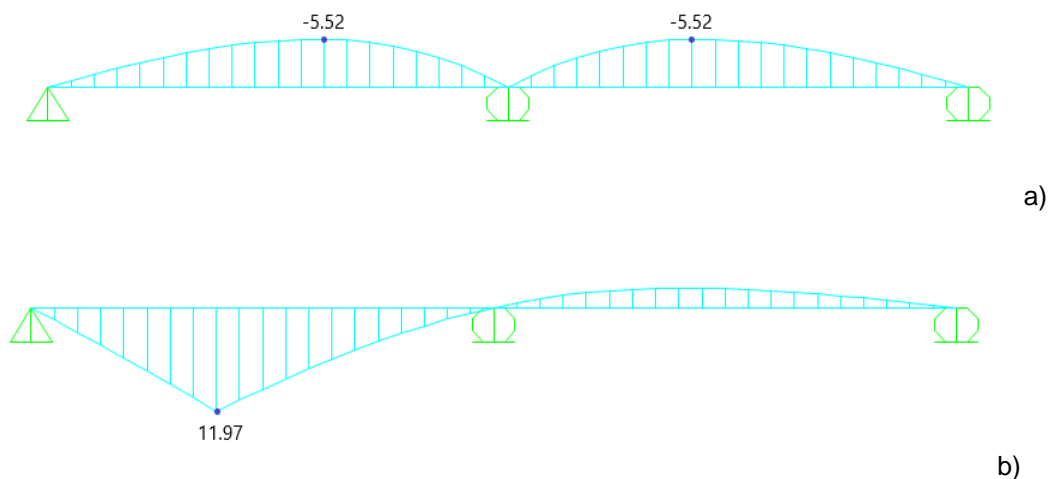


Figura 45 - a) Linha de influência do momento fletor no apoio de continuidade; b) Linha de influência do momento fletor positivo de vão.

Assim, admitindo que um veículo militar corresponde a uma carga pontual, pode concluir-se que o maior momento positivo para a passagem de uma viatura militar Leopard será $11.97 \times 635 = 7601$ kNm e o momento negativo no apoio de continuidade será de -3312 kNm.

Uma vez que a estrutura da ponte é treliçada fez-se a divisão destes valores pela altura útil e pelo número de secções por cada corte transversal, ou seja, por seis cordas, de forma a obter os esforços axiais, permitindo comparar com os esforços obtidos no modelo. Como exemplo dos cálculos realizados tem-se:

$$\frac{\text{Linha de Influência x Veículo}}{6 \times \text{Altura}} = \frac{11.97 \times 635}{6 \times 2,234} = 567.81 \text{ kN}$$

No modelo adotado, verificaram-se os valores dos esforços axiais para a passagem de uma ou duas viaturas militares em estudo, com um fator de majoração unitário, obtendo-se os respetivos valores e comparando-os na Tabela 4 com os valores aproximados obtidos a partir das linhas de influência.

Tabela 4 – Valores de esforço normal instalados nas cordas das treliças do tabuleiro nas secções de vão e de apoio para o modelo de análise e a estimativa a partir das linhas de influência

		Linha de Influência (kN)	Valor do Modelo (kN)	Diferença (%)
1 Leopard	Momento apoio	-247.65	-199.78	-19.1
	Momento máximo positivo	567.81	438.67	-19.2
2 Leopard	Momento apoio	-495.29	-381.55	-22.9
	Momento máximo positivo	621.55	503.00	-19.1

Uma vez que a distância mínima entre as viaturas militares é de 30.5 m fez-se através das linhas de influência uma ponderação de qual seria o caso mais condicionante a ser estudado e utilizou-se essa distância no modelo. As distâncias obtidas para os 2 veículos Leopard foram de 49.3 m para o máximo momento fletor no apoio e de 30.5 m para o correspondente momento fletor positivo. Em síntese, pode-se estabelecer como a distância mais condicionante de viaturas o valor de 30.5 m já que o maior valor do momento fletor é positivo.

As diferenças observadas entre os valores devem-se maioritariamente ao facto do modelo adotado para as linhas de influência, ser um modelo simples que não tem em conta todas as outras secções que contribuem para a distribuição do esforço axial, nomeadamente, os contraventamentos verticais e horizontais dos painéis, bem como as diagonais e, para além disso, no modelo o veículo militar corresponde a uma sucessão de cargas concentradas e não a uma carga concentrada única que se utiliza na estimativa baseada nas linhas de influência.

5.2 Segurança ao Estado Limite Último considerando as orientações do STANAG 2021

Para verificar a segurança do modelo procedeu-se à verificação da segurança ao Estado Limite Último. Para tal, utilizaram-se dois cenários distintos: passagem de apenas um viatura militar e passagem de duas viaturas militares.

A configuração utilizada foi de apoio de continuidade, com dois vãos de 57.91 m, na passagem do Leopard com a lagarta direita no limite do tabuleiro de forma a simular a posição da viatura mais crítica.

Assim, de acordo com NATO STANAG 2021 (2017), com o modo de travessia *Caution*, utilizou-se a combinação (3) sendo o “cp” as cargas permanentes e “sob_{militar}” a viatura militar Leopard:

$$\text{ELU: } 1.20 \times (\text{cp}) + 1.22 \times (\text{sob}_{\text{militar}}) \quad (3)$$

A passagem de duas viaturas militares simultaneamente foi, contudo, descartada dado que se verificaram os rácios de ação/resistência aproximadamente 30% acima da unidade. Assim, considerou-se apenas a passagem de uma viatura militar.

As verificações da segurança foram realizadas com distribuição elástica de esforços, tendo em conta a possibilidade de instabilização e com a plastificação total das secções dos elementos.

O elemento mais esforçado resultante foi a corda interior do lado onde a viatura se aproxima, tal como seria expectável. Os esforços obtidos, tendo em conta também os momentos locais na ligação entre elementos, foram os seguintes:

- $N_{Ed} = -473.49 \text{ kN}$ (compressão)
- $M_{y,Ed} = -14.60 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = -0,65 \text{ kNm}$

Uma vez que a corda possui instalados momentos fletores para além dos esforços de compressão, tem de se verificar a segurança da interação dos vários esforços. Foram utilizadas as equações (A4) e (A5) apresentadas no Anexo A.

Por forma a aplicar as equações acima mencionadas, importa verificar os vários fatores, utilizados nas mesmas. Assim, importa calcular e verificar as propriedades resistentes da secção da corda (Ver equações (A1) e (A2) do Anexo A):

- $N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{2.53 \times 10^{-3} \times 460 \times 10^{-3}}{1.0} = 1163.80 \text{ kN}$
- $M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{9,49 \times 10^{-5} \times 460 \times 10^{-3}}{1.0} = 43.65 \text{ kNm}$

- $M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1.45 \times 10^{-5} \times 460 \times 10^{-3}}{1.0} = 66.70 \text{ kNm}$

Relativamente à resistência à encurvadura como coluna, os perfis sendo soldados, com uma espessura de banzos de 100 mm > 40 mm e uma encurvadura em relação a z-z, possuem uma curva de encurvadura “d”.

Uma vez que a corda, possui várias ligações intermédias que não se podem considerar como restringindo completamente a encurvadura lateral, recorreu-se ao *software* de cálculo estrutural para a determinação de χ_{LT} , tendo-se obtido um valor de 0.82.

Relativamente aos fatores k_{yy} , k_{yz} , k_{zz} , k_{zy} , para um fator C1 = 2.205 obtido a partir do diagrama de momentos fletores, obteve-se os seguintes valores:

- $k_{yy} = 0.498$
- $k_{yz} = 0.697$
- $k_{zz} = 0.829$
- $k_{zy} = 1.162$

Tendo todas as parcelas necessárias para o cálculo da interação, foram efetuados os cálculos da verificação da segurança:

- $\frac{473.49}{\frac{0.687 \times 1163.80}{1}} + 0.498 \times \frac{14.699}{\frac{0.82 \times 43.65}{1}} + 0.697 \times \frac{0.65}{\frac{66.70}{1}} = 0.70 < 1 \quad \checkmark$
- $\frac{473.49}{\frac{0.687 \times 1163.80}{1}} + 1.162 \times \frac{14.60}{\frac{0.82 \times 43.65}{1}} + 0.829 \times \frac{0.65}{\frac{66.70}{1}} = 1.07 > 1 \quad \times$

Verifica-se, assim, para a corda mais comprimida de meio vão que, apesar de por uma margem pequena, este elemento não verifica a segurança ao ELU, para a passagem da Viatura Blindada de Lagartas Leopard. Porém, tendo a ponte sido dimensionada segundo as normas britânicas, fez-se o estudo com as ações segundo o regulamento britânico, mas com as verificações de segurança do Eurocódigo. Desta forma, segundo a *Table 1* do *British Standard (2000) Part 2* a combinação para o ELU é:

$$\text{ELU: } 1.05 \times (\text{cp}) + 1.25 \times (\text{sob}_{\text{militar}}) \quad (4)$$

De igual forma, o elemento mais esforçado resultante foi a corda interior do lado onde a viatura se aproxima. Os esforços obtidos foram os seguintes:

- $N_{Ed} = -416.68 \text{ kN}$ (compressão)

- $M_{y,Ed} = -13.90 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = -0,5 \text{ kNm}$

Para a verificação da segurança do ELU, obteve-se um rácio de 0.93, verificando, desta forma, a segurança. Conclui-se assim que a ponte verifica a segurança para a passagem da viatura militar mais pesada existente em Portugal, classe MLC70, o que está de acordo com o manual, embora a configuração com continuidade não seja bem especificada.

5.3 Segurança ao Estado Limite Último com as sobrecargas do EC1 e do RSA

Considerando a possibilidade de a ponte ser usada para fins civis, por exemplo, em apoio às populações, em casos de desastre natural, interessa determinar a sua resistência ao ELU tendo em consideração as sobrecargas do EC1 e do antigo Regulamento de Segurança e Acções português (RSA, 1983).

Para tal, como referido no Capítulo 4.1.1, consideram-se os fatores de majoração $1.35 \times 0.9 = 1.215$, uma vez que, o facto de pertencer à classe 2 e de ser utilizado em tempos de vida útil relativamente baixos, permite reduzir os coeficientes de majoração das ações com o fator 0.9.

Como concluído anteriormente, uma vez que a ponte não permite a passagem de duas viaturas militares de 60 toneladas, não se considerou a possibilidade de atravessamento da viatura-tipo, utilizando-se apenas a Carga Uniformemente Distribuída que simula a circulação de viaturas médias/pesadas. Deste modo, utilizou-se a seguinte expressão na verificação do ELU para cenários de carregamento:

$$\text{ELU: } 1.215 \times (cp) + 1.215 \times (\text{CUD}) \quad (5)$$

cp – Cargas Permanentes

CUD – Carga Uniformemente Distribuída

1. Para o primeiro cenário, seguindo o EC1 – Parte 2 (CEN, 2003), utilizou-se 2 lanes: 3 m com uma sobrecarga de 9 kN/m e outra lane de 1.2 m (resto) com 2.5 kN/m, como consta na Figura 24. Como seria de esperar, a ponte não tem capacidade para esta combinação de ações, nomeadamente na zona do apoio intermédio. Para poder resistir as cordas deveriam ter o dobro da resistência à tração e mais do dobro da resistência à compressão. As diagonais teriam de ser sensivelmente 1.7 vezes mais resistentes.

2. Para a segunda simulação, optou-se por utilizar as sobrecargas previstas no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 1983). Assim, de acordo com o artigo 41.1) b), utilizou-se uma carga distribuída de 4 kN/m² e uma carga de faca de 50 kN/m. Os resultados obtidos mostraram que a ponte teria de ter uma resistência de cordas à tração 1.2 vezes maior e à compressão de 1.9 maior. No caso das diagonais teria de ser 1.4 vezes mais resistente.

3. Para a terceira simulação, tendo ficado claro nas duas simulações anteriores, que a ponte não permite a passagem de viaturas médias/pesadas, optou-se por utilizar apenas viaturas ligeiras normalmente consideradas no dimensionamento de parques de estacionamento de edifícios. Para tal, recorrendo ao EC1 – Parte 1, artigo 6.3.3, de acordo com a categoria F, em que o peso do veículo tem de ser inferior a 3 toneladas, pode-se utilizar uma sobrecarga de 1.5 a 2.5 kN/m². Assim, recorreu-se a uma sobrecarga distribuída de 2.5 kN/m². Os resultados obtidos mostraram que a ponte resiste a essa sobrecarga em todas as secções. No entanto, na zona do apoio intermédio, os rácios ação/resistência encontram-se muito próximo do 1.0.

Assim verifica-se que se a ponte possuir dois vãos, cada um com 57.91 m com configuração TSHR3H verifica a segurança para o veículo militar de MLC70 e permite a passagem de várias viaturas civis com menos de 3 toneladas. Em caso de necessidade de transitarem viaturas civis médias/pesadas, estas não devem passar simultaneamente uma vez que possuem o peso superior à carga distribuída utilizada para as verificações de segurança.

5.4 Reações nos apoios

Tendo em conta a possibilidade de ter de se recorrer a apoio de continuidade numa futura utilização da ponte Mabey Compact 200 interessa registar as reações expectáveis nos apoios. Para tal, realizou-se a simulação para duas possíveis situações: i) apenas peso próprio (peso real) e ii) somente a passagem da viatura militar. Para esta última situação, manteve-se a posição da viatura, isto é, no limite direito do tabuleiro, de forma a obter os de valores máximos e mínimos expectáveis em cada grupo de apoios.

A ponte possui seis grupos de apoios, 4 nas extremidade e 2 no apoio intermédio, sendo cada grupo constituído por 3 apoios diretos no terreno. Para efeitos de registo dos valores da Tabela 5, somam-se as reações dos 3 apoios de cada grupo de forma a ficar uma reação apenas.

Tal como seria de esperar, para a ação do peso próprio, as reações dos apoios simples são 3/8 do peso próprio de 1 vão e no apoio contínuo 2 x 5/8 do peso próprio de 1 vão, uma vez que a configuração adotada, pode ser simplificada como dois vãos encastrados / apoiados.

Tabela 5 - Reações para o Peso Próprio e para o Leopard 2 A5 para um alinhamento de treliças

		Peso Próprio (kN)	Leopard 2 A5 (kN)
Apoio Simples	Mínimo	-	-169,56
	Máximo	223,98	392,89
Apoio de Continuidade	Mínimo	-	-16,02
	Máximo	741,12	304,99

Para a passagem da viatura militar os valores também estão dentro do expectável, uma vez que nos apoios simples a descarga faz-se mais facilmente sobre estes, enquanto que no apoio de continuidade, o facto de haver continuidade de vãos e de ter vigas de distribuição, leva a uma maior distribuição para os outros apoios.

5.5 Flecha de Serviço

É também importante avaliar o comportamento em serviço uma vez que deformações excessivas podem conduzir a eventuais problemas de circulação de viaturas.

Desta forma, foi feita a avaliação da flecha expectável em duas situações diferentes: uma com cada componente de carga isolada e outra com a combinação regulamentar da combinação frequente, segundo o EC3, para ser passível de ser comparada com a flecha máxima regulamentar.

Para a primeira situação fez-se a avaliação da flecha máxima da estrutura sem qualquer carga e com um fator de majoração de 1.0. De igual forma, fez-se a avaliação da flecha máxima da estrutura apenas à passagem da viatura militar e com um fator de majoração de 1.0. Os resultados são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Flecha máxima para o peso próprio e para a viatura militar

	Peso Próprio	Leopard 2 A5	Total
Flecha máxima (mm)	51.1 mm	45.7 mm	96.8 mm

Uma vez que o Eurocódigo 3 não define a flecha máxima permitida para a Combinação Frequente, recorreu-se, uma vez mais, à regulamentação britânica. Desta forma, segundo o BS5950-Parte1, Cap. 6, é permitida uma flecha até $L/360$, o que corresponde para um vão 57.91 m a uma flecha máxima admissível de 160.8 mm. No entanto, uma vez que os valores da Tabela 6 não correspondem a uma combinação regulamentar, não pode ser feita uma comparação equiparável com a flecha máxima regulamentar.

Para obter uma combinação para a combinação frequente, de acordo com o EC0 (CEN 2009), utilizou-se para as cargas permanentes, neste caso apenas o peso próprio, um coeficiente parcial de ação de 1.0, para as cargas uniformemente distribuídas um coeficiente parcial de ação

de de 0.4 e para a veículo tipo do EC um coeficiente parcial de ação de de 0.75 resultando na seguinte expressão:

$$\text{ELS: } 1.0 \times (cp) + 0.4 \times (CUD) + 0.75 \times (VT) \quad (6)$$

A flecha elástica máxima obtida para a combinação frequente foi de 110.2 mm, menor que os 160.8 mm regulamentares, correspondendo a aproximadamente $L/500$.

Pereira (2015) para a mesma combinação e vão, com configuração simplesmente apoiada, obteve um deslocamento máximo elástico de 165.5 mm, ou seja, 50.5 % maior que com a mesma combinação. A redução da deformabilidade de montagem e serviço da estrutura constitui aliás a principal vantagem da solução com continuidade no apoio intermédio.

5.6 Máximo vão para os casos de carga

Dado que as prioridades do presente estudo são aumentar a capacidade de carga e determinar a que vão de montagem lhe corresponde, interessa, desde logo, para as ações previamente abordadas e sem efetuar qualquer alteração nas propriedades geométricas da ponte, determinar qual o vão máximo para uma ponte constituída por dois vãos de igual dimensão, capazes de resistir ao ELU com a filosofia de segurança e as sobrecargas rodoviárias definidos no Eurocódigo e a filosofia de segurança e sobrecarga correspondente ao Veículo Militar Leopard definidos no STANAG 2021 (designadas por ELU “civil” e ELU “militar”, respetivamente).

a) ELU “civil”

Uma vez que 19 módulos em cada vão, correspondentes a um comprimento total dos dois vãos de 115.82 m, não verifica a segurança com uma grande margem, fez-se uma redução inicial de 3 módulos de 3.048 em cada um dos vãos, totalizando um comprimento dos dois vãos de 97.54 m. Mais uma vez, porém, não é verificada a segurança por uma grande margem.

A partir dos 16 módulos em cada vão, fez-se uma redução gradual de um módulo em cada um deles, até se verificar a segurança completa da ponte.

Quando a ponte atingiu os 12 módulos em cada vão, correspondentes a um comprimento total de $73.15 \text{ m} = 2 \times 36.58 \text{ m}$, as diagonais deixaram de ser condicionantes nas verificações de segurança. As cordas inferiores, todavia, continuaram a estar 40% acima do permitido no rácio de interação de esforços, verificando-se a segurança, porém no limite, aos 10 módulos por vão, isto é, um comprimento total dos dois vãos de $60.96 \text{ m} = 2 \times 30.48 \text{ m}$.

b) ELU “militar”

Dependendo do modo de travessia, entre *Risk* ou *Caution*, esta deve ter como ações uma ou duas viaturas militares, respetivamente, sendo que no caso de possuir duas viaturas militares estas devem estar separadas no mínimo 30.5 m.

Quanto ao ELU Militar adotou-se o mesmo princípio anteriormente utilizado, com a diferença de se subtrair, inicialmente, módulo a módulo, uma vez a ponte não verifica a segurança com 19 módulos por uma margem relativamente pequena.

Deste modo, a ponte verifica a segurança nas diagonais a partir dos 17 módulos por vão, isto é, num comprimento total de vãos de 103.63 m e relativamente às cordas, verifica a segurança a partir de 16 módulos por vão, ou seja, um comprimento total de vãos de 97.54 m, sendo este o comprimento máximo que a ponte pode possuir, se tiver um modo de travessia *Caution* e permita a passagem de 2 viaturas militares simultaneamente.

6 Verificação estrutural com alterações à ponte existente

Conforme o capítulo anterior mostrou, as verificações de segurança do ELU foram condicionantes nas secções junto do apoio de continuidade, mais especificamente, nas diagonais e nas cordas inferiores comprimidas.

Por conseguinte, interessa estudar possíveis soluções de alteração da geometria ou de reforço destas secções de forma a tornar a ponte mais capaz de resistir às sobrecargas de projeto definidas no Eurocódigo 1- Parte 2.

6.1 Aumento da distância entre cordas

Como é possível observar na Figura 46 os primeiros modelos da ponte Mabey contemplavam a possibilidade de haver painéis com alturas diferentes nas zonas em que o momento fletor fosse maior. No caso de simplesmente apoiado, seria a meio vão. Esta solução ampliava a capacidade resistente da ponte já que aumentava a distância entre as cordas, permitindo um maior “braço” para resistir ao momento fletor o que, conseqüentemente, levava a uma diminuição dos esforços axiais instalados nas cordas. Por outro lado, o aumento da altura levava a um aumento da inclinação das diagonais melhorando a resistência ao esforço transversal. Esta solução, todavia, pode causar problemas na configuração simplesmente apoiado – encastrado, porquanto aumenta o comprimento de encurvadura das diagonais comprimidas que conduz a uma diminuição da sua resistência. Assim, interessa avaliar se o aumento de inclinação das diagonais compensa o efeito do aumento do comprimento de encurvadura.

Para tal utilizou-se como base a configuração inicial da ponte Mabey, em que os painéis tinham como altura base 1.52 m e, se fosse insuficiente para resistir ao momento fletor, haveria um painel que fazia a transição de 1.52 m para 2.30 m. Sendo o painel de maior altura 1.5 vezes maior que os painéis “standard”.

De igual forma, tendo atualmente o painel “standard” uma altura de 2.13 m, respeitando a relação do painel final ser 1.5 vezes maior, criou-se um painel que fez a transição de 2.13 m para 3.2 m.

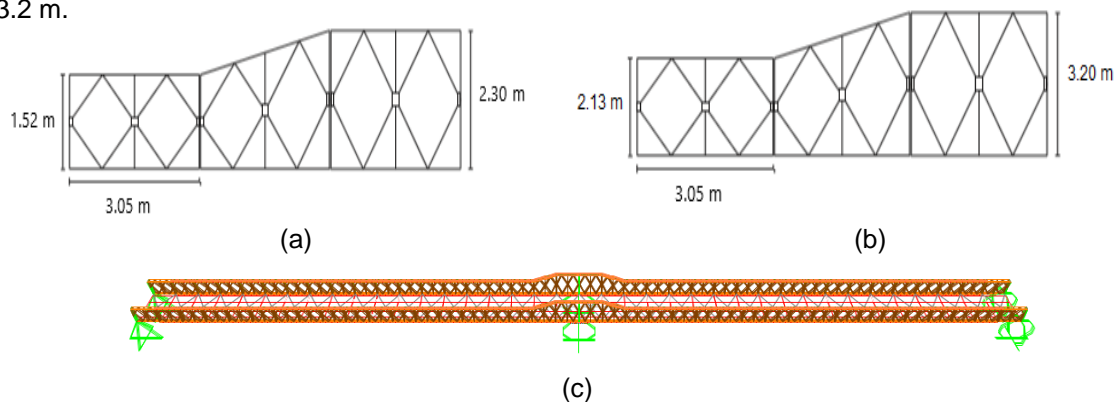


Figura 46 - a) Configuração inicial da ponte Mabey (1987); b) Configuração adaptada para modelo em estudo; c) Modelo de análise SAP

6.1.1 Verificação do ELU

a) ELU para o veículo Militar

Como referido, segundo o STANAG 2021, a ponte apenas verifica a segurança para o modo de travessia “Risk”, como foi comprovado pelo facto de não ser possível a passagem de duas viaturas militares espaçadas 30.5 m simultaneamente. Verificou-se assim, novamente, a ponte para o ELU com duas viaturas Leopard com espaçamento de circulação entre elas de 30.5 m.

Os resultados da Tabela 7 mostram que, face às alterações realizadas, a ponte cumpre as verificações de segurança para o ELU regulamentar.

Tabela 7 - Verificações de segurança para ELU militar

	Configuração Inicial	Configuração Alterada
Esforço Axial - kN (corda mais crítica)	-638.16	-400.94
Rácio de Interação	1.30	0.98
Verificação	Não Verifica	Verifica

Os resultados obtidos confirmam o que seria expectável dado que tendo a distância entre cordas aumentado, tal leva a uma diminuição dos esforços nas cordas inversamente proporcional ao aumento dessa distância. Neste caso, tendo a configuração das cordas aumentado 1.50 vezes em relação à configuração inicial, ao realizar o inverso do esforço final em relação ao esforço inicial é possível observar uma relação de 1.59, de acordo com o expectável.

b) ELU segundos os Eurocódigos

Para se realizar a verificação da segurança em relação aos Eurocódigos, utilizou-se o mesmo modelo de carga efetuado previamente, porém, ao contrário do ELU Militar, a configuração adotada não foi suficiente para verificar o ELU de segurança da ponte, ocorrendo rácios superiores a 1 tanto nas diagonais comprimidas como nas cordas (Figura 47).

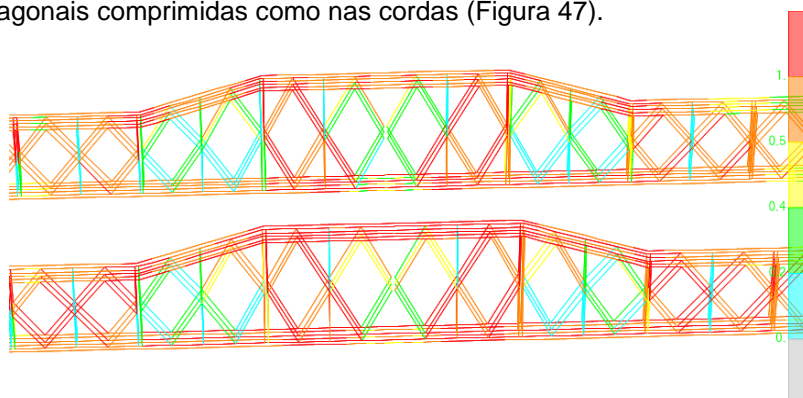


Figura 47 - Verificação da segurança ao ELU do EC (apoio de continuidade)

A zona mais condicionante, tal como seria de esperar, foi nos planos de treliça onde se encontra o “Lane” de 9 kN/m², registando-se diagonais esforçadas 2.6 vezes mais que o permitido nas verificações de segurança e cordas 1.7 vezes mais do que o permitido.

Ao contrário das configurações anteriores, o aumento da distância entre cordas alterou a localização das secções mais condicionantes das cordas para as diagonais uma vez que o aumento do “braço”, melhora a resistência das cordas mas piora a resistência das diagonais devido ao aumento do comprimento de encurvadura.

Assim, é possível concluir que sem alteração das secções das diagonais não é possível verificar a segurança ao ELU para as sobrecargas “civis” definidas na Parte 2 do EC1.

6.2 Sobreposição de painéis

À semelhança de outros tipos de pontes militares, mais especificamente a ponte Bailey, a ponte Mabey permite uma sobreposição de painéis em altura como forma de aumentar a sua capacidade resistente (Figura 48).

Para tal, na corda superior de um módulo ao invés de se utilizar um reforço-corda faz-se a acoplação de outro módulo, através da corda inferior do último, uma vez que os perfis da corda e do reforço-corda são os mesmos.



Figura 48 - Utilização de painéis sobrepostos no Reino Unido. Adaptado de Mabey Bridge 2020

Uma vez que os principais problemas nas verificações de segurança se localizam no apoio intermédio, optou-se inicialmente por colocar módulos sobrepostos apenas nos módulos que não verificavam a segurança junto do apoio intermédio, o que se revelou uma má opção uma vez que conduzia a grandes esforços locais nos módulos imediatamente a seguir aos módulos sobrepostos. Assim, concluiu-se que se devia realizar as sobreposições ao longo de toda a ponte, à exceção dos módulos junto dos apoios de extremidade (Figura 49).

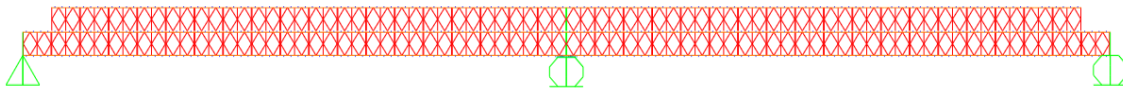


Figura 49 - Modelo adotado para a sobreposição de módulos

6.2.1 Verificação do ELU

a) ELU para o veículo Militar

Para as verificações de segurança ao ELU com o veículo militar, utilizou-se o mesmo modelo de carga com duas viaturas militares distanciadas de 30.5 m e verificou-se a segurança em todas as secções.

Os resultados mostram a verificação da segurança com uma margem relativamente grande, tanto nas diagonais como nas cordas. O resultado das secções mais esforçadas pode ser visto na Tabela 8.

Tabela 8 - Secções mais esforçadas para o ELU Militar

Elemento mais esforçado	Corda Superior	Corda inferior	Diagonal
Esforço Axial - kN	195.00	-216.25	-73.44
Rácio de Interação	0.19	0.29	0.44
Verificação	Verifica	Verifica	Verifica

b) ELU para as sobrecargas civis

Relativamente à verificação da segurança ao ELU com as sobrecargas civis definidas na EN1991-2, utilizou-se o mesmo modelo de carregamento anteriormente usada nas verificações para este cenário de carga. Os esforços máximos verificados encontram-se na Tabela 9.

Tabela 9 - Secções mais esforçadas o ELU EC

Elemento mais esforçado	Corda Superior	Corda inferior	Diagonal
Esforço Axial - kN	738.27	-595.84	-342.11
Rácio de Interação	0.71	0.94	1.35
Verificação	Verifica	Verifica	Não Verifica

Ao contrário do ELU para o veículo Militar, a alteração efetuada à ponte revelou-se insuficiente já que, apesar do problema nas cordas ter sido ultrapassado, devido ao aumento da distância entre as cordas mais extremas e a existência de uma corda intermédia, as diagonais continuam a não ser suficientes para resistir aos esforços a que são solicitadas.

Apesar disso, os esforços nestas diagonais diminuiram comparativamente à configuração inicial sem qualquer alteração. Esta diminuição dos esforços deve-se especialmente ao facto de com dois planos de treliça existirem mais caminhos diagonais de encaminhamento das cargas. No

entanto, para as diagonais do apoio intermédio, dado que este encaminhamento de cargas acaba por ter de ser feito concentrando os esforços nas diagonais que se direccionam para os apoios, estas verificaram ser as mais condicionantes, ainda que menos face à configuração inicial.

Assim haveria a necessidade de, para além de realizar a sobreposição de painéis, realizar o reforço das diagonais com recurso a chapas nos primeiros quatro módulos para ambos os lados em relação ao apoio intermédio e de reforçar os primeiros dois módulos de ambas as extremidades. O custo associado a ter praticamente o dobro dos painéis é previsivelmente elevado, pelo que não se desenvolveu o estudo adicional de solução de reforço das diagonais que ainda seria necessária.

6.3 Alteração das secções transversais de cordas e diagonais

Como visto anteriormente, a alteração da geometria da ponte é uma solução que dificilmente permitirá a verificação da segurança das secções ao ELU para as sobrecargas civis, uma vez que o aumento do “braço” entre cordas diminui os esforços nestas, mas aumenta o comprimento de encurvadura das diagonais. A diminuição do comprimento das diagonais diminui o comprimento de encurvadura, melhorando o seu comportamento, mas diminui a distância entre cordas, aumentando os esforços nas mesmas.

Uma possível solução será a alteração das secções, dado que tal permite um aumento de área nas mesmas e, conseqüentemente, uma maior resistência aos esforços axiais.

Dado que os módulos estão definidos de uma forma “standard” uma possível forma de aumento da área, sem ter que modificar os módulos pré-definidos de fábrica, é através da aplicação de chapas metálicas que, podem ser, tanto soldadas como aparafusadas aos perfis.

Relativamente às diagonais, adotou-se como possível solução soldar uma chapa de 10 mm com a largura igual à altura da alma do perfil “C”, ou seja, 76.2 mm, aumentando a área cerca de 190% face à secção original (Figura 50).

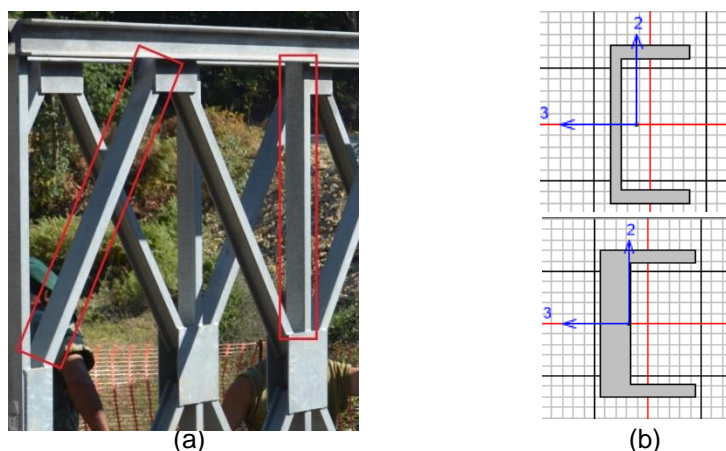


Figura 50 - a) Local do reforço; b) Perfil antes e depois do reforço com a chapa no modelo SAP

Dado que as cordas se encontram ligadas às diagonais oblíquas e diagonais verticais, impossibilitando uma passagem direta da chapa ao longo do módulo, reforçar diretamente as cordas revelou-se difícil. Assim, optou-se por adicionar a chapa ao reforço-corda, uma vez que esta se encontra ligada diretamente à corda e possui exatamente a mesma secção.

Tanto as cordas superiores como as cordas inferiores possuem o reforço-corda e dado que os módulos não têm orientação, podendo rodar 180°, optou-se por colocar a chapa em ambas as cordas do módulo. No caso da corda superior, colocou-se por cima do reforço-corda e, no caso da corda inferior, colocou-se por baixo do reforço-corda, como é possível observar na Figura 51.

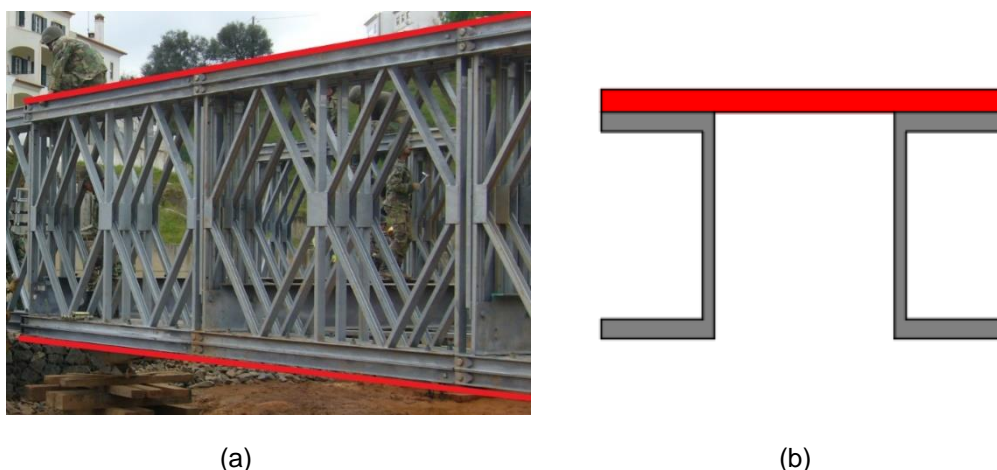


Figura 51 – a) Locais, a vermelho, para colocação do reforço; b) Reforço colocado por cima dos banzos dos perfis “C” das cordas

A chapa adicionada possui uma espessura de 20 mm e uma largura capaz de cobrir os banzos dos perfis “C” e o espaço entre estes, ou seja, $50+80+50 = 180$ mm, levando a um aumento de área de 240% face à área do perfil inicial, no entanto, mais que duplica o peso destas secções.

6.3.1 Verificação do ELU

Relativamente à verificação da segurança ao ELU segundo o EC, utilizou-se o mesmo modelo de carregamento anterior e verificou-se a segurança em todas as secções. O resumo dos resultados obtidos é apresentado na Tabela 10.

Tabela 10 – Solução de reforço das secções – resumo do ELU no apoio de continuidade

Elemento mais esforçado	Corda Superior	Corda inferior	Diagonal
Esforço Axial - kN	1172.00	-1017.00	-459.10
Rácio de Interação	0.98	0.97	0.97
Verificação	Verifica	Verifica	Verifica

Os resultados mostram que as alterações efetuadas são suficientes para verificar a segurança ao ELU com as sobrecargas civis, no entanto, relativamente ao apoio intermédio, a corda

superior, ainda que não comprimida, verificou-se como o elemento mais condicionante, uma vez que a ausência da viga de distribuição na corda superior aumenta os esforços a que a corda está sujeita, ao invés da corda inferior, que tem os esforços reduzidos, quer em termos de momentos fletores, quer em esforço axial, ainda que esteja comprimida.

O elemento mais esforçado da corda inferior foi uma parcela de reforço da corda imediatamente após o fim da viga de distribuição, apresentando um rácio de 0.97, não tanto como resultado do esforço axial instalado, mas dos momentos fletores locais.

Sendo uma solução que verifica a segurança segundo o EC, importa verificar se as ligações verificam igualmente a segurança, uma vez que, o SAP não faz verificação da segurança direta da segurança das ligações.

Verificou-se que as ligações entre corda e reforço-corda se apresentam como as mais condicionantes com um esforço transversal máximo transmitido, correspondente à ação, de 149 kN. Esta ligação é feita através de um M24 cl. 8.8, com uma área de 353 mm² e um $f_{ub} = 800$ MPa, tendo uma resistência ao corte simples de (Ver equação (14) do Anexo A):

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha f_{ub} A}{\gamma_{m2}} = \frac{0.6 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25} = 135.6 \text{ kN} < F_{v,Ed} = 149 \text{ kN} \quad \text{X}$$

Dado que o diâmetro do parafuso em catálogo não é suficiente para verificar a segurança da ligação, ter-se-ia que adotar uma de duas possíveis soluções: aumentar a classe dos parafusos de ligação ou aumentar o diâmetro dos parafusos.

Relativamente à possibilidade de aumentar a classe, poder-se-ia recorrer à classe 10.9, resultando num aumento da tensão última de 800 MPa para 1000 MPa e resultando numa resistência ao corte simples:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times 1000 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25} = 141.2 \text{ kN} < 149 \text{ kN} \quad \text{X}$$

Assim, a única opção viável seria o aumento do diâmetro para um M27 cl 8.8 que apresenta uma resistência ao corte simples suficiente para verificar a segurança:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 10^3 \times 459 \times 10^{-6}}{1.25} = 176.3 \text{ kN} > 149 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Uma vez que o catálogo do fornecedor não indica se o furo permite maiores diâmetros para além do M24, houve a necessidade de verificar com a Companhia de Pontes o diâmetro dos furos da ligação corda com reforço-corda pelo que se verificou que o diâmetro permite no máximo um diâmetro M24.



Figura 52 - Diâmetro da ligação em estudo. Adaptado de Companhia de Pontes (2020)

O facto de a ligação não permitir diâmetros de parafusos maiores que M24, torna esta solução muito trabalhosa uma vez que requeria aumentar o diâmetro dos furos de todas as ligações para realizar esta solução de reforço. Pensa-se aliás que este tipo de operações deve ser feito apenas pelo fabricante de forma a garantir o controlo e a qualidade da estrutura. No entanto, poderia constituir uma hipótese se fosse possível adquirir de fábrica esta solução. Todavia, seria ainda necessário estudar a continuidade dos reforços das chapas nas ligações entre módulos, o que torna esta solução ainda menos interessante. Assim, não se desenvolveu mais esta solução de reforço.

6.4 Duplicação do reforço-corda

Uma vez que a solução anteriormente apresentada não verificava a segurança nas ligações e teria problemas na continuidade entre os vários módulos, apesar de verificar a segurança nas cordas devido ao aumento da área no reforço-corda e pelo aumento do “braço” do momento, surgiu como possibilidade, criar um reforço extra, sendo este montado como mais um reforço-corda por baixo do reforço-corda, no caso da corda inferior e, por cima do reforço-corda, no caso da corda superior (Figura 53). Assim, de forma análoga à opção estudada antes, optou-se por manter o reforço nas diagonais dos cinco módulos em ambos os lados do apoio intermédio e no módulo do apoio de extremidade em ambos os lados, uma vez que, o problema fica facilmente resolvido com a adição de uma chapa de 10 mm.

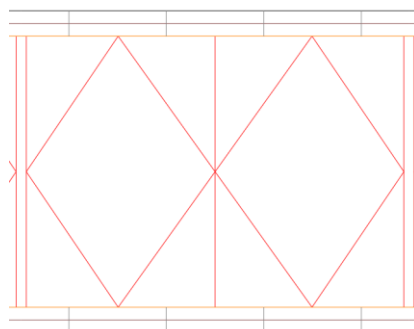


Figura 53 - Modelo SAP 2D de um módulo com duplicação do reforço-corda (elemento acrescentado a preto)

6.4.1 Verificação do ELU de resistência

a) ELU para as sobrecargas dos Eurocódigos

Relativamente à verificação da segurança ao ELU com as sobrecargas civis dos Eurocódigos, utilizou-se o mesmo modelo de carregamento anterior e verificou-se a segurança em todas as secções.

A solução verifica a segurança ao ELU, porém, surgiu um problema localizado na zona onde a viga de distribuição termina, gerando um ligeiro aumento do esforço axial, mas principalmente, um aumento do momento fletor local.

Assim, sendo a viga de distribuição um perfil comercial HEB 300, utilizou-se como alternativa para diminuir o impacto da diminuição brusca da rigidez, um perfil de inércia variável, de forma a fazer a transição gradual até ao limite da viga de distribuição tentando diminuir o momento local.

Desta maneira, testaram-se diversas vigas com diferentes alturas de alma, chegando a uma solução final que consiste numa viga de distribuição com 2.30 m de comprimento com inércia constante e em ambas as extremidades um comprimento adicional de transição de 0.90 m com inércia variável, variando de um perfil HEB 300 para um perfil com as mesmas propriedades geométricas dos banzos, a mesma espessura da alma, no entanto, uma variação linear de altura da alma de 30 cm para 10 cm, de forma a ter espaço para realizar a soldadura necessária para reduzir a altura da alma (Figura 54).

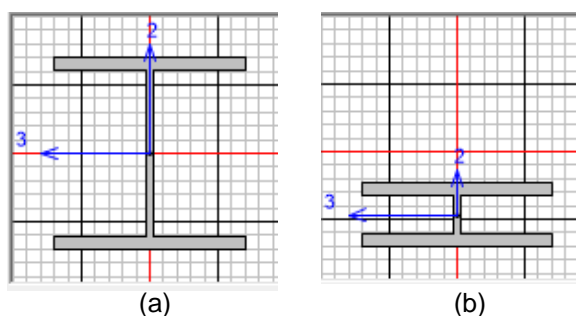


Figura 54 – Secção da viga com inércia variável: a) Secção Inicial; b) Secção Final

A aplicação da viga com inércia variável nas extremidades permitiu verificar a segurança do reforço-corda mais externo, imediatamente a seguir ao fim da viga de distribuição, tendo os seus esforços registado as alterações apresentadas na Tabela 11.

Tabela 11 - Variação dos esforços com a aplicação da viga de inércia variável

	N_{Ed} (kN)	M_{yy} (kNm)	Rácio de Interação
Viga de Inércia Constante	-1045.00	-12.64	1.14
Viga com Inércia Variável	-1039.00	-5.14	0.99

Tendo verificado a segurança do ELU de resistência após a aplicação da viga de distribuição com inércia variável, seguidamente optimizou-se o modelo por forma a obter os elementos estritamente necessários a ser reforçados. Relativamente às diagonais reforçadas houve necessidade de reforçar apenas as diagonais dos módulos dos apoios de extremidade e cinco módulos para ambos os lados em relação ao apoio intermédio, resultando em 12 de 38 módulos reforçados. Quanto aos reforços das cordas foram feitas várias iterações tendo em conta o diagrama de momentos expectável na ponte, no entanto, estando as cordas e os reforços-corda no apoio intermédio, quase no limite da sua capacidade resistente, qualquer tentativa de optimização, mesmo que nas extremidades, resultavam imediatamente na não verificação da segurança de algum elemento no apoio intermédio.

Relativamente às verificações de segurança das ligações entre as cordas e o reforço-corda, verificou-se uma redução no esforço transversal máximo verificado, sendo o máximo verificado correspondente a 139 kN, que, tal como visto anteriormente, não verifica a segurança para o corte simples um M24 cl. 8.8, porém, verifica para um M24 cl.10.9:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times 1000 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25} = 141.2 \text{ kN} > 139 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Uma vez que esta solução necessitaria de um parafuso com maior comprimento por ter de fazer a ligação de três secções em vez das duas para o qual foi concebido, aliado ao facto de serem parafusos comerciais, não existe problema em efetuar a alteração da sua classe.

Outras ligações que importam igualmente analisar, são as ligações entre as carlingas que sustentam o tabuleiro com os planos de treliças verticais, como apresentado na Figura 55, nomeadamente, a verificação ao corte, o esmagamento da chapa e a rotura do bloco, já que esta é uma ligação condicionante nas pontes metálicas especialmente para casos de sobrecargas elevadas como são as sobrecargas civis definidas no EN1991-2.

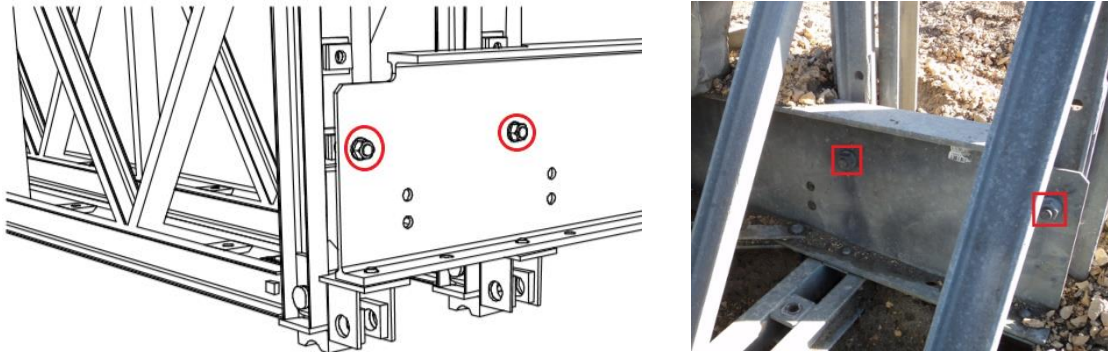


Figura 55 - Ligação entre carlinga e as treliças

A primeira verificação de segurança efetuada foi a resistência ao corte simples. O maior esforço transversal verificado na carlinga foi de 167 kN, e dada a existência de dois parafusos M24 cl. 8.8, verifica-se a segurança com alguma folga:

$$F_{v,Rd} = 2 \times \frac{0.6 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25} = 271.2 \text{ kN} > 157 \text{ kN} \quad \checkmark$$

A verificação seguinte foi a resistência ao esmagamento que, como por ser observado, na equação (A7) do Anexo A corresponde a:

$$F_{b,Rd} = \frac{1.5 f_u d t}{\gamma_{m2}}$$

em que:

f_u – Tensão última do parafuso

d – Diâmetro do furo

t – Espessura da chapa

Tem-se assim:

$$F_{b,Rd} = \frac{1.5 \times 800 \times 10^3 \times 24 \times 10^{-3} \times 8 \times 10^{-3}}{1.25} = 184.32 \text{ kN} > 157 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Por fim, realizou-se a verificação da resistência da rotura do bloco que de acordo com a equação (A8) do Anexo A:

$$V_{\text{eff},2,Rd} = \frac{0.5 f_u A_{nt}}{\gamma_{m2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

em que:

f_u – Tensão última do parafuso

f_y – Tensão última da chapa

A_{nt} – Área solicitada à tração

A_{nv} – Área solicitada ao corte

Assim:

$$\begin{aligned}
 V_{\text{eff},2,\text{Rd}} &= \frac{0.5 \times 800 \times 10^3 A_{nt}}{1.25} + \frac{460 \times 10^3 A_{nv}}{1.25} = \\
 &= \frac{0.5 \times 800 \times 10^3 \times (5.5 \times 8) \times 10^{-4}}{1.25} + \frac{460 \times 10^3 \times (5.5 \times 2.4) \times 10^{-4}}{1.25} \\
 &= 1893 \text{ kN} \gg 157 \text{ kN} \checkmark
 \end{aligned}$$

Relativamente à resistência ao esforço transversal da alma da carlinga, uma vez que é a zona onde este é maior, o valor será dado pela equação (A3) do Anexo A:

$$V_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

em que:

f_y – Tensão última da chapa

A_v – Área resistente ao Esforço Transverso

Assim:

$$V_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = \frac{8 \times 10^{-3} \times 462 \times 10^{-3} \times 490 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1.0} = 1045.6 \text{ kN} \gg 157 \text{ kN} \checkmark$$

É possível observar que a resistência da alma da carlinga ao esforço transversal não é condicionante para as verificações de segurança de ELU apresentadas.

a) ELU para o veículo Militar

Para as verificações de segurança ao ELU militar, utilizou-se o mesmo modelo de carga com duas viaturas militares distanciadas de 30.5 m e verificou-se a segurança em todas as secções.

Relativamente às verificações de segurança, todas as secções se encontram bastante folgadas quanto à sua capacidade resistente máxima sendo que a corda e a diagonal mais esforçada, apresentam os esforços representados na Tabela 12.

Tabela 12 - Esforços máximos para ELU Militar

	N_{Ed} (kN)	M_{yy} (kNm)	Rácio de Interação
Corda	-304.40	-1.36	0.26
Diagonal	-116.03	-0.30	0.35

Relativamente às verificações de segurança das ligações entre as cordas, o esforço transversal máximo corresponde a 68 kN, havendo uma grande redução no esforço transversal máximo comparativamente ao ELU para as sobrecargas civis, sendo que, os M24 cl.8.8 seriam

suficientes para verificar a segurança, porém, sendo a combinação mais condicionante que prevalece nas verificações de segurança, mantiveram-se os parafusos M24 cl. 10.9:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times 1000 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25} = 141.2 \text{ kN} > 68 \text{ kN} \quad \checkmark$$

No entanto, face ao esperado, as ligações mais condicionantes neste caso de estudo, são as ligações entre as carlingas com os planos de treliças verticais, uma vez que, sendo o Leopard, para efeitos de dimensionamento, quase uma carga concentrada, este cria um esforço transversal muito maior nas carlingas à passagem das viaturas pelo tabuleiro do que cargas distribuídas civis. O esforço transversal máximo nas carlingas é semelhante ao longo de toda a ponte, variando entre 192 kN e 201 kN.

Assim, como anteriormente, fizeram-se as verificações de segurança destas ligações a três cenários: corte, esmagamento e rotura do bloco. As fórmulas aplicadas são em tudo semelhantes, apenas variando o esforço atuante:

1. Corte simples

$$F_{v,Rd} = 2 \times \frac{0.6 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25} = 271.2 \text{ kN} > 201 \text{ kN} \quad \checkmark$$

2. Esmagamento

$$F_{b,Rd} = \frac{1.5 \times 800 \times 10^3 \times 24 \times 10^{-3} \times 9 \times 10^{-3}}{1.25} = 207.36 \text{ kN} > 201 \text{ kN} \quad \checkmark$$

3. Rotura do bloco

$$\begin{aligned} V_{\text{eff},2,Rd} &= \frac{0.5 \times 800 \times 10^3 \text{ Ant}}{1.25} + \frac{460 \times 10^3 \text{ Anv}}{1.25} = \\ &= \frac{0.5 \times 800 \times 10^3 \times (5.5 \times 8) \times 10^{-4}}{1.25} + \frac{460 \times 10^3 \times (5.5 \times 2.4) \times 10^{-4}}{1.25} \\ &= 1045.6 >> 201 \text{ kN} \quad \checkmark \end{aligned}$$

Ainda que os valores de esforço transversal nas ligações das carlingas com os planos verticais de treliças sejam mais elevados que na combinação ELU do EC, estas não foram condicionantes, verificando-se a segurança do ELU de resistência das mesmas. Para além disso,

como se pode observar na Figura 55, as ligações não suportam 100% dos esforços já que a carlinga se encontra apoiada inferiormente na corda inferior da treliça, levando a que uma parte dos esforços passe diretamente por contacto e portanto não tenha que passar pelas ligações, aumentando ainda mais a capacidade de carga da ligação de apoio das carlingas nas cordas inferiores das treliças.

Realizadas todas as verificações de segurança com sucesso pode-se validar a solução como possível reforço a ser utilizado. Assim, o reforço consiste na duplicação dos reforços das cordas, tanto da corda superior como da corda inferior (a vermelho na Figura 56), bem como o reforço das diagonais tanto nos módulos de extremidade como nos cinco módulos para ambos os lados relativamente ao apoio intermédio (a verde na Figura 56).

Relativamente à viga de distribuição, esta deve possuir inércia variável de forma a permitir uma redução gradual de rigidez por forma a não originar esforços locais muito acentuados nas cordas/reforço-corda nos troços imediatamente após o fim da viga de distribuição. As ligações devem ser M24 cl 10.9 de forma a verificar a ligação entre a corda e o reforço-corda (círculo a preto da Figura 56).



Figura 56 - Reforços/alterações representadas num painel-tipo

7 Processo de Montagem da Solução Adotada

O capítulo anterior permitiu estudar várias hipóteses de possíveis reforços a adotar no modelo de ponte Mabey Compact 200, que cumpram as verificações de segurança de ELU com sobrecargas militares e com sobrecargas civis de acordo com os Eurocódigos.

No estudo destas soluções interessa, além de cumprirem a segurança regulamentar, que alterem o mínimo possível os elementos e as secções existentes. Deste modo, para as cordas surgiu como solução a duplicação do reforço-corda, ligado com um parafuso comercial M24 cl. 10.9 e para as diagonais a soldadura de uma chapa de 10 mm S460N nos primeiros cinco painéis, em ambos os lados do apoio intermédio e, no apoio de extremidade, em ambas as extremidades, reforçando as diagonais em 12 de 38 módulos.

Interessa, complementarmente, estudar a solução de montagem da solução proposta para dois vãos e um tabuleiro contínuo, e avaliar as condições de segurança desta operação.

7.1 Processo de montagem de catálogo – Lançamento

Incremental

Tal como já discutido no Capítulo 3, das várias formas possíveis de montagem, a mais utilizada, especialmente quando se pretende montar vários vãos, corresponde ao lançamento incremental da estrutura a partir de uma das margens. Neste caso, lançamento de 2 vãos contínuos com 57.91 m cada.

Para tal, deve-se executar o lançamento tal como consta no catálogo, sendo que, nos casos em que existe continuidade de vãos, é necessária especial atenção, dado que, além de ser necessário colocar os roletes de lançamento na margem oposta, é preciso colocar roletes no pilar intermédio. Acresce que, neste caso, deve ter-se ainda em atenção que o apoio no pilar se deve encontrar à mesma altura em ambas as margens, ou em caso de alturas distintas, deve-se certificar que este apoio se encontre à altura média das duas margens de forma a evitar a criação de esforços não considerados no dimensionamento, que podem corresponder a um assentamento ou a uma elevação do apoio intermédio. Deste modo, o cenário mais aconselhável, especialmente para fins civis, é o nivelamento de ambas as margens ou a utilização da mesma cota em toda a ponte e a posterior adoção de rampas de acesso para a ponte.



Figura 57 - Esquema de montagem proposto pelo fornecedor

A Figura 57, com maior pormenor no Anexo C, permite observar um guia simples com as várias etapas de montagem que devem ser seguidas, uma vez que a fase mais condicionante onde por vezes ocorrem acidentes é precisamente durante o seu processo de montagem.

De acordo com o guia de montagem, e considerando o painel 1 como o painel da extremidade do nariz de lançamento, devem seguir-se os seguintes passos para realizar o lançamento incremental de um tabuleiro metálico com as características da Ponte Mabey:

1. Em primeiro lugar, garantir a existência de duas *Balance Beam Assemblies* (apoios provisórios com roletes e um sistema de “baloço”) em ambas as margens e no pilar intermédio. Para além disso, na margem de lançamento, a 6.95 m, devem estar um grupo de dois *Rocking Rollers* (roletes de lançamento) e a partir deste, de igual forma, deve haver quatro grupos de dois *Rocking Rollers* com o espaçamento de 7.62 m, correspondente ao comprimento de 2.5 painéis.
2. Montar o nariz de lançamento com 13 painéis super, sem tabuleiro, utilizando duas ligações de lançamento entre os painéis 3-4 e 4-5 (Figura 58). A este nariz de lançamento devem estar já ligados três painéis super ao corte (14, 15 e 16) com o tabuleiro montado. Neste momento, o centro de gravidade encontra-se a 30.40 m da extremidade;



Figura 58 - Ligação de lançamento utilizada, fotografia tirada em Tancos dia 10/07/2020

3. De forma a ser possível fazer a montagem de cinco painéis adicionais, a configuração anterior deve ser lançada até ao painel 14 de forma a ocupar a posição previamente ocupada pelo painel 9. A posição do centro de gravidade mantém-se inalterada, face à configuração anterior, uma vez que o comprimento da consola se mantém igual, estando 30.40 m relativamente à extremidade;
4. Seguidamente, face à configuração anterior deve lançar-se o correspondente ao comprimento de 5 módulos de forma a possibilitar a montagem de mais 5 painéis. O centro de gravidade fica a uma distância de 40 m face à extremidade da consola;
5. Tendo uma consola maior, os lançamentos para aumento dos painéis, devem ser feitos com menores distâncias, sendo efetuado um lançamento de comprimento igual a três módulos, procedendo-se à montagem de três módulos adicionais. A posição do centro de gravidade passa a ser 50.50 m relativamente à extremidade da consola;
6. De igual forma, faz-se o lançamento do comprimento correspondente a três módulos e a montagem de outros três adicionais. A posição do centro de gravidade passa a ser 56 m face à extremidade da consola;
7. Faz-se o lançamento do comprimento correspondente a dois módulos por forma a montar outros dois adicionais, no entanto, nos antepenúltimo e penúltimo módulos (32 e 33) deve colocar-se 20 peças de tabuleiro, com um peso de 331.6 kg cada para equilibrar a estrutura. O centro de gravidade localiza-se agora a 65.40 m da extremidade da consola;
8. Seguidamente, deve-se avançar o comprimento correspondente a dois módulos, ficando a consola por cima dos roletes do pilar. Assim, por forma a criar o contacto com os roletes, remove-se o contrapeso colocado anteriormente, levando a uma descida da consola e ao contacto iminente com os roletes;
9. Deixando de haver uma consola tão condicionante, uma vez que os módulos anteriores à consola servem de contrapeso, lança-se o comprimento equivalente a aproximadamente 10 módulos, fazendo-se a montagem de outros 12 módulos;
10. Lança-se o comprimento equivalente a 14 módulos, tornando a ponte apoiada também na margem oposta. Procede-se à montagem dos últimos seis módulos;

11. Faz-se o lançamento de forma a colocar os módulos nas posições finais. Remove-se 12 dos 13 painéis do nariz de lançamento;
12. Tendo a ponte na posição final, com o auxílio de macacos hidráulicos (Figura 59), eleva-se cada apoio, por forma a colocar a ponte nos apoios definitivos, tendo o cuidado de não exceder uma inclinação superior a 1% e não deixando a ponte apoiada em dois ou três macacos simultaneamente. Para efetuar esta elevação deve seguir -se os passos “standard” definidos no manual;

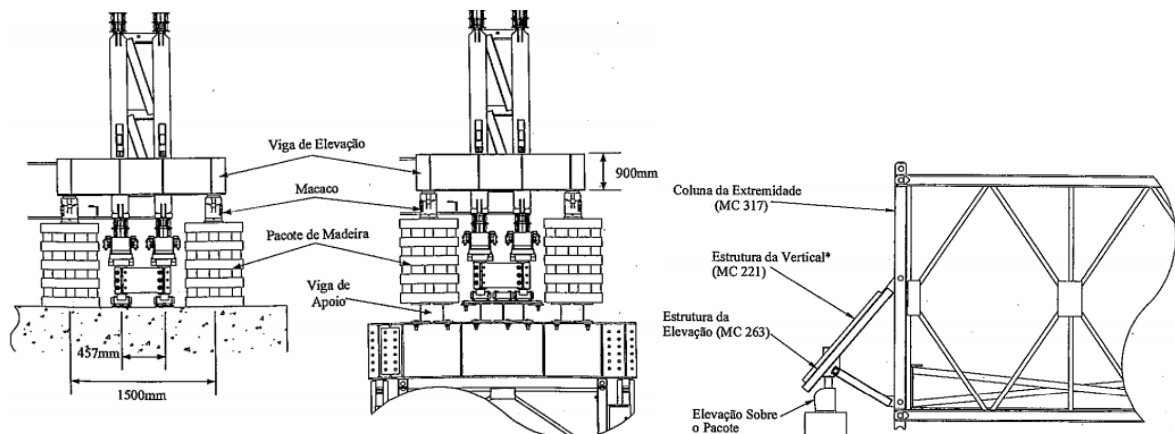


Figura 59 - Da esquerda para a direita: elevação do apoio intermédio e elevação dos apoios de extremidade. Adaptado de DIE do Exército Português

13. Assim que todas as operações de elevação tiverem sido concluídas, deve-se redistribuir os eventuais restantes componentes que tenham sido encaixados em diferentes posições para se efetuar o lançamento noutras posições necessárias para o funcionamento da ponte;
14. Efetua-se uma inspeção final da estrutura antes da sua entrada em serviço.

7.2 Caso Experimental – Lançamento de um tabuleiro com cinco módulos

Apesar de o nariz de lançamento possuir uma contraflecha com uma folga bastante acima da flecha expectável, realizaram-se medições aquando de um lançamento real no terreno uma vez que não havia qualquer medição realizada pela Companhia de Pontes da flecha da extremidade da consola do nariz de lançamento.

Surgindo uma oportunidade de participar na montagem e lançamento de uma Ponte Mabey Compact 200 com cinco módulos (15.24 m) no Regimento de Engenharia n.º 1 (RE1), estabeleceram-se como principais objetivos aferir um possível modelo SAP, com o objetivo de medir as flechas do nariz de lançamento e comparar com os valores medidos *in situ* possibilitando a verificação do modelo e, posteriormente, adaptação do modelo à solução adotada.

A configuração de montagem consiste em 10 painéis, sendo cinco destes correspondentes à ponte que se pretende lançar, um painel para auxiliar a montagem na margem de lançamento e quatro painéis correspondentes ao nariz de lançamento, sendo que no painel de extremidade se encontra a ligação de lançamento que lhe confere uma elevação de 363 mm na extremidade comparativamente à altura dos painéis (Consultar Anexo D).

Nesta configuração, três dos painéis definitivos têm o tabuleiro montado, para além de terem 12 peças de tabuleiro empilhadas no painel com tabuleiro mais oposto ao nariz de lançamento, assim deslocando o centro de gravidade para mais perto da margem de lançamento possível, para evitar o desequilíbrio da estrutura durante o lançamento (Figura 60).



Figura 60 – Ligação de Lançamento adotada no painel de extremidade (à esquerda) e contrapeso colocado na margem de lançamento (à direita). Fotografias tiradas em Tancos dia 10/07/2020

Para se efetuarem as medições da flecha da extremidade do nariz de lançamento utilizou-se o equipamento de medição topográfico, no entanto, problemas de *software* surgidos imediatamente antes do lançamento da ponte, impossibilitaram o uso de equipamento mais sofisticado, pelo que se teve de recorrer a teodolitos analógicos que possuem margens de erro muito maiores, dado que:

- A calagem do equipamento nunca é exata;
- São necessárias fazer cinco medições: três na mira e duas angulares (vertical e horizontal) em cada alvo;
- A verticalidade da régua de mira é difícil de garantir devido às irregularidades do terreno;
- A régua de mira está graduada em centímetros, o que pode prejudicar as medições, uma vez que são expectáveis valores baixos de flecha para este comprimento em consola;
- Não houve possibilidade de registar leituras inversas, efetuando-se apenas leituras diretas, uma vez que, a celeridade do lançamento da ponte não o permitiu.



Figura 61 – a) Colocação da Régua de Mira na posição final da consola; b) Teodolito Sokkisha T60E utilizado. Fotografias tiradas em Tancos dia 10/07/2020

As medições efetuadas demonstraram que, comparativamente à flecha da consola antes do início do lançamento, a flecha aumentou 2.7 cm na extremidade da consola imediatamente antes da ponte apoiar na margem oposta.

Assim, é possível observar que a elevação inicial do nariz, de 36.3 cm, em relação aos roletes, está bastante acima da flecha verificada, levando a que a ponte só tenha contactado com os roletes da margem oposta aproximadamente 3 m depois da extremidade do nariz de lançamento ter chegado aos roletes da margem oposta.

Posteriormente, realizou-se um modelo numérico para estimar os deslocamentos medidos durante o lançamento. Neste modelo o peso próprio e as sobrecargas não foram majorados para simular o observado *in situ*. Este modelo é apresentado na Figura 62.

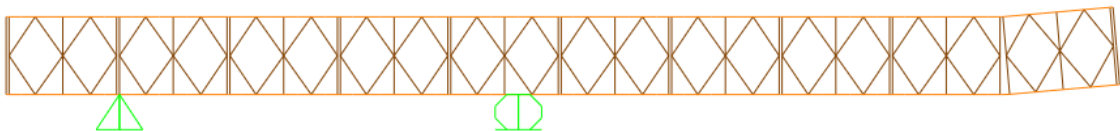


Figura 62 - Modelo SAP do lançamento imediatamente antes de chegar à margem oposta

Os resultados obtidos mostram uma flecha inicial antes do lançamento de aproximadamente 0.04 cm e uma flecha depois do lançamento e imediatamente antes de chegar aos roletes de 1.73 cm, perfazendo uma diferença de aproximadamente 1.69 cm, valor consideravelmente mais baixo que o valor medido com o equipamento topográfico.

No entanto, é de realçar o facto dos roletes serem apoios que podem ter alguma folga, já que são apoios com componentes móveis, e que assentam num prato que está em contacto com o solo. Sendo um solo superficial, em contacto direto com o meio ambiente, cuja compactação não é perfeita, existe a possibilidade de ocorrerem assentamentos durante o lançamento o que aumenta a flecha, comparativamente ao expectável.

Assim, faz sentido considerar os roletes de lançamento como um apoio tipo mola na direção vertical. Na Tabela 13, apresentam-se simulações para diversas rigidezes do apoio frontal de lançamento, avaliando assim a influência deste efeito da flecha na extremidade.

Tabela 13 - Variações da flecha em função da rigidez do apoio frontal de lançamento

Rigidez do Apoio (kN/m)	Assentamento no apoio (cm)	Flecha (cm)	Flecha medida (cm)	Diferença (%)
$K = \infty$	0	1.69	2.70	59.7
$K = 50000$	0.16	1.80	2.70	50.0
$K = 40000$	0.20	1.90	2.70	42.1
$K = 30000$	0.26	2.10	2.70	28.5
$K = 25000$	0.32	2.20	2.70	22.7

Através da análise das várias possibilidades de rigidez do apoio frontal de lançamento, isto é, dos roletes de lançamento, podemos ter variações significativas da flecha verificada durante o lançamento, que podem justificar as diferenças entre a flecha registada e do modelo.

7.3 Verificação de segurança durante o lançamento para o caso de estudo

7.3.1 Verificação de segurança do elemento mais esforçado

Tendo a solução adotada um comprimento de nariz de lançamento em consola considerável, devem fazer-se as verificações de segurança da fase de lançamento mais condicionante. Além disso, apesar de o processo de lançamento para estes comprimentos de vão ser proposto pelo fabricante, os regulamentos usados para efetuar as verificações de segurança são diferentes e menos conservativos.

Desta forma, criou-se o modelo de lançamento da fase mais condicionante, isto é, imediatamente antes de se retirar o contrapeso e quando o nariz de lançamento se encontra com 62.5 m de comprimento (Figura 63).

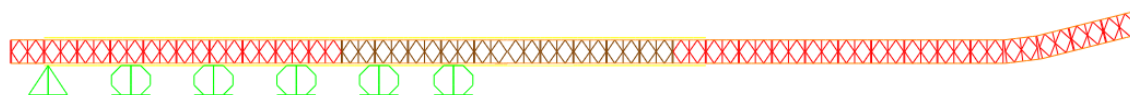


Figura 63 - Modelo do lançamento da solução adotada

Uma vez que o processo de montagem é temporário e as cargas bem definidas, utilizam-se como fatores de majoração 1.0 para as cp e para as sob – Painéis de Tabuleiro (Estado Limite de Utilização - Combinação Característica)

ELS característica: $1.00 \times (cp) + 1.00 \times (sob)$

(7)

Tal como esperado, os resultados mostram uma concentração de esforços muito elevada no primeiro apoio, uma vez que este é o apoio responsável pelas reações resultantes da consola de 62.5 m, possuindo um momento fletor e uma reação vertical muito elevada.

O elemento mais solicitado foi a corda inferior imediatamente acima do primeiro apoio. Os esforços resultantes encontram-se abaixo:

- $N_{Ed} = -243.35$ kN (compressão)
- $M_{y,Ed} = -61.01$ kNm
- $M_{z,Ed} = -0.07$ kNm

A interação entre os vários esforços conduz a um rácio de esforços de $1.42 = 0.19(N) + 1.23(M)$, sendo o momento excessivamente alto responsável pela não verificação da segurança. Assim, a segurança não é verificada, estando 42% acima do permitido pelo regulamento.

No entanto, é de frisar que para este lançamento, tal como consta no catálogo, utilizou-se apenas um rolete de lançamento na corda interior de cada plano de treliças triplo sendo, na prática, possível utilizar dois roletes de lançamento: interiormente, tal como usado anteriormente, e exteriormente. Com esta nova disposição, divide-se o momento fletor que anteriormente se encontrava apenas numa corda por duas cordas.

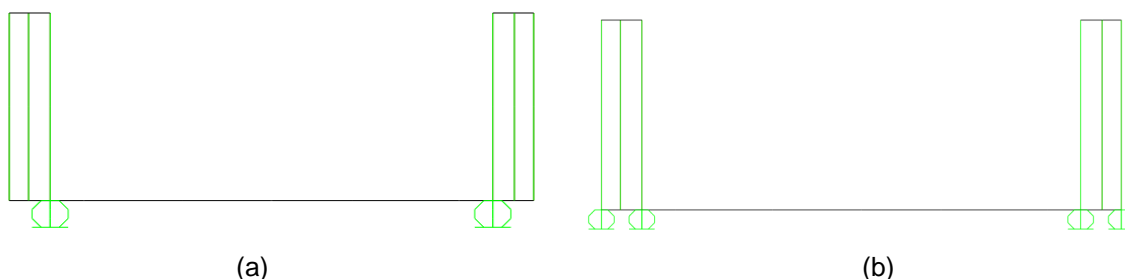


Figura 64 - a) Secção transversal da disposição de roletes de lançamento de catálogo; e b) Disposição alternativa proposta

Tendo em conta a nova disposição dos roletes de lançamento, procedeu-se, novamente, às verificações de segurança. O elemento mais solicitado continuou a ser a corda interior de cada plano de treliças, porém, por uma diferença mínima comparativamente à corda exterior. Os esforços resultantes passaram a ser:

- $N_{Ed} = -245.98$ kN (compressão)
- $M_{y,Ed} = -35.22$ kNm
- $M_{z,Ed} = -0.02$ kNm

A duplicação dos roletes de lançamento permitiu uma diminuição de aproximadamente 44% do momento fletor face à disposição de catálogo. Para além disto, a interação entre os vários

esforços conduziu a um rácio de esforços de $0.88 = 0.19(N) + 0.69(M)$ que assegura a verificação da segurança.

No entanto, deve referir-se que não é cumprida a verificação para o ELU uma vez que os fatores de segurança utilizados foram unitários e a secção mais esforçada encontra-se próximo do rácio limite de interação de esforços. Desta forma, para estudar a possibilidade de cumprir a segurança ao ELU, utilizaram-se três apoios em cada plano triplo de treliças.

Utilizando novamente a equação (5) e com os seguintes esforços resultantes:

- $N_{Ed} = -302.95$ kN (compressão)
- $M_{y,Ed} = -30.78$ kNm
- $M_{z,Ed} = -0.04$ kNm

Obteve-se um rácio de interação de esforços de $0.83 = 0.24(N) + 0.59(M)$, comprovando a verificação de segurança ao ELU do lançamento da ponte com três roletes de lançamento. No entanto, para a Combinação Característica dois apoios são suficientes uma vez que as cargas são bem conhecidas e têm pouca margem de erro, todavia, com o intuito de garantir uma verificação regulamentar da segurança ao lançamento deve-se utilizar os três roletes em cada plano triplo de treliças, isto é, todas as cordas devem possuir um apoio na extremidade da consola.

7.3.2 Verificação de apoios à tração

Uma das principais preocupações a ter no processo de montagem por lançamento incremental é a existência de apoios à tração. Tal deve ser tido em conta, dado que, a ponte apoia-se unicamente devido à gravidade, ou seja, devido ao seu peso, não havendo um mecanismo que a obrigue a estar apoiada nos roletes. Consequentemente, é impossível ocorrer tração nos apoios pelo que na prática tal significa que a ponte estará nesse caso descolada desse mesmo apoio. Contudo, na análise elástica linear realizada assume-se que o apoio pode ter compressões ou trações.

Assim, é necessário de forma iterativa avaliar as reações verticais da ponte para as várias fases do seu lançamento, tendo-se verificado ocorrerem apoios à tração. A fase onde se verificaram maiores forças de tração foi na fase imediatamente antes da ponte se apoiar no pilar intermédio, ou seja, em que a consola do nariz de lançamento se encontra com maior comprimento.

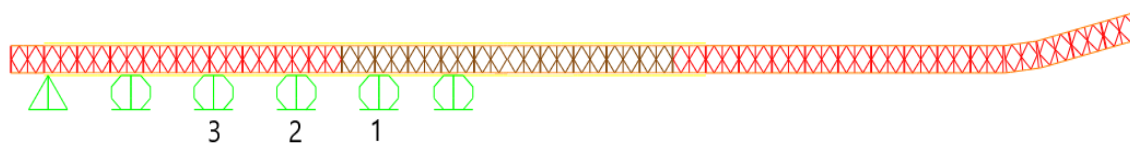


Figura 65 - Esquema-tipo dos apoios retirados

Numa primeira iteração verificou-se que os apoios 1 e 2 se encontravam à tração de 33 kN e 49 kN, respetivamente. Por este motivo, procedeu-se à remoção gradual dos apoios no modelo de forma a verificar-se uma disposição só com apoios à compressão que permita estimar o valor realista dos esforços e, conseqüentemente, proceder-se às verificações de segurança para essa nova disposição. Os procedimentos adotados foram sequencialmente (Figura 65):

- **Remover apenas o apoio 1:** A remoção do apoio número 1 piorou ligeiramente a tração do apoio 2, tendo passado para 50.2 kN, sendo, pois, uma solução insuficiente para resolver o problema;

- **Remover apenas o apoio 2:** A remoção do apoio número 2 piorou a tração do apoio 1, tendo passado para 64 kN, sendo assim uma solução insuficiente para resolver o problema;

- **Remover apoio 1 e apoio 2 simultaneamente:** A remoção de ambos os apoios criou uma ligeira tração no apoio 3, ficando na ordem dos 8 kN. Na realidade, este valor é muito baixo pelo que é natural que o contacto entre a corda inferior e o apoio praticamente nem descole, porém, em termos práticos o apoio não deve estar no modelo;

- **Remover apoio 2 e apoio 3 simultaneamente:** A remoção de ambos os apoios foi insuficiente, uma vez que o apoio 1 aumentou a sua reação à tração face ao valor inicial para 59 kN;

- **Remover apoios 1, 2 e 3 simultaneamente:** A remoção dos três apoios resolveu o problema de haver apoios à tração já que todos os apoios restantes se encontram comprimidos.

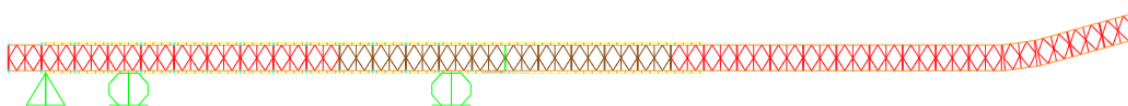


Figura 66 - Apoios em compressão durante a fase de lançamento condicionante

Feito o estudo das reações nos apoios, é possível concluir que na fase mais condicionante do lançamento, apenas três dos seis apoios estão efetivamente a funcionar à compressão (Figura 66). Apesar de não se retirarem os outros apoios que deixam de estar em contacto, na prática, a configuração real desta fase de lançamento assenta apenas nestes três apoios.

Tendo uma nova configuração de lançamento, mais semelhante com a realidade do que a anterior, deve voltar a realizar-se as verificações de segurança, dado que ocorreu um reequilíbrio de esforços na zona apoiada do tabuleiro.

Mais uma vez, o elemento mais esforçado foi a corda inferior imediatamente acima do primeiro apoio. Os esforços resultantes no caso de se utilizarem dois roletes e não se majorarem as ações encontram-se abaixo:

- $N_{Ed} = -245.93 \text{ kN}$ (compressão)
- $M_{y,Ed} = -33.10 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = -0.07 \text{ kNm}$

Apesar de ter havido uma redistribuição de esforços, na consola os valores permanecem os mesmos em relação à configuração de seis apoios intermédios, como seria natural dado que os esforços máximos dependem apenas do comprimento de tabuleiro em consola. A interação entre os vários esforços conduz a um rácio de esforços de $0.85 = 0.20(N) + 0.65(M)$ que mostram que a verificação da segurança é assegurada.

No entanto, utilizando apenas dois roletes de lançamento não é cumprida a verificação para o ELU. Desta forma, utilizaram-se três apoios em cada plano triplo de treliças e usando a equação (5) obtiveram-se os seguintes esforços resultantes:

- $N_{Ed} = -301.50 \text{ kN}$ (compressão)
- $M_{y,Ed} = -28.60 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = -0.04 \text{ kNm}$

Obteve-se um rácio de interação de esforços de $0.92 = 0.33(N) + 0.59(M)$, comprovando a verificação de segurança ao ELU do lançamento da ponte com apenas três apoios a trabalhar à compressão.

Para além disso, interessa efetuar a verificação da posição do centro de gravidade, de forma a ter a certeza de que este se encontra antes do apoio de extremidade da margem de lançamento, para garantir o equilíbrio da estrutura.

De forma a estudar a posição mais condicionante para o centro de gravidade (CG), utilizou-se um modelo correspondente à Sétima Etapa do Anexo C em que foi retirado o contrapeso e a ponte se encontra imediatamente antes de se apoiar na margem oposta ao lançamento.

Para se proceder ao respetivo cálculo, somaram-se as reações em cada conjunto de apoios transversal à ponte e, através de um equilíbrio de momentos fletores, igualou-se o momento causado pelo peso total em relação ao primeiro apoio com o momento causado por todas as reações em relação ao mesmo apoio, podendo, desta forma, obter-se a posição do CG (Figura 67):

Peso Total da estrutura: $P_T = 1561.22 \text{ kN}$

Reações totais:

- $R_1 = 69.45 \text{ kN}$ $R_2 = 100.76 \text{ kN}$ $R_3 = 1391 \text{ kN}$

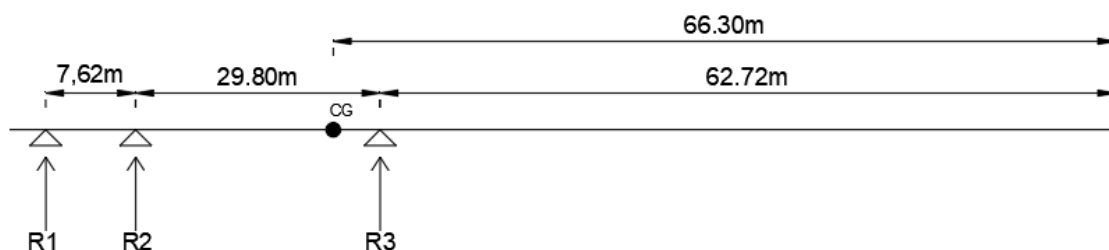


Figura 67 - Modelo simples para cálculo do CG

Momento fletor em relação à extremidade da consola:

$$P_T \times (\text{Distância ao CG}) = \sum R_i \times (\text{Distância à extremidade da consola})$$

$$\Leftrightarrow 1555.22 \times \text{Distância C.G.} = 69.45 \times 100.14 + 100.76 \times 92.52 + 1391 \times 62.72$$

$$\Leftrightarrow \text{Distância CG} = 66.30 \text{ m}$$

Desta forma, pode-se confirmar que o CG se encontra antes do apoio da extremidade, verificando a segurança na etapa mais condicionante uma vez que não existe contrapeso e se encontra imediatamente antes de se apoiar no apoio intermédio.

Note-se que, no catálogo, o CG encontra-se a 65.40 m da extremidade da consola, tendo o valor calculado uma diferença de 0.9 m em relação ao obtido, uma diferença relativamente pequena tendo em conta que o valor calculado é mais conservativo.

7.4 Flecha máxima expectável do nariz de lançamento para o caso de estudo

Apesar do processo de montagem da ponte para os vários comprimentos de vão possíveis estarem definidos, o catálogo não fornece a flecha máxima expectável na extremidade da consola, já que a ligação de lançamento pode ser colocada até dois tramos do nariz de lançamento, permitindo criar uma contraflecha que se encontra bastante acima da flecha que realmente se verifica. No entanto, tal não é um problema porquanto os roletes na margem oposta possibilitam uma rotação no eixo longitudinal à ponte.

Acresce que não é de todo obrigatório que a extremidade do nariz de lançamento seja o primeiro a tocar nos roletes, sendo que, geralmente, o primeiro tramo a tocar nos roletes da margem oposta em grandes vãos é o segundo.

Como exemplo, a ponte lançada em Tancos possuía apenas cinco módulos definitivos e o nariz de lançamento possuía apenas uma ligação de lançamento. Ainda assim, o primeiro contacto entre o nariz de lançamento e os roletes da margem oposta ocorreu aproximadamente no fim do primeiro módulo de lançamento (Figura 68).



Figura 68 - Primeiro contacto do nariz de lançamento com os roletes da margem oposta, fotografia tirada em Tancos dia 10/07/2020

Para se fazer a verificação da maior flecha expectável do nariz de lançamento interessa, em primeiro lugar, verificar o valor da elevação que as 2 ligações de lançamento introduziram na extremidade do mesmo.

Consultando o Anexo D é possível observar os valores tabelados correspondentes a várias configurações consoante o número de “tramos da ponta do nariz” e considerando as ligações de lançamento. No entanto, como é possível observar no Anexo C correspondente à montagem da solução adotada para a ponte, o esquema da extremidade do nariz de lançamento não consta na tabela do catálogo. Por este motivo, procedeu-se a uma estimativa do possível valor de elevação para a presente solução:

- **Elevação introduzida por 1 ligação de lançamento em 1 tramo:**

$$\frac{\text{Elevação}}{\text{Comprimento do módulo}} = \frac{363 \text{ mm}}{3.048 \text{ m}} = 119.10 \text{ mm/m}$$

- **Elevação introduzida por 1 ligação de lançamento em 3 tramos:**

$$\frac{1056 \text{ mm}}{3 \times 3.048 \text{ m}} = 115.49 \text{ mm/m}$$

Sendo a elevação do nariz de lançamento da solução em estudo constituída por um módulo com inclinação de uma ligação de lançamento seguida por três módulos com inclinação de duas ligações de lançamento:

$$\text{Elevação: } 363 + (119.10 + 115.49) \times 3 \times 3.048 = 2508 \text{ mm}$$

Assim, podemos estabelecer como valor de elevação, para esta solução, aproximadamente 2508 mm, porém, como visto anteriormente, este valor é bastante conservativo, devendo ficar muito acima do valor expectável de flecha máxima.

Como referido anteriormente, para se proceder a uma estimativa realista da flecha máxima expectável, além de se considerar um apoio rígido deve-se fazer um estudo da possibilidade de o apoio possuir uma certa flexibilidade (traduzida por uma mola com rigidez finita), que em grandes comprimentos de consola pode traduzir-se num acréscimo não desprezável de flecha na extremidade da mesma. Para se efetuar as simulações utilizaram-se 2 modelos: o modelo inicial proposto no catálogo, Figura 63, e o modelo com todos os apoios à compressão, isto é, 3 apoios como consta na Figura 66.

Tabela 14 - Assentamentos no apoio de extremidade e flecha máxima expectável

Rigidez do Apoio (kN/m)	Assentamento no apoio (cm)	Flecha (cm)	Assentamento no apoio (cm)	Flecha (cm)
	Com todos os apoios		Com 3 apoios	
$K = \infty$	0	44.82	0	44.78
$K = 50000$	0.58	47.36	0.66	46.72
$K = 40000$	0.70	47.90	0.83	47.21
$K = 30000$	0.88	48.75	1.10	48.03
$K = 25000$	1.03	49.35	1.31	48.68

Os resultados permitem constatar que efetivamente a flecha máxima é bastante inferior quando comparada à elevação que é dada previamente ao lançamento. Esta elevação tem como principal objetivo garantir que quando o nariz de lançamento chega ao apoio intermédio já se encontra acima deste, e que, assim, o primeiro contacto com o apoio é feito gradualmente ao longo do lançamento e não pela extremidade do nariz de lançamento.

8 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

8.1 Conclusões

Na presente dissertação foram estudadas várias soluções possíveis de serem utilizadas tendo em vista aumentar a capacidade de carga numa ponte com dois vãos, de 57.91 m cada. Esta é a maior configuração possível capaz de suportar viaturas de 60 toneladas sem necessidade de recorrer a painéis super ao corte.

No Capítulo 2 elaborou-se um estado da arte das várias pontes logísticas modulares utilizadas, através de uma abordagem histórica das primeiras pontes modulares. Foi realizada uma descrição sumária, embora detalhada, de cada uma destas, por forma a ser possível entender as sucessivas evoluções que se realizaram entre os vários modelos que foram surgindo e que culminaram na ponte atualmente mais utilizada: a Ponte Mabey Compact 200.

No Capítulo 3 realizou-se uma apresentação mais detalhada do modelo estudado, com maior ênfase nas suas propriedades geométricas, nos vários processos de montagem que podem ser adotados nas diversas situações e nos dois equipamentos de junção, tendo em consideração as particularidades que os diferenciam.

O Capítulo 4 apresentou as ações e os critérios adotados no estudo, mais especificamente nos modelos de análise utilizados. Assim, este capítulo subdividiu-se em três partes;

- Na primeira parte abordaram-se as ações e os critérios adotados, quer para as sobrecargas rodoviárias civis quer para as sobrecargas militares. Relativamente às ações civis, estudaram-se as ações previstas no Eurocódigo, o regulamento responsável pelo dimensionamento de pontes, bem como os fatores de majoração a serem utilizados. Relativamente às ações militares, utilizou-se o regulamento NATO: *Military Load Classification of Bridges, Ferries, Rafts and Vehicles*, o qual, tal como o Eurocódigo 1 considera ainda os fatores de majoração das cargas tendo em conta a “classificação” da ponte.

- Na segunda parte realizou-se um levantamento geométrico exaustivo de todas as secções da ponte de modo a ser possível realizar a sua implementação no modelo numérico de elementos finitos.

- Na terceira parte procedeu-se à aferição do modelo realizado no programa de modelação (SAP 2000) recorrendo a três termos de comparação: flecha a meio vão, reações nos apoios e frequências próprias, utilizando tabelas dadas pelo fornecedor e resultados obtidos de ensaios/estudos realizados em trabalhos académicos anteriormente.

O Capítulo 5 centrou-se em estudar detalhadamente a capacidade de carga da ponte tendo em vista aferir o seu nível de segurança ao ELU para as sobrecargas civis e militares, sendo que, no caso das sobrecargas móveis estudou-se as linhas de influência para o maior momento fletor positivo e o maior momento fletor negativo para ser possível aferir a posição mais condicionante para uma viatura militar e, no caso de duas viaturas, a distância condicionante entre estas. Na parte

final realizou-se um estudo do vão máximo que verifica a segurança ao ELU para a configuração de dois vãos contínuos admitindo que não são feitos reforços da estrutura.

No Capítulo 6 analisou-se a possibilidade de quatro soluções possíveis de reforço, desde alterações geométricas até à mudança de secções, tendo sido realizadas as verificações de segurança para o ELU para cada solução.

Uma vez obtida uma solução viável, no Capítulo 7, estudou-se o processo de montagem e lançamento incremental da ponte, avaliando-se a flecha expectável do nariz de lançamento e a segurança do ELU tendo em consideração a existência de apoios à tração.

Tendo os objetivos inicialmente propostos para a presente dissertação sido atingidos importa destacar como principais conclusões as seguintes:

- 1) Tendo como referência a configuração dois vãos contínuos com 57.91 m cada um:
 - Verifica a segurança ao do ELU para as sobrecargas militares, isto é, para a passagem de uma viatura militar se forem utilizados os fatores de majoração do regulamento com que foi dimensionada a estrutura, ou seja, segundo o *British Standard*. No entanto, com os fatores de majoração propostos pelas normas da NATO as verificações não são cumpridas, embora por pouco. Assim, de acordo com estas normas, pode-se concluir que o modo de travessia da ponte é *Risk* já que permite apenas a passagem de uma viatura militar de categoria MLC70 sem qualquer outra carga simultânea à sua passagem;
 - Relativamente às verificações de segurança do ELU utilizando as sobrecargas rodoviárias civis do Eurocódigo, verificou-se que a ponte se encontra com um défice considerável de resistência última, tanto das cordas como das diagonais, tendo ainda em conta que nesta verificação se utilizaram somente as sobrecargas distribuídas de 9 kN/m e 2.5 kN/m, não utilizando portanto o veículo-tipo de 600 kN que agravaria ainda mais este resultado;
 - Não se tendo conseguido verificar o ELU para as sobrecargas do Eurocódigo, utilizou-se os valores das sobrecargas do RSA (1983), com uma carga distribuída de 4 kN/m² e uma carga de faca de 50 kN/m. Apesar do melhor desempenho da estrutura, a resistência das cordas e das diagonais não foram suficientes;
 - Não se tendo verificado a segurança, quer para as sobrecargas do Eurocódigo como do RSA, fez-se uso das sobrecargas definidas para edifícios, nomeadamente de parques de estacionamento de veículos ligeiros, conforme o EC1 – Parte 1, artigo 6.3.3, categoria F. As verificações de segurança foram efetuadas para uma sobrecarga distribuída de 2.5 kN/m² (que corresponde a viaturas com peso até 3 toneladas) tendo sido confirmada a segurança. Assim, a ponte apenas permite a passagem simultânea de viaturas ligeiras. Caso se pretenda a passagem de viaturas com peso superior estas devem passar isoladamente e não podendo exceder um peso superior a 60 toneladas, que corresponde ao peso da viatura militar;

- Caso se queira verificar a segurança para o ELU para cargas civis e para a situação da passagem de duas viaturas militares MLC70 em simultâneo numa ponte com dois vãos, estas não devem ter mais de 10 módulos cada (30.48 m) e 16 módulos (48.77 m) respetivamente;
 - Relativamente ao ELS, a flecha obtida para um tabuleiro contínuo com dois vãos foi aproximadamente metade da flecha verificada por Pereira (2014) para uma configuração simplesmente apoiada em ambos os apoios e com o mesmo comprimento de vão, demonstrando uma das principais vantagens em utilizar uma configuração com um tabuleiro contínuo.
- 2) De forma a ser possível criar um modelo de ponte com 2 vãos contínuos, cada um com 19 módulos (57.91 m) que verifique a segurança ao ELU para sobrecargas rodoviárias civis e militares:
- O aumento da distância entre cordas ainda que seja favorável para ampliar a resistência aos momentos fletores, aumenta o comprimento de encurvadura das diagonais diminuindo a sua resistência. A configuração adotada não permitiu a passagem de duas viaturas militares sendo por isso uma solução que não apresenta vantagens em relação à configuração do catálogo;
 - A sobreposição de painéis, à semelhança da ponte Bailey, é uma solução existente em catálogo para a ponte Mabey, sendo uma boa solução como reforço para o ELU à passagem de duas viaturas militares, no entanto, para o ELU com sobrecargas civis, ainda que exista um aumento da resistência bastante considerável, chegando até a verificar a segurança nas cordas, as diagonais continuam a ser elementos condicionantes já que o encaminhamento de cargas para os apoios tem de ser feito exatamente através das mesmas diagonais que não verificam a segurança;
 - A alteração das secções consistiu no acréscimo de área às secções, quer das cordas através de uma chapa de aço de 20 mm S460N, quer das diagonais dos módulos anteriormente verificados como condicionantes, com uma chapa de 10 mm de forma a verificar a segurança do ELU. Apesar das secções terem verificado a segurança, tal não sucedeu com as ligações, observando-se que os parafusos M24 cl 8.8 do catálogo são insuficientes. Nem o recurso a parafusos da classe 10.9 se verificou ser suficiente, sendo necessário adotar um diâmetro de parafuso superior que implica a alteração do diâmetro do furo das ligações entre a corda com o reforço-corda em fábrica. Como tal, tendo em consideração o preço que acarretaria e o estudo das ligações entre chapas que se teria de se fazer *a posteriori* considerou-se uma solução difícil de implementar;
 - Assim, a melhor solução de reforço consiste na duplicação dos reforços das cordas, tanto na corda superior como na corda inferior e o reforço das diagonais nos módulos de extremidade, bem como em cinco módulos para ambos os lados

relativamente ao apoio intermédio, garantindo as verificações de segurança, quer a nível das secções quer ao nível das ligações, com o auxílio de uma viga de distribuição de inércia variável que permita uma redução de rigidez gradual, visando não originar esforços locais muito acentuados nas cordas/reforços-corda localizados imediatamente após o fim da viga de distribuição. As ligações devem ser da classe imediatamente acima das do catálogo, isto é, M24 cl 10.9 de forma a verificar a ligação entre a corda e o reforço-corda.

3) Relativamente ao estudo do lançamento da ponte é possível concluir que:

- A diferença registadas entre as medições efetuadas *in situ* e o modelo adotado podem justificar-se devido a vários fatores sendo os principais: os instrumentos de medição serem analógicos, havendo uma margem de erro mais elevada face aos instrumentos digitais; a rigidez das ligações entre módulos pode elevar a flecha comparativamente ao modelo SAP, uma vez que, o modelo considera ligações rígidas; o terreno onde se efetuou o lançamento não se encontrava compactado, podendo assentar no decorrer do lançamento. Para além disso, os próprios apoios podem ter folgas;
- Simulando os roletes como um apoio flexível é possível observar que com assentamentos de 3.2 mm o desvio face ao modelo SAP diminui de 59.7% para 22.7%, justificando parte dos desvios registados no modelo com os valores medidos;
- Regista-se também que o lançamento incremental da ponte proposto em catálogo, utilizando só um rolete de lançamento no apoio de uma das cordas de cada grupo de três treliças, não verifica a segurança quando a consola se encontra no máximo de comprimento, já que as secções que se encontram imediatamente acima do primeiro rolete de lançamento não verificam a segurança regulamentar devido ao elevado valor de momento fletor. No entanto, este problema pode ser resolvido utilizando quatro roletes de lançamento, dois para cada plano triplo treliças (na corda exterior e interior), porquanto divide sensivelmente a metade o momento fletor entre as duas cordas;
- O modelo de lançamento, tal como consta no catálogo, possui ao longo do processo de lançamento apoios à tração, isto é, apoios que efetivamente não estão a desempenhar qualquer função visto que os apoios funcionam exclusivamente devido ao peso estrutural, não havendo qualquer mecanismo que faça a ancoragem com o solo, não podendo assim funcionar com forças de tração;
- Dos seis apoios que constam no catálogo, considerando como o primeiro apoio o mais distante do nariz de lançamento e o sexto apoio o mais próximo, apenas os dois primeiros e o último apoios se encontram efetivamente comprimidos para a posição em que ocorre o maior comprimento de consola antes do apoio do tabuleiro

no apoio da margem oposta. Porém, é verificada a segurança estrutural do lançamento da ponte, bem como a posição do CG, que se encontra, a 0.9 m antes do CG constado no catálogo;

- A flecha máxima expectável da extremidade do tabuleiro na fase da maior consola é bastante menor que a elevação prevista na montagem do nariz conforme o catálogo, o que permite que mesmo que ocorram assentamentos dos apoios de lançamento não devam ocorrer dificuldades do tabuleiro se apoiar no apoio de lançamento da margem oposta.

8.2 Desenvolvimentos Futuros

Ao longo do desenvolvimento da dissertação foram identificados como possíveis desenvolvimentos futuros os seguintes tópicos:

- Estudar o comportamento da ponte à fadiga e à ação sísmica, porquanto apesar de possuir caráter provisório a mesma pode ser utilizada por períodos relativamente longos;
- Investigar a utilização de cabos de pré-esforço como solução alternativa de reforço estrutural e como forma de colmatar as elevadas flechas para a configuração de simplesmente apoiada em ambos os apoios e compensar a ação do peso próprio da estrutura;
- Estudar a forma mais eficiente de passagem de estrutura dos apoios provisórios para os apoios definitivos;
- Averiguar o comportamento da estrutura para ações dinâmicas resultantes da passagem das sobrecargas com uma certa velocidade, nomeadamente os esforços dinâmicos que se registam nos elementos e nas ligações entre elementos;
- Verificar a segurança da ponte para as sobrecargas civis e militares com a colocação da faixa pedestre existente no catálogo.

Referências

- Arcelor Sections Commercial S.A. (2004). *Poutrelles, Profiles et Aciers Marchands*. Luxemburgo: Arcelor Group.
- ArchiExpo. (s.d.). *ArchiExpo*. Obtido em 14 de 09 de 2020, de <https://www.archiexpo.com/pt/prod/acrow-bridge/product-132965-1764896.html>
- Begbie, D., & Roberts, G. (9 de abril de 2014). *Bridging in the Second World War: an imperative to Victory*.
- BSI. (2000). *Steel, concrete and composite bridges - Part 2: Specification for loads*. doi:ISBN 0 580 09939 3
- BSI. (2002). *Structural Steel Design to BS 5950: Part 1*. Thomas Telford Ltd. doi:ISBN: 07277 2850 4
- CEN. (2005). *Eurocódigo 1 - Ações em estruturas; Parte 2: Ações de tráfego em pontes*.
- CEN. (2009). *Eurocódigo 0 - Base para o projeto de estruturas*.
- CEN. (2010). *Eurocódigo 3 - Projeto de Estruturas de Aço*. Portugal.
- CEN. (2010). *Eurocódigo 3 - Projeto de Estruturas de Aço; Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*.
- CEN. (2010). *Eurocódigo 3 - Projetos de Estruturas de Aço; Parte 1-8: Projeto de Ligações*.
- Cesar, P. (2009). *Aquisição e Posicionamento Estratégico de Pontes para Emprego em Situações de Defesa Civil*. Brasil.
- Decreto-Lei 235/83 (DRE 31 de maio de 1983).
- Diário da República. (30 de julho de 1983). REBAP . 7.º Suplemento. Obtido de <https://dre.pt/application/conteudo/435595>
- Direção de Infra-Estruturas do Exército. (s.d.). Mabey. doi:S01719-500 (Ponto 1)
- Federal Highway Administration. (26 de 7 de 2018). *Prefabricated Steel Bridge Systems: Final Report*. Obtido em 4 de maio de 2020, de <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/prefab/psbsreport03.cfm#s212>
- Ladeiras, R. A. (2017). *Ponte Militar Mabey & Johnson – Avaliação da Capacidade*. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.
- Lenner, R., Keuser, M., & Sykora, M. (2 de dezembro de 2014). *Safety Concept and Partial Factors for Bridge Assessment under Military Loading*.
- Mabey Bridge. (s.d.). Obtido em 5 de maio de 2020, de Mabey Bridge: <https://www.mabeybridge.com/pt/encontrar-um-produto/pontes/mabey-compact-200>
- Mabey Bridge Limited. (August de 2014). Logistic Support Bridge. *General Manual*. doi:S02436 - 10133
- North Atlantic Treaty Organization. (setembro de 2017). NATO Standardization Agreement 2021. *Military Load Classification of Bridges, Ferries, Rafts and Vehicles(1)*.
- Pedro, J. O., Caracho, A., & Pereira, R. (2017). Pontes Logísticas do Tipo Mabey do Exército - Comportamento Estrutural. Em *Proelium VII (12)* (pp. 33-55).

- Pereira, R. M. (2015). *Comportamento Estrutural de Pontes Logísticas do tipo Mabey do Exército Português*. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.
- Reis, A., & Pedro, J. O. (2019). *Bridge Design - Concepts and Analysis*. Glasgow: Wiley. doi:ISBN: 9780470843635
- Russell, B. R. (abril de 2003). *A Novel Rapidly Deployable Floating Causeway: Design and Optimization*.
- Structure Design and Rehabilitation, Inc. (2005). *PREFABRICATED STEEL BRIDGE SYSTEMS*. Washington DC.
- ThinkDefence. (8 de janeiro de 2012). Obtido em 2 de maio de 2020, de ThinkDefence: <https://www.thinkdefence.co.uk/2012/01/uk-military-bridging-equipment-the-bailey-bridge/>

Anexos

Anexos A – Formulação das Verificações de Segurança Regulamentares

- **Combinação de ações para verificação do ELU da EN 1990:**

(3)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Sendo γ_G o coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes, G_k o valor característico das ações permanentes, γ_Q o coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis, Q_k o valor característico das ações variáveis e ψ_0 o fator de combinação rara.

- **Para os perfis de classe 2 ou menor relativamente aos esforços resistentes são calculados segundos as expressões do EN 1993:**

(4) Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (A1)$$

Onde $N_{pl,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço normal resistente plástico, A a área, f_y a tensão de cedência e γ_{M0} o coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais.

(5) Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (A2)$$

Onde $M_{pl,Rd}$ é o valor de cálculo do momento fletor resistente plástico e W_{pl} o módulo de flexão plástico de uma seção transversal.

(6) Valor de cálculo do esforço transversal resistente:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (A3)$$

Onde $V_{pl,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço transversal resistente e A_v a área resistente ao esforço transversal.

- Os elementos solicitados à flexão composta com compressão deverão satisfazer as seguintes condições do EN 1993:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (A4)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (A5)$$

- Relativamente à segurança nas ligações usaram-se as seguintes expressões do EN 1993:

Verificação da resistência ao corte simples:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha f_{ub} A}{\gamma_{m2}} \quad (A6)$$

Onde $F_{v,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço resistente ao corte, α um fator de correção, f_{ub} a tensão de rotura à tração e A é a área da secção resistente do parafuso. ($\gamma_{m2} = 1.25$)

Verificação da resistência ao esmagamento:

$$F_{b,Rd} = \frac{1.5 f_u d t}{\gamma_{m2}} \quad (A7)$$

Onde $F_{b,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço resistente ao esmagamento, f_u a tensão última do parafuso, d o diâmetro do furo e t a espessura da chapa. ($\gamma_{m2} = 1.25$)

Verificação da rotura do bloco:

$$V_{eff,2,Rd} = \frac{0.5 f_u A_{nt}}{\gamma_{m2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} \quad (A8)$$

Onde $V_{eff,2,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência do destacamento do bloco, f_u a tensão última do parafuso, f_y a tensão última da chapa, A_{nt} a área solicitada à tração e A_{nv} a área solicitada ao corte. ($\gamma_{m0} = 1.25$; $\gamma_{m2} = 1.25$).

Anexos B – Propriedades dos Perfis da Ponte Mabey Compact 200

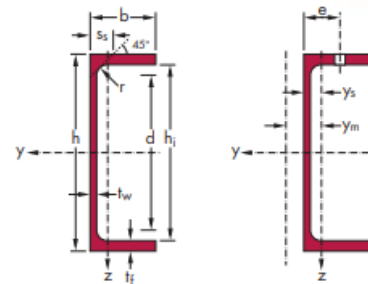
Cordas, Reforço-Corda e Poste: dois perfis PFC 100x50x10 voltados um para o outro com uma distância de 80 mm entre eles. (Arcelor Sections Commercial S.A., 2004).

British parallel flange channels

Dimensions: BS 4-1: 1993
Tolerances: EN 10279: 2000
Surface condition according to EN 10163-3:1991, class C, subclass 1

Britische U-Profile mit parallelen Flanschen

Abmessungen: BS 4-1: 1993
Toleranzen: EN 10279: 2000
Oberflächenbeschaffenheit gemäß EN 10163-3: 1991, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					A mm ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche		
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h ₁ mm	d mm	∅	e _{min} mm	e _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t	
G kg/m						x 10 ²								
PFC 100 x 50 x 10*	10,2	100	50	5	8,5	9	13,00	83	65	-	-	-	0,38	37,47
PFC 125 x 65 x 15*	14,8	125	65	5,5	9,5	12	18,80	106	82	M16	35,5	38	0,49	33,12
PFC 150 x 75 x 18*	17,9	150	75	5,5	10	12	22,77	130	106	M16	35,5	48	0,58	32,38
PFC 150 x 90 x 24*	23,9	150	90	6,5	12	12	30,41	126	102	M24	46,5	51	0,64	26,67
PFC 180 x 75 x 20*	20,3	180	75	6	10,5	12	25,91	159	135	M16	36	48	0,64	31,36
PFC 180 x 90 x 26*	26,1	180	90	6,5	12,5	12	33,19	155	131	M24	46,5	51	0,70	26,74
PFC 200 x 75 x 23*	23,4	200	75	6	12,5	12	29,87	175	151	M16	36	48	0,68	28,90
PFC 200 x 90 x 30*	29,7	200	90	7	14	12	37,86	172	148	M24	47	51	0,74	24,76
PFC 230 x 75 x 26*	25,7	230	75	6,5	12,5	12	32,69	205	181	M16	36,5	48	0,74	28,71

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification ENV 1993-1-1				
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						pure bending yy			pure compression			
	I _y mm ⁴	W _{el,y} mm ³	W _{pl,y} mm ³	i _y mm	A _{vz} mm ²	I _z mm ⁴	W _{el,z} mm ³	W _{pl,z} mm ³	i _z mm	s _z mm	I _t mm ⁴	I _w mm ⁶	Y _s mm	Y _m mm	S 235	S 355	S 235	S 355	
G kg/m	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10 ³	x 10	x 10 ²	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10 ³	x 10		x 10 ⁴	x 10 ⁶	x 10	x 10					
PFC 100 x 50 x 10	10,2	207,7	41,54	48,87	4,00	5,69	32,30	9,89	18,24	1,58	18,8	2,53	0,44	1,73	3,48	1	1	1	1
PFC 125 x 65 x 15	14,8	483,1	77,29	89,88	5,07	8,11	80,02	18,82	34,33	2,06	22,0	4,72	1,74	2,25	4,61	1	1	1	1
PFC 150 x 75 x 18	17,9	861,0	114,8	132,1	6,15	9,52	131,0	26,61	48,31	2,40	22,5	6,10	4,24	2,58	5,37	1	1	1	1
PFC 150 x 90 x 24	23,9	1162	154,9	178,6	6,18	11,03	253,2	44,45	79,50	2,89	25,5	11,80	8,15	3,30	6,77	1	1	1	1
PFC 180 x 75 x 20	20,3	1370	152,2	176,2	7,27	12,05	146,4	28,76	52,95	2,38	23,5	7,34	6,92	2,41	5,05	1	1	1	1
PFC 180 x 90 x 26	26,1	1817	201,9	232,1	7,40	13,01	276,7	47,44	85,88	2,89	26,0	13,31	13,03	3,17	6,56	1	1	1	1

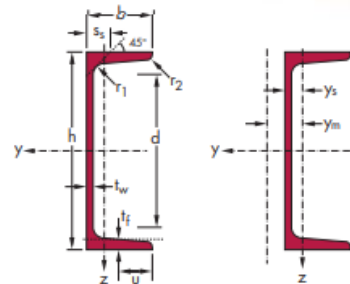
Diagonais e Contraventamento Vertical: Perfil CH 76x38x7 (Arcelor Sections Commercial S.A., 2004).

British channels with taper flanges

Dimensions: BS 4-1: 1993
 Tolerances: EN 10279: 2000
 Surface condition according to EN 10163-3:1991, class C, subclass 1

Britische U-Profile mit geneigten inneren Flanschflächen

Abmessungen: BS 4-1: 1993
 Toleranzen: EN 10279: 2000
 Oberflächenbeschaffenheit gemäß EN 10163-3: 1991, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Surface Oberfläche			
	G kg/m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r1 mm	r2 mm	d mm	A mm²	AL m²/m	AG m²/t
									x 10²		
CH 76 x 38 x 7*	6,7	76,2	38,1	5,1	6,8	12	6	38,2	8,62	0,29	42,52
CH 102 x 51 x 10*	10,4	101,6	50,8	6,1	7,6	12	6	61,2	13,16	0,39	37,33
CH 127 x 64 x 15*	14,9	127	63,5	6,4	9,2	13	6,5	80,5	18,79	0,48	32,85
CH 152 x 76 x 18*	17,9	152,4	76,2	6,4	9	14	7	103	22,48	0,58	33,10
CH 152 x 89 x 24*	23,9	152,4	88,9	7,1	11,6	16	8	93,7	30,02	0,63	26,80
CH 178 x 76 x 21*	20,8	177,8	76,2	6,6	10,3	16	8	123	26,39	0,63	30,62
CH 178 x 89 x 27*	26,8	177,8	88,9	7,6	12,3	17	8,5	116	33,79	0,68	25,68
CH 203 x 76 x 24*	23,9	203,2	76,2	7,1	11,2	17	8,5	144	30,28	0,69	28,77



Notations pages 211-215 / Bezeichnungen Seiten 211-215

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification ENV 1993-1-1				
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						pure bending yy		pure compression		EN 10025:1993	EN 10113-3:1993	EN 10225:2001
	G kg/m	Iy mm⁴	Wd,y mm³	Wpl,y mm³	iy mm	Ayz mm²	Iz mm⁴	Wd,z mm³	Wpl,z mm³	iz mm	zs mm	ly mm⁴	lw mm⁵	ys mm	ym mm	S 235			
	x 10⁴	x 10³	x 10³	x 10	x 10²	x 10⁴	x 10³	x 10³	x 10		x 10⁴	x 10⁵	x 10	x 10					
CH 76 x 38 x 7	6,7	75,1	19,71	23,7	2,95	4,34	10,1	3,78	7,50	1,08	19,1	1,64	0,09	1,12	2,07	1	1	1	1
CH 102 x 51 x 10	10,4	206	40,51	48,7	3,95	6,62	27,7	7,64	14,9	1,45	21,3	2,89	0,44	1,42	2,71	1	1	1	1
CH 127 x 64 x 15	14,9	477	75,09	89,1	5,04	8,73	64,7	14,5	27,7	1,86	24,2	5,21	1,58	1,82	3,57	1	1	1	1
CH 152 x 76 x 18	17,9	838	110	129	6,11	10,48	109	20,0	38,3	2,21	25,0	6,24	3,95	2,04	4,12	1	1	1	1
CH 152 x 89 x 24	23,9	1154	151,4	177	6,20	11,90	210	34,5	63,7	2,64	29,8	12,9	7,21	2,67	5,34	1	1	1	1

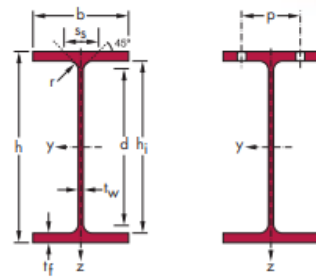
Carlingas: Perfil UB 457x152x74 (Arcelor Sections Commercial S.A., 2004).

British universal beams (continued)

Dimensions: BS 4-1: 1993
 Tolerances: EN 10034: 1993 UB 127-914, UB 1016 G \leq 349
 A6-02 UB 1016 G >349
 Surface condition according to EN 10163-3:1991, class C, subclass 1

Britische Universalträger (Fortsetzung)

Abmessungen: BS 4-1: 1993
 Toleranzen: EN 10034: 1993 UB 127-914, UB 1016 G \leq 349
 A6-02 UB 1016 G >349
 Oberflächenbeschaffenheit gemäß EN 10163-3: 1991, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche		
	G kg/m	h mm	b mm	tf mm	tw mm	r mm	A mm ²	hi mm	d mm	∅	Pmin mm	Pmax mm	AL m ² /m	AG m ² /t
							x 10 ²							
UB 356 x 171 x 45 ⁺	45,0	351,4	171,1	7	9,7	10,2	57,33	332	311,6	M22	82	90	1,356	30,13
UB 356 x 171 x 51 ⁺	51,0	355	171,5	7,4	11,5	10,2	64,91	332	311,6	M22	82	90	1,364	26,76
UB 356 x 171 x 57 ⁺	57,0	358	172,2	8,1	13	10,2	72,56	332	311,6	M22	82	90	1,371	24,07
UB 356 x 171 x 67 ⁺	67,1	363,4	173,2	9,1	15,7	10,2	85,49	332	311,6	M22	84	92	1,384	20,62
UB 406 x 140 x 39 ⁺	39,0	398	141,8	6,4	8,6	10,2	49,65	380,8	360,4	M16	68	78	1,333	34,20
UB 406 x 140 x 46 ⁺	46,0	403,2	142,2	6,8	11,2	10,2	58,64	380,8	360,4	M16	68	78	1,344	29,20
UB 406 x 178 x 54 ⁺	54,1	402,6	177,7	7,7	10,9	10,2	68,95	380,8	360,4	M24	88	90	1,483	27,40
UB 406 x 178 x 60 ⁺	60,1	406,4	177,9	7,9	12,8	10,2	76,52	380,8	360,4	M24	88	90	1,491	24,82
UB 406 x 178 x 67 ⁺	67,1	409,4	178,8	8,8	14,3	10,2	85,54	380,8	360,4	M24	88	90	1,499	22,32
UB 406 x 178 x 74 ⁺	74,2	412,8	179,5	9,5	16	10,2	94,51	380,8	360,4	M24	88	92	1,507	20,31
UB 457 x 152 x 52 ⁺	52,3	449,8	152,4	7,6	10,9	10,2	66,64	428	407,6	M20	76	76	1,476	28,22
UB 457 x 152 x 60 ⁺	59,8	454,6	152,9	8,1	13,3	10,2	76,23	428	407,6	M20	76	76	1,487	24,85
UB 457 x 152 x 67 ⁺	67,2	458	153,8	9	15	10,2	85,55	428	407,6	M20	78	78	1,496	22,27
UB 457 x 152 x 74 ⁺	74,2	462	154,4	9,6	17	10,2	94,48	428	407,6	M20	78	78	1,505	20,29
UB 457 x 152 x 82 ⁺	82,1	465,8	155,3	10,5	18,9	10,2	104,5	428	407,6	M20	80	80	1,514	18,45

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification ENV 1993-1-1								
	axe fort y-y strong axis yy starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						pure bending yy		pure compression						
	G kg/m	Iy mm ⁴	Wel,y mm ³	Wply ⁺ mm ³	iy mm	Avz mm ²	Iz mm ⁴	Wel,z mm ³	Wpl,z ⁺ mm ³	iz mm	ss mm	ly mm ⁴	lw mm ⁶	S 235 S 355 S 460	S 235 S 355 S 460	EN 10025:1993	EN 10113-3:1993	EN 10225:2001			
	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10 ³	x 10	x 10 ²	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10 ³	x 10		x 10 ⁴	x 10 ⁶									
UB 356 x 171 x 45	45,0	12070	686,7	774,6	14,51	26,79	811,1	94,81	146,6	3,76	38,35	16,16	236,4	1	2	-	4	4	-	✓	✓
UB 356 x 171 x 51	51,0	14140	796,4	896,0	14,76	28,66	968,3	112,9	174,2	3,86	42,35	24,00	285,2	1	1	-	4	4	-	✓	✓
UB 356 x 171 x 57	57,0	16040	896,0	1010	14,87	31,49	1108	128,7	198,8	3,91	46,05	33,59	329,2	1	1	-	3	4	-	✓	✓
UB 356 x 171 x 67	67,1	19460	1071	1211	15,09	35,74	1362	157,3	243,0	3,99	52,45	55,90	410,9	1	1	-	2	4	-	✓	✓
UB 406 x 140 x 39	39,0	12508	628,6	723,7	15,87	27,57	409,8	57,80	90,85	2,87	35,55	10,99	154,9	1	2	-	4	4	-	✓	✓
UB 406 x 140 x 46	46,0	15685	778,0	887,6	16,35	29,83	538,1	75,68	118,1	3,03	41,15	19,07	206,2	1	1	-	4	4	-	✓	✓
UB 406 x 178 x 54	54,1	18720	930,0	1055	16,48	33,28	1021	114,9	178,3	3,85	41,45	23,50	391,0	1	2	-	4	4	-	✓	✓
UB 406 x 178 x 60	60,1	21600	1063	1199	16,80	34,60	1203	135,3	209,0	3,97	45,45	33,49	465,2	1	1	-	4	4	-	✓	✓
UB 406 x 178 x 67	67,1	24330	1189	1346	16,87	38,58	1365	152,7	236,6	3,99	49,35	46,40	531,7	1	1	-	3	4	-	✓	✓
UB 406 x 178 x 74	74,2	27310	1323	1501	17,00	41,85	1545	172,2	267,0	4,04	53,45	63,10	607,1	1	1	-	2	4	-	✓	✓
UB 457 x 152 x 52	52,3	21370	950,0	1096	17,91	36,47	645,0	84,64	133,3	3,11	41,35	21,71	309,7	1	1	-	4	4	-	✓	✓
UB 457 x 152 x 60	59,8	25500	1122	1287	18,29	39,35	794,6	103,9	163,1	3,23	46,65	34,02	385,8	1	1	-	4	4	-	✓	✓
UB 457 x 152 x 67	67,2	28930	1263	1453	18,39	43,82	912,6	118,7	186,7	3,27	50,95	47,95	446,2	1	1	-	4	4	-	✓	✓
UB 457 x 152 x 74	74,2	32670	1414	1627	18,60	47,08	1047	135,6	213,1	3,33	55,55	66,18	516,3	1	1	-	4	4	-	✓	✓
UB 457 x 152 x 82	82,1	36590	1571	1811	18,71	51,67	1185	152,5	240,4	3,37	60,25	89,65	589,1	1	1	-	3	4	-	✓	✓

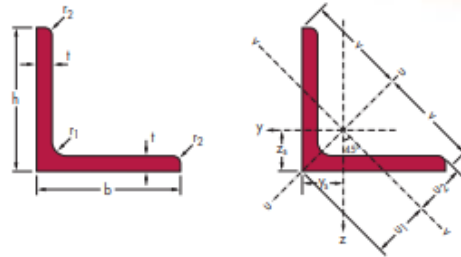
Contraventamento entre treliças: Perfil L 60x60x6 (Arcelor Sections Commercial S.A., 2004).

Equal leg angles*

Dimensions: EN 10056-1: 1998
 Tolerances: EN 10056-2: 1994
 Surface condition according to EN 10163-3: 1991, class C, subclass 1

Gleichschenkliger Winkelstahl*

Abmessungen: EN 10056-1: 1998
 Toleranzen: EN 10056-2: 1994
 Oberflächenbeschaffenheit gemäß EN 10163-3: 1991, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen				A mm ²	Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
	h = b mm	t mm	r1 mm	r2 mm		z _s = y _s mm	v mm	u ₁ mm	u ₂ mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t	
G kg/m						x 10 ²	x 10	x 10	x 10	x 10		
L 20 x 20 x 3 ^o	0,882	20	3	3,5	2	1,12	0,60	1,41	0,84	0,70	0,080	87,40
L 25 x 25 x 3 ^o	1,12	25	3	3,5	2	1,42	0,72	1,77	1,02	0,88	0,100	86,88
L 25 x 25 x 4 ^o	1,45	25	4	3,5	2	1,85	0,76	1,77	1,08	0,89	0,100	66,67
L 30 x 30 x 3 ^o	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,84	2,12	1,18	1,05	0,120	84,87
L 30 x 30 x 4 ^o	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,88	2,12	1,24	1,06	0,120	65,02
L 35 x 35 x 4 ^o	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,140	64,82
L 40 x 40 x 4 ^o	2,42	40	4	6	3	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,150	64,07
L 40 x 40 x 5 ^o	2,97	40	5	6	3	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,150	52,07
L 45 x 45 x 4,5 ^o	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,170	56,83
L 50 x 50 x 4 ^o	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,190	63,49
L 50 x 50 x 5 ^o	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,190	51,46
L 50 x 50 x 6 ^o	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,190	48,41
L 60 x 60 x 5 ^o	4,57	60	5	8	4	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,230	51,04
L 60 x 60 x 6 ^o	5,42	60	6	8	4	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,230	42,99
L 60 x 60 x 8 ^o	7,09	60	8	8	4	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,230	32,89

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte									Classification ENV 1993-1-1		EN 10025:1993 S 235	EN 10113-3:1993 S 355	EN 10225:2001
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v			pure compression	1	2			
	I _y = I _z mm ⁴	W _{el,y} = W _{el,z} mm ³	i _y = i _z mm	I _u mm ⁴	i _u mm	I _v mm ⁴	i _v mm	I _{yz} mm ⁴						
G kg/m	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10	x 10 ⁴	x 10	x 10 ⁴	x 10	x 10 ⁴						
L 20 x 20 x 3	0,882	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74	0,16	0,38	-0,23	1	1	✓		
L 25 x 25 x 3	1,12	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94	0,33	0,48	-0,47	1	2	✓		
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93	0,43	0,48	-0,59	1	1	✓		
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13	0,58	0,58	-0,83	1	4	✓		
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,85	0,89	2,86	1,12	0,75	0,57	-1,05	1	1	✓		
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73	1	2	✓		
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63	1	4	✓		
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18	1	1	✓		
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,94	0,87	-4,20	1	4	✓		
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,69	0,97	-5,28	4	4	✓		
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,42	1,90	4,51	0,97	-6,45	1	4	✓		
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53	1	2	✓		
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,78	2,30	7,97	1,17	-11,41	4	4	✓		
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,21	2,29	9,38	1,17	-13,41	1	4	✓		
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,20	2,26	12,11	1,16	-17,04	1	1	✓		

Viga de distribuição: Perfil HEB 300.

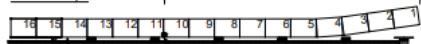
HEB	m kg/m	Statische Werte / Valeurs statiques												
		A mm ²	A _v mm ²	A _w mm ²	I _y mm ⁴	W _{ely} mm ³	\bar{W}_y mm ³	W _{ply} mm ³	i _y mm	I _z mm ⁴	W _{elz} mm ³	W _{plz} mm ³	i _z mm	K = I _x mm ⁴
					x 10 ⁶	x 10 ³	x 10 ³	x 10 ³		x 10 ⁶	x 10 ³	x 10 ³		x 10 ⁶
100*	20,4	2600	904	540	4,50	90	100	104	41,6	1,67	33	51	25,3	0,0931
120*	26,7	3400	1096	708	8,64	144	158	165	50,4	3,18	53	81	30,6	0,139
140*	33,7	4300	1308	896	15,1	216	236	246	59,3	5,50	79	120	35,8	0,202
160*	42,6	5430	1759	1180	24,9	311	339	354	67,8	8,89	111	170	40,5	0,312
180*	51,2	6530	2024	1410	38,3	426	461	482	76,6	13,6	151	231	45,7	0,422
200*	61,3	7810	2483	1660	57,0	570	616	642	85,4	20,0	200	306	50,7	0,596
220*	71,5	9100	2792	1940	80,9	736	793	828	94,3	28,4	258	394	55,9	0,770
240*	83,2	10600	3323	2230	112,6	938	1010	1050	103	39,2	327	499	60,8	1,04
260*	93,0	11800	3759	2420	149,2	1150	1230	1280	112	51,3	395	603	65,8	1,26
280*	102	13100	4199	2750	192,7	1390	1470	1520	121	65,0	471	719	70,0	1,45
300*	117	14900	4743	3090	251,7	1680	1790	1870	130	85,6	571	871	75,8	1,87
320*	127	16100	5177	3440	308,2	1930	2060	2140	138	92,4	616	940	79,7	2,29
340*	134	17100	5609	3820	366,6	2160	2300	2400	146	96,9	646	986	75,3	2,62
360*	142	18100	6060	4220	431,9	2400	2560	2680	155	101	676	1030	74,9	2,98
400*	155	19800	6998	5080	576,8	2880	3070	3240	171	108	721	1100	74,0	3,61
450*	171	21800	7966	5940	798,9	3550	3770	3980	191	117	781	1200	73,3	4,49
500	187	23900	8982	6840	1072	4290	4540	4820	212	126	842	1290	72,7	5,50
550	199	25400	10010	7820	1367	4970	5250	5600	232	131	872	1340	71,7	6,12
600	212	27000	11080	8840	1710	5700	6000	6420	252	135	902	1390	70,8	6,80
650	225	28600	12200	9900	2106	6480	6800	7320	271	140	932	1440	69,9	7,52
700	241	30600	13710	11400	2569	7340	7690	8320	290	144	963	1490	68,7	8,42
800	262	33400	16180	13400	3591	8980	9360	10220	328	149	994	1550	66,8	9,62
900	291	37100	18880	16000	4941	10980	11400	12580	365	158	1050	1660	65,3	11,5
1000	314	40000	21250	18300	6447	12890	13400	14860	401	163	1090	1710	63,8	12,7

Anexos C – Etapas do Lançamento

Disposição dos roletes de lançamento



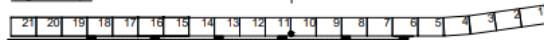
Primeira Etapa



Panela Super ao Corte com tabuleiro montado

Centro de Gravidade

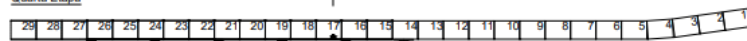
Segunda Etapa



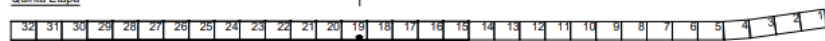
Terceira Etapa



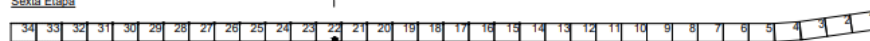
Quarta Etapa



Quinta Etapa

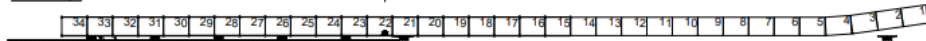


Sexta Etapa



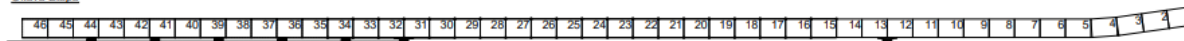
Colocar 20 peças de tabuleiro para contrapeso

Sétima Etapa

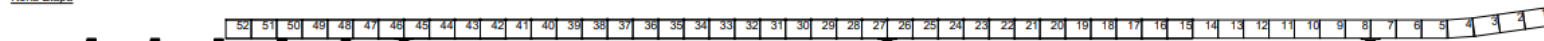


Contrapeso removido

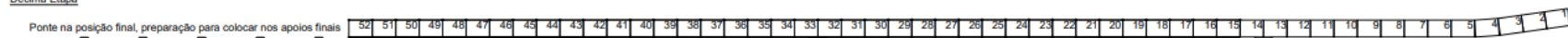
Oitava Etapa



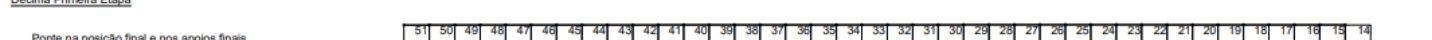
Nona Etapa



Décima Etapa



Décima Primeira Etapa









Ponte na posição final e nos apoios finais

Panelas do 1 ao 12 removidos deixando apenas 1 painel do nariz de lançamento

	Estudo do Comportamento Estrutural da Ponte Militar Mabey & Johnson - Soluções para aumentar a capacidade de carga e de vão	
	Processo de montagem da solução adotada	Anexo C outubro de 2020
		Eduardo Osório N.º 81547

Anexos D – Elevações do Nariz de Lançamento por Ligações de Lançamento

ELEVAÇÃO POR LIGAÇÕES DE LANÇAMENTO

<p>LIGAÇÕES DE LANÇAMENTO @ 1 TRAMO DA PONTA DO NARIZ</p> 	<p>ELEVAÇÃO = 363mm</p>
<p>LIGAÇÕES DE LANÇAMENTO @ 2 TRAMOS DA PONTA DO NARIZ</p> 	<p>ELEVAÇÃO = 710mm</p>
<p>LIGAÇÕES DE LANÇAMENTO @ 3 TRAMOS DA PONTA DO NARIZ</p> 	<p>ELEVAÇÃO = 1056mm</p>
<p>LIGAÇÕES DE LANÇAMENTO @ 4 TRAMOS DA PONTA DO NARIZ</p> 	<p>ELEVAÇÃO = 1403mm</p>
<p>LIGAÇÕES DE LANÇAMENTO @ 1 E 4 TRAMOS DA PONTA DO NARIZ</p> 	<p>ELEVAÇÃO = 1790mm</p>
<p>LIGAÇÕES DE LANÇAMENTO @ 2 E 4 TRAMOS DA PONTA DO NARIZ</p> 	<p>ELEVAÇÃO = 2132mm</p>

Anexos E – Cálculos Topográficos da Flecha

Medições e cálculos topográficos efetuados no Regimento de Engenharia n.º 1 em Tancos dia 10/07/2020

Esboço		Altura do instrumento $a = 1,755m$				Cota da Estação $C_e = 0,00 m$						
REFERÊNCIAS	Pontos visados	MIRA	LIMBOS		Altura visada A	Nº Gerador G	Distância horizontal D	Diferença $a - A$	Desnível dn		$dn + (a-A)$	Cotas Finais C
			H	V					+	-		
	P_r	1,180 1,075 0,975	0,300	98,930	1,075	20,5	20,494	0,68	0,34	0,00	1,0245	1,024
	P_1	1,180 1,075 0,968	15,150	99,080	1,075	21,25	21,245	0,68	0,32	0,00	0,9971	0,997