



CARACTERIZAÇÃO DE UM SISTEMA MODULAR DE PONTES METÁLICAS

JOÃO PAULO FREITAS MESQUITA GUIMARÃES

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

Orientador: Professor Doutor Pedro Alvares Ribeiro Carmo Pacheco

JANEIRO DE 2024

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2023/2024

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2023/2024 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2024*.

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

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

A meus Pais e Irmãos.

A meus Avós.

A criação continua incessantemente através dos meios de comunicação do Homem. Mas o Homem não cria... descobre.

Antonio Gaudi

AGRADECIMENTOS

Ao apresentar este trabalho, quero de um modo particular manifestar a minha gratidão e reconhecimento a quantos de uma forma ou de outra, com a sua ajuda, o tornaram possível.

Ao meu orientador, Professor Pedro Pacheco, pelo constante e inabalável apoio e estímulo, pela confiança que sempre demonstrou durante estes meses, pelos seus conselhos e exemplo.

Ao Engenheiro Cristiano Moreira e à Engenheira Inês Ferraz, pela disponibilidade e paciência, por toda a experiência e saber que me transmitiram nas diversas reuniões e conversas que tiveram lugar no decorrer destes meses.

À administração da BERD pela possibilidade de realizar a minha dissertação em ambiente empresarial.

Ao Professor José Miguel Castro, pela disponibilidade com que me respondeu a algumas dúvidas sobre estruturas metálicas e pelo material de estudo que me facultou.

Aos meus amigos, pelo importante acompanhamento e interesse que de forma constante manifestaram. Agradeço de forma particular ao Francisco Brito, ao José Joaquim Carvalho, ao Padre João Campos, ao Giancarlo Marulli e ao Daniel Antunes, pela disponibilidade para ajudar, pelas sugestões e conselhos.

Aos meus primos e tios, pelo seu apoio e interesse em conhecer o “andamento” dos trabalhos, de forma particular ao tio Adelino, ao José Pedro, ao José Nelson, à Filomena e ao Tiago.

À minha família, de um modo particular aos meus pais e irmãos, pelo apoio de sempre, pela paciência e compreensão todas as vezes que tive de falhar aos programas familiares ou deixei para eles alguma tarefa que me estava incumbida, pelo interesse com que acompanharam todo o trabalho e pela enorme ajuda na revisão do texto, formatações e outros trabalhos necessários.

Ad Deum qui laetificat juventutem meam!

RESUMO

Este trabalho apresenta o estudo de um conjunto de pontes modulares metálicas do sistema MBPanelX, desenvolvido pela empresa BERD - Projeto, Investigação e Engenharia de Pontes S.A., com o objetivo central de determinar as configurações possíveis de utilizar em pontes dentro de um intervalo pré-definido de vãos e com uma largura pré-definida e realizar uma análise dos principais elementos estruturais constituintes das vigas longitudinais das estruturas.

Para alcançar os objetivos enunciados começou por se desenvolver um sintético estado da arte que contém os aspetos essenciais deste tipo de estruturas, nomeadamente as suas características estruturais e operacionais, os seus defeitos e vantagens em comparação com outros sistemas estruturais. Numa fase seguinte, procedeu-se ao estudo da norma AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications, com base na qual se definiram as ações que se pretendiam considerar na análise estrutural – ação do peso próprio e ação rodoviária – e se definiram as combinações aplicáveis e relevantes. Ainda nesta fase do trabalho, efetuou-se, também, um estudo do Eurocódigo 3, segundo o qual foram efetuadas as verificações de segurança das secções transversais dos perfis metálicos utilizados. Terminada a análise dos documentos normativos relevantes, utilizando o programa de cálculo Robot Structural Analysis, procedeu-se à modelação e análise estrutural das pontes estudadas, tendo-se obtido, a partir de um processo iterativo, a configuração mais apropriada para cada vão. Finalmente, determinadas as características estruturais e geométricas de cada ponte, com base nos resultados obtidos no Robot realizou-se uma análise do comportamento estrutural dos painéis modulares.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes modulares, AASHTO, Eurocódigo 3, análise estrutural, configurações.

ABSTRACT

This work presents the study of a set of modular steel bridges from the MBPanelX system, developed by the company BERD - Projeto, Investigação e Engenharia de Pontes S.A., with the main goal of determining the configurations to be used in bridges within a certain span range with a predefined width and analysing the main structural elements that make up the longitudinal elements of the structures.

In order to achieve these objectives, a brief state of art of this type of structure is presented comprising its structural and operational characteristics, its defects and advantages compared to other structural systems. The next stage was a study of the AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications standard, based on which the actions to be considered in the structural analysis were defined – self-weight action and road action – and the applicable and relevant combinations were defined. At this stage of the work, a study was also made of Eurocode 3, according to which safety checks were performed on the cross-sections of the metal profiles used. Once the relevant regulatory documents had been analysed, the structural modelling and analysis of the bridges studied was carried out using the Robot Structural Analysis calculation programme, and the most appropriate configuration for each span was obtained through an iterative process. Finally, once the structural and geometric characteristics of each bridge had been determined, an analysis of the structural behaviour of the modular panels was performed, based on the results obtained on the Robot.

KEYWORDS: Modular bridges, AASHTO, Eurocode 3, structural analysis, configurations.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO E MOTIVAÇÃO.....	1
1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA.....	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	2
2. ESTADO DA ARTE.....	3
2.1. PERSPETIVA HISTÓRICA.....	3
2.2. TIPOS DE PONTES MODULARES	5
2.2.1. QUANTO À UTILIZAÇÃO.....	5
2.2.2. QUANTO À PERMANÊNCIA.....	6
2.2.3. QUANTO AO TIPO DE CARREGAMENTO	8
2.2.3. ALGUNS MODELOS EXISTENTES	10
2.4. CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS DAS PONTES DO TIPO BAILEY	15
2.4.1. CONSIDERAÇÕES ESTRUTURAIS	15
2.4.2. MODULARIDADE	19
2.4.3. DIMENSÕES COMUNS	20
2.4.4. SISTEMA DE PONTES MODULARES DO TIPO BAILEY ESTUDADO	21
2.5. MONTAGEM E INSTALAÇÃO.....	24
2.5.1. MÉTODOS DE INSTALAÇÃO	24
2.5.2. ESTALEIRO	25
2.5.3. MONTAGEM E INSTALAÇÃO	26
3. CONSIDERAÇÕES DE CÁLCULO	29
3.1. COMBINAÇÕES.....	29
3.1.1. COMBINAÇÕES STRENGTH	30
3.1.2. COMBINAÇÕES SERVICE.....	32
3.2. AÇÕES	32

3.2.1. AÇÕES PERMANENTES	32
3.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS	33
3.3. VERIFICAÇÕES.....	45
3.3.1. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS.....	45
3.3.2. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS BARRAS À ENCURVADURA	50
3.3.3. VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DA ESTRUTURA	50

4. CASO DE ESTUDO 53

4.1. MODELAÇÃO	53
4.1.1. SIMPLIFICAÇÕES E LIMITAÇÕES DA ANÁLISE	53
4.1.2. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA	54
4.1.3. QUANTIFICAÇÃO E MODELAÇÃO DAS AÇÕES.....	61
4.1.4. MODELAÇÃO DAS COMBINAÇÕES	65
4.2. ANÁLISE DAS PONTES MODELADAS	67
4.2.1. PONTES PARA VÃOS ATÉ 15 M	67
4.2.2. PONTES PARA VÃOS ENTRE 18 M E 30 M	77
4.2.3. PONTES PARA VÃOS ENTRE 33 M E 60 M	82
4.2.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	89

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 94

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
5.2. CONCLUSÕES DO CASO DE ESTUDO	95
5.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	95

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	97
--	-----------

ANEXO A

ANEXO B

ANEXO C

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Ponte “Congreve Trough” (Ramos 2020, fig. 4)	4
Fig. 2.2 – Lançamento de uma ponte Bailey durante a Segunda Guerra Mundial (Wikipédia 2011)	5
Fig. 2.3 – Ponte modular militar (Acrow Corporation of America 2023a)	6
Fig. 2.4 - Ponte JAB – Joint Assault Bridge (U.S. Army 2019).....	7
Fig. 2.5 – Ponte Acrow 700XS® (Acrow Corporation of America 2023b)	8
Fig. 2.6 – Ponte Mabey Universal (Mabey Bridge 2023a).....	9
Fig. 2.7 – Ponte pedonal Mabey C200 (adaptada de Mabey Bridge 2023b)	9
Fig. 2.8 – Ponte ferroviária (Acrow Corporation of America 2023c).....	10
Fig. 2.9 – Ponte Python (General Dynamics European Land Systems 2023)	11
Fig. 2.10 – Montagem da ponte DSB (Ramos 2020)	11
Fig. 2.11 – Ponte MGB com treliça inferior de reforço (U.S. National Archives and Records Administration 1983).....	12
Fig. 2.12 – Processo de instalação da ponte MGB (Ramos 2020, fig. 10)	13
Fig. 2.13 – Instalação de uma ponte Bailey (Engineering and Technology 2018).....	13
Fig. 2.14 – Ponte Bailey (ESC Steel Structures 2020).....	14
Fig. 2.15 – Pannel de uma ponte Bailey (canadiansoldiers.com 1999)	14
Fig. 2.16 – Algumas configurações possíveis da ponte Bailey (Adaptada de Pereira 2015)	15
Fig. 2.17 – Ponte do tipo Bailey com três planos e dois níveis de painéis (Washington State Department of Transportation 2013)	16
Fig. 2.18 – Identificação dos principais elementos de uma ponte Bailey (adaptada de Parivallal et al. 2005).....	17
Fig. 2.19 – Ligação cavilhada (Pereira 2015).....	18
Fig. 2.20 – Ponte do tipo Bailey com múltiplos vãos (Mabey Bridge, 2023c)	18
Fig. 2.21 – Pormenores dos encontros (Mabey Hire 2023)	19
Fig. 2.22 – Construção em fábrica e contentorização de uma ponte modular (André et al. 2019).....	20
Fig. 2.23 – Perspetiva de uma ponte modular com destaque para um painel (BERD 2022)	21
Fig. 2.24 – Representação esquemática do alçado lateral de um módulo de uma ponte Bailey (à esquerda) e de uma ponte MBPanelX (à direita), com dois níveis de painéis.....	22
Fig. 2.25 – Perspetiva dos módulos de uma ponte mais próximos dos apoios (adaptada de BERD 2022)	22
Fig. 2.26 – Alçado lateral da ponte de 45,720 m, com duas vias e passarelas para os peões (gentilmente cedido pela BERD)	24
Fig. 2.27 – Planta da ponte de 45,720 m, com duas vias e passarelas para os peões (gentilmente cedido pela BERD)	24

Fig. 2.28 – Alçado frontal da ponte de 45,720 m, com duas vias e passarelas para os peões (gentilmente cedido pela BERD)	24
Fig. 2.29 – Estaleiro para montagem de uma ponte modular (Exército Português 2020)	25
Fig. 2.30 – Esquema do processo de instalação da ponte Bailey (adaptado de Pereira 2015)	26
Fig. 2.31 – Lançamento com auxílio de grua (Acrow Corporation of America 2023d)	27
Fig. 2.32 – Instalação com grua (Acrow Corporation of America 2023d)	27
Fig. 3.1 – Alçados frontais do tabuleiro com dimensões da faixa de rodagem, da via de projeto e da largura restante	34
Fig. 3.2 – Caracterização da carga do camião (Adaptado de AASHTO 2017)	34
Fig. 3.3 – Posição do camião no tabuleiro da ponte	35
Fig. 3.4 – Caracterização da carga de tandem	35
Fig. 3.5 – Desenho esquemático de um alçado lateral do tabuleiro com representação da carga distribuída	36
Fig. 3.6 – Alçado frontal da ponte com representação da carga distribuída	36
Fig. 3.7 – Esquema de aplicação da força de frenagem	37
Fig. 3.8 – Setores de vento (Adaptado de AASHTO 2017)	38
Fig. 3.9 – Representação esquemática da ação do vento nos veículos (Adaptado de André 2016) ...	41
Fig. 3.10 – Representação esquemática dos apoios do tabuleiro de uma ponte com 2 planos de painéis por viga longitudinal	43
Fig. 4.1 – Desenho em AutoCAD do alçado lateral da ponte de 27,432 m, com passarelas para os peões (gentilmente cedido pela BERD)	55
Fig. 4.2 – Desenho em AutoCAD da planta da ponte de 27,432 m, com passarelas para os peões (gentilmente cedido pela BERD)	55
Fig. 4.3 – Desenho em AutoCAD do alçado frontal da ponte de 27,432 m, com passarelas para os peões (gentilmente cedido pela BERD)	55
Fig. 4.4 – Definição dos eixos das barras para a modelação dos painéis correntes (esquerda) e extremos (direita)	56
Fig. 4.5 – Pormenores da modelação com barras rígidas das ligações corda inferior-reforço de corda (esquerda) e das ligações entre perfis de um painel (direita)	56
Fig. 4.6 – Secção transversal cotada, de ponte com um nível de painéis (modelo de barras, à esquerda, e desenho AutoCAD gentilmente cedido pela BERD, à direita)	57
Fig. 4.7 – Secção transversal cotada, de ponte com dois níveis de painéis (modelo de barras, à esquerda, e desenho AutoCAD gentilmente cedido pela BERD, à direita)	57
Fig. 4.8 – Perspetiva de uma parte do modelo evidenciando as condições de apoio	58
Fig. 4.9 – Menu de secções utilizadas (esquerda) e de propriedades da secção INF (direita)	59
Fig. 4.10 – Exemplo de menu de definição de tipo de barra	59

Fig. 4.11 – Módulos finais de uma viga longitudinal da ponte de 27 m, destacando as diferentes secções transversais utilizadas.	60
Fig. 4.12 – Módulos finais de vigas longitudinais de pontes com um e dois níveis de painéis, destacando a unidade modular básica de cada configuração.	61
Fig. 4.13 – Carga do camião	62
Fig. 4.14 – Alçado lateral da ponte com a representação de todos os casos de carga do camião	62
Fig. 4.15 – Planta da ponte com os “carris” realçados a azul	63
Fig. 4.16 – Carga tandem	63
Fig. 4.17 – Alçado lateral da ponte com a representação de todos os casos de carga	63
Fig. 4.18 – Alçado frontal da ponte evidenciando a carga distribuída	64
Fig. 4.19 – Corte do tabuleiro em perspetiva evidenciando a carga distribuída	64
Fig. 4.20 – Menu de combinações manuais do Robot, com a combinação de ações para o camião a entrar na ponte	65
Fig. 4.21 – Excerto da tabela de combinações do Robot.....	66
Fig. 4.22 – Alçado lateral do modelo da ponte de 15 m, com a representação dos diagramas de esforço axial em cada barra, para a combinação STR I - LL_TR_7.5	68
Fig. 4.23 – Alçado lateral do modelo da ponte de 15 m, com a representação dos diagramas de esforço corte em cada barra, para a combinação STR I - LL_TR_7.5.....	69
Fig. 4.24 - Alçado frontal do modelo da ponte de 15 m, com a representação dos diagramas de esforço corte em cada barra, para a combinação STR I - LL_TR_7.5.....	69
Fig. 4.25 - Alçado frontal do modelo da ponte de 15 m, com a representação dos diagramas de momento fletor em cada barra, para a combinação STR I - LL_TR_7.5.....	69
Fig. 4.26 - Alçado frontal do modelo da ponte de 15 m, com a representação dos diagramas de momento fletor em cada barra, para a combinação STR I - LL_TR_7.5.....	70
Fig. 4.27 - Alçado frontal do modelo da ponte de 15 m, com a representação da deformada da estrutura, para a combinação STR I - LL_TR_7.5	70
Fig. 4.28 - Alçado frontal do modelo da ponte de 15 m, com a representação da deformada da estrutura, para a combinação STR I - LL_TR_7.5	71
Fig. 4.29 – Modelo da ponte de 15 m, com a representação dos rácios solicitação/capacidade	75
Fig. 4.30 – Modelo da ponte de 18 m, com a representação dos rácios solicitação/capacidade, para as configurações SS+ (esquerda) e SS++ (direita).....	76
Fig. 4.31 – Alçado lateral das pontes de 48 m (acima) e de 51 m (abaixo) evidenciando, com diferentes tonalidades, os rácios solicitação/capacidade.....	83
Fig. 4.32 – Alçado lateral da ponte de 51 m com a representação dos diagramas de momento fletor segundo o eixo de maior inércia.....	88
Fig. 4.33 – Alçado lateral da ponte de 51 m com a representação dos diagramas de esforço axial....	89

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Larguras correntes do pavimento (adaptado de Ferraz s.d.)	21
Quadro 3.1 – Fatores de múltipla presença, m (adaptado de AASHTO, 2017)	36
Quadro 3.2 – Fatores de amplificação dinâmica, IM (adaptado de AASHTO, 2017)	37
Quadro 3.3 – Velocidades de projeto (Adaptado de AASHTO, 2017)	38
Quadro 3.4 – Categorias de rugosidade do terreno (adaptado de AASHTO 2017)	39
Quadro 3.5 – Categorias de exposição ao vento (adaptado de AASHTO 2017)	39
Quadro 3.6 – Fator de efeito de rajada, G (adaptado de AASHTO 2017)	40
Quadro 3.7 – Coeficiente de arrasto, CD (adaptado de AASHTO 2017)	41
Quadro 3.8 – Componentes da ação do vento nos veículos para diferentes direções (adaptado de AASHTO 2017)	42
Quadro 3.9 – Intervalos de temperaturas de projeto (adaptado de AASHTO, 2017)	44
Quadro 4.1 – Coeficientes majorativos aplicados a cada caso de carga	65
Quadro 4.2 – Coeficientes majorativos aplicados a cada caso de carga	66
Quadro 4.3 – Informações detalhadas para a ponte de 15 m	67
Quadro 4.4 – Estudo da flecha máxima para vãos de 15 m	71
Quadro 4.5 – Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 15 m	72
Quadro 4.6 – Nota de Cálculo da corda mais esforçada	73
Quadro 4.7 – Nota de Cálculo da diagonal mais esforçada	74
Quadro 4.8 – Validação das configurações para vãos de 15 m e 18 m	75
Quadro 4.9 – Informações detalhadas para as pontes em análise	77
Quadro 4.10 – Rácios solicitação/capacidade e secções dos elementos mais solicitados	80
Quadro 4.11 – Informações detalhadas para as pontes em análise	82
Quadro 4.12 – Rácios solicitação/capacidade e secções dos elementos mais solicitados	87
Quadro 4.13 – Informações detalhadas para as pontes estudadas	91

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 4.1 – Comparação da influência do momento fletor e do esforço de corte globais numa ponte com configuração DS	78
Gráfico 4.2 – Evolução da flecha máxima medida e admissível	79
Gráfico 4.3 – “Utilização da capacidade resistente ao esforço axial” nos elementos constituintes do painel corrente	81
Gráfico 4.4 – Comparação da taxa de utilização da capacidade resistente aos esforços globais do painel corrente mais esforçado	82
Gráfico 4.5 – Comparação dos efeitos do esforço de corte e momento fletor globais, para os vãos em análise.....	85
Gráfico 4.6 – Evolução da flecha máxima medida e admissível	86
Gráfico 4.7 – “Utilização da capacidade resistente ao esforço axial” nos elementos constituintes do painel corrente	87
Gráfico 4.8 – Comparação da taxa de utilização da capacidade resistente aos esforços globais da unidade modular de painéis correntes mais esforçada.....	89
Gráfico 4.9 – Verificação das disposições do Eurocódigo 3 relativas à resistência e estabilidade dos elementos mais relevantes	90
Gráfico 4.10 – Evolução da flecha máxima medida e admissível	90
Gráfico 4.11 – Evolução do peso linear para o sistema de pontes estudado	92

LISTA DE SIGLAS E ACRÓNIMOS

MLC – Classe de carga militar

STANAG 2021 – documento normativo da NATO que estabelece as classes de carga militar pontes, ferries, balsas e veículos

REBS - Rapidly Emplaced Bridge System

DSB - Dry Support Bridge

MGB - Medium Girder Bridge

LRS - Link Reinforcement System

SS - Treliça única, com um nível de painéis

DS - Treliça dupla, um nível de painéis

DSRL2 - Treliça dupla, com um nível de painéis e com cordas de reforço ligeiras nas duas treliças

DD - Treliça dupla, com dois níveis de painéis

DDRL2 - Treliça dupla, com dois níveis de painéis e com cordas de reforço ligeiras nas duas treliças

DDRH2 - Treliça dupla, com dois níveis de painéis e com cordas de reforço pesadas nas duas treliças

TDRL3 - Treliça tripla, com dois níveis de painéis e com cordas de reforço ligeiras nas três treliças

TDRH3 - Treliça dupla, com dois níveis de painéis e com cordas de reforço pesadas nas três treliças

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

BR - Força de frenagem

DC - Peso próprio da estrutura metálica e do pavimento

IM - Amplificação dinâmica

LL - Ação do veículo

SE - Efeito de assentamentos diferenciais

TG - Efeito de um gradiente de temperatura

TU - Efeito da temperatura uniforme

EUA – Estados Unidos da América

WS - Ação do vento na estrutura

WL - Ação do vento nos veículos

HL-93 - Modelo de carga rodoviário definido na 8ª edição da AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

LISTA DE SÍMBOLOS

α - coeficiente de expansão térmica ($^{\circ}\text{C}$)

γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe

γ_{M1} - coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura

γ_{M2} - coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação

Δ_T - deformação devida à ação térmica

ν - coeficiente de Poisson

ρ - coeficiente de redução para determinar os valores de cálculo dos momentos fletores resistentes, tendo em conta a interação axial ou de corte

$T_{t,Ed}$ - valor de cálculo das tensões tangenciais devidas à torsão de St. Venant atuante

χ - coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura relevante

χ_{LT} - coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral

A - área da secção transversal

A_v - área de corte

C_D - coeficiente de arrasto

E - módulo de elasticidade

E_d - valor de cálculo do efeito das ações atuantes

f_y - tensão de cedência

f_u - tensão última

G - fator de efeito de rajada

h_w - altura da alma

IM - fator de amplificação dinâmica da carga rodoviária

K_z - coeficiente de exposição à pressão e altura, utilizado no cálculo da pressão do vento

L - comprimento de cada barra (m)

$M_{y,Ed}$ - valor de cálculo do momento fletor máximo segundo o eixo de maior inércia

$M_{b,Rd}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura

$M_{c,Rd}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente

M_{Ed} - valor de cálculo do momento fletor atuante

$M_{pl,Rd}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente plástico

$M_{N,y,Rd}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em flexão composta, relativo ao eixo de maior inércia

$M_{N,Rd}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em flexão composta

$M_{N,Z,Rd}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em flexão composta, relativo ao eixo de menor inércia

$M_{z,Ed}$ - valor de cálculo do momento fletor atuante, relativo ao eixo de menor inércia

$N_{b,Rd}$ - valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido

$N_{c,Rd}$ - valor de cálculo do esforço axial resistente atuante

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

$N_{pl,Rd}$ - valor de cálculo do esforço axial resistente plástico

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

$N_{u,Rd}$ - valor de cálculo do esforço axial resistente último

n - número de vias de projeto

P_z - pressão do vento de projeto

R_d - valor de cálculo da resistência do elemento estrutural em estudo

T_{Ed} - momento torsor atuante

T_{Rd} - valor de cálculo do momento torsor resistente da secção transversal

$T_{t,Ed}$ - valor de cálculo do momento torsor de St. Venant atuante

$T_{w,Ed}$ - valor de cálculo do momento torsor não uniforme (de empenamento) atuante

t - espessura

t_w - espessura da alma

V - velocidade do vento de projeto

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

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

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

$V_{pl,T,Rd}$ - valor de cálculo do esforço de corte resistente plástico com torsão

W_{pl} - valor de cálculo do módulo de flexão plástico

$W_{pl,Y}$ - valor de cálculo do módulo de flexão plástico segundo o eixo de maior inércia

W_t - valor de cálculo do módulo de torsão

w - largura da faixa de rodagem

Z - altura da ponte

GLOSSÁRIO

Treliça - estrutura composta por unidades triangulares constituídas por elementos lineares cujas extremidades são coincidentes em pontos conhecidos por nós; no contexto das pontes modulares metálicas, também se refere ao conjunto formado pela associação de painéis em série.

Painel modular – Unidade estrutural básica de uma ponte modular, cuja associação em série e em paralelo permite formar as vigas longitudinais da ponte.

Painéis (especiais) de corte - Painel modular com diagonais reforçadas.

Módulo corrente - Composição unitária da ponte, excluindo os módulos inicial e final, com 3,048 m de comprimento e largura variável em função do número de vias.

Módulo de corte - Módulo corrente reforçado com um ou mais painéis especiais de corte.

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E MOTIVAÇÃO

Desde a sua invenção, em meados do século passado, as pontes modulares do tipo Bailey têm vindo a demonstrar o seu enorme potencial em situações diversas, desde cenários de guerra e/ou cenários de catástrofe natural, ao estabelecimento das comunicações em áreas remotas, servindo também para fazer face à simples substituição temporária das obras de arte existentes para fins de manutenção.

Esta diversidade de aplicações decorre das características particulares deste tipo de estruturas nomeadamente a sua versatilidade e adaptabilidade a um considerável intervalo de vãos e capacidades de carga, o seu reduzido peso, a facilidade e rapidez de montagem, baixa necessidade de mão de obra, a possibilidade e relativa facilidade de transporte, a possibilidade, na maioria dos casos, de desmontagem e reutilização e, ainda, os reduzidos custos e maior garantia de qualidade decorrentes da necessária pré-fabricação.

Estas estruturas sempre tiveram especial interesse para as Forças Armadas, pela sua versatilidade, simplicidade e facilidade de operação, no entanto, no panorama atual, em que se apresentam sérios problemas de falta de mão de obra, e por outro lado se pretendem soluções rápidas e económicas, também entidades civis têm vindo a reconhecer o benefício deste tipo de pontes.

Apresentada ao autor a proposta do estudo de tão interessante e desafiante ramo da engenharia civil, com a possibilidade de estudar, em ambiente empresarial, um sistema de pontes modulares atualmente existente no mercado e inclusive em operação, tal desafio foi aceite com entusiasmo.

O objeto de estudo e as bases para o trabalho efetuado foram fornecidas pela BERD, nomeadamente, a documentação normativa necessária, algumas fontes relevantes para o estudo do estado da arte, toda a informação necessária acerca do sistema de pontes modulares estudado - propriedade da MBSbyBERD - tais como as configurações das pontes para diversos vãos, os materiais utilizados e a geometria dos diferentes elementos modulares. Para além disto, também os procedimentos de modelação e recolha de resultados tiveram um importante apoio da BERD.

Assim, partindo da informação referida, o autor propôs-se fazer um estudo de modelação e análise do sistema modular mencionado, para um conjunto definido de vãos e larguras de tabuleiro, com a finalidade de encontrar para cada vão a configuração mais adequada e perceber o comportamento estrutural dos elementos principais do sistema de pontes analisado: os painéis modulares. De referir que apesar de conhecidas a priori as configurações de alguns vãos através das peças desenhadas gentilmente fornecidas pela BERD, essa informação apenas serviu como termo de comparação, tendo sido modeladas todas as pontes no intervalo de vãos definido.

1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA

No presente trabalho procedeu-se ao estudo de um sistema de pontes modulares metálicas do tipo Bailey desenvolvido pela empresa *BERD - Projeto, Investigação e Engenharia de Pontes S.A.*, denominado *MBPanelX*, com os objetivos principais de:

- Adquirir noções e competências de modelação e análise de estruturas metálicas;
- Determinar as configurações de um conjunto de pontes deste sistema modular, para diferentes vãos aplicáveis;
- Elaborar uma breve análise do comportamento dos elementos estruturais mais relevantes das vigas longitudinais, a saber, os painéis modulares e as cordas de reforço.

Para tal, começou por se investigar o estado da arte sobre pontes modulares metálicas, selecionaram-se, de seguida, as normas a utilizar para a definição de ações e para as verificações de segurança, e finalmente, recorreu-se ao programa de cálculo numérico *Robot Structural Analysis* para auxiliar a análise das diferentes estruturas estudadas.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está organizado em 5 capítulos que pretendem formar uma unidade, acrescentando, cada um, informação relevante para os objetivos pretendidos de forma progressiva e fundamentada.

O presente capítulo corresponde ao capítulo 1.

No segundo capítulo apresenta-se o estado da arte sobre pontes modulares metálicas, onde se inclui a caracterização do sistema modular que foi analisado no âmbito desta dissertação.

No terceiro capítulo são estudadas e definidas as ações e combinações que foram utilizadas na análise estrutural efetuada para o caso de estudo, e, ainda, são apresentadas as verificações de segurança e operacionalidade consideradas.

Por sua vez, o quarto capítulo é integralmente dedicado ao estudo do sistema de pontes modulares *MBPanelX*, desde a sua modelação, ao estudo e determinação das configurações para cada vão, realizando-se, também, um estudo dos elementos estruturais mais relevantes das vigas longitudinais. É neste capítulo que se apresentam de forma detalhada os principais resultados obtidos com o estudo efetuado.

No quinto capítulo apresenta-se um resumo do trabalho efetuado e propõem-se desenvolvimentos futuros que se consideram relevantes para dar continuidade ao estudo realizado.

No final da dissertação são apresentadas as referências bibliográficas e os anexos A, B e C.

2

ESTADO DA ARTE

A função de qualquer ponte é estabelecer a ligação entre dois pontos geográficos separados por um rio, uma ravina, um vale ou qualquer outro obstáculo natural ou artificial que impeça ou dificulte a circulação de pessoas e bens. Partindo desta função, que é comum a todas as pontes, dependendo das características do obstáculo a ultrapassar e de requisitos funcionais, estéticos ou de eficiência, surgem diversos sistemas estruturais que procuram ser uma solução eficaz para a travessia pretendida. Compreendendo o contexto da presente dissertação, neste capítulo é dado exclusivo enfoque a pontes modulares metálicas, que é, como se sabe, apenas uma, de muitas tipologias desenvolvidas na engenharia de pontes.

As pontes modulares têm especial interesse em situações de guerra, catástrofe natural, acidentes ou ainda no caso de haver necessidade de desviar o tráfego do seu percurso normal para efetuar manutenções ou reparações que assim o exijam. Os cenários apresentados requerem estruturas de fácil e rápida montagem, boa transportabilidade, grande adaptabilidade, reduzida necessidade de manutenção e elevada capacidade de carga. Todas estas características são detidas pelas pontes metálicas modulares.

Naquilo que respeita ao horizonte temporal do projeto, estas pontes podem ser aplicadas em circunstâncias temporárias ou podem ser de caráter permanente. O facto de serem estruturas leves e desmontáveis e até a sua origem histórica, são possíveis motivos para que não raras vezes as pontes modulares sejam consideradas pontes provisórias, apesar de a sua aplicabilidade poder ser muito mais abrangente (Ferraz s.d.).

2.1. PERSPETIVA HISTÓRICA

Desde sempre a Humanidade procurou criar soluções que viabilizassem a passagem dos rios, ravinas ou outros obstáculos quando a necessidade o exigia, a técnica o permitia e não havia nenhuma outra forma viável de o fazer, sem recorrer à construção de uma estrutura.

No que respeita às pontes modulares, como refere André (2016) o seu desenvolvimento é “indissociável da evolução histórica das pontes militares”. A construção de pontes para fins militares remonta há milénios, forçada pela necessidade de fazer avançar guerreiros e carros de apoio através de cursos de água ou outros obstáculos, e terá começado certamente com estruturas e tecnologias muito simples e rudimentares que a experiência foi aprimorando. A “urgência” da ponte condicionaria certamente se o material a utilizar era a madeira ou a pedra.

A tecnologia de pontes teve um grande avanço e consolidação no Império Romano, tendo concorrido para isso o sistema de gestão de informação implementado na construção destas obras, com o registo

em placas de cera dos acidentes e incidentes ocorridos durante a construção. Estes registos eram depois levados para a capital do Império, onde se tratava e consolidava a informação (Pacheco 2016a).

Na época medieval surge outro conceito de ponte, a ponte levadiça, que permitia o acesso ao castelo, atravessando um fosso que antecedia o portão, e era levantada quando se pretendia impedir a entrada dentro das muralhas. Neste sistema existe já a capacidade de “montagem” e “desmontagem” que muitas vezes - senão sempre - está presente nas pontes modulares metálicas, quer pela própria finalidade de uma determinada ponte quer pela natureza dos elementos estruturais e ligações de qualquer ponte modular que permitem uma fácil desmontagem.

Nos finais do séc. XVIII e início do séc. XIX, o Tenente-Coronel de Artilharia britânico Sir William Congreve inventou uma ponte transportável pelos militares que podia ser utilizada debaixo de fogo para transpor um obstáculo, normalmente um curso de água. Esta ponte, denominada “Congreve Trough” foi uma das primeiras pontes de assalto, um tipo de pontes desenvolvido para rapidamente vencer obstáculos que impeçam o movimento das tropas (Ramos 2020). Este sistema de ponte, de certa forma pode considerar-se precursor das pontes modulares metálicas, no que respeita à sua capacidade de ser transportado. Não obstante diferenças na forma ou finalidade do transporte (particularmente para as pontes do tipo Bailey, referidas mais abaixo), este sistema partilha com todos os outros tipos de pontes modulares o facto de ser construído longe do local onde será utilizado, o que força a necessidade do transporte.

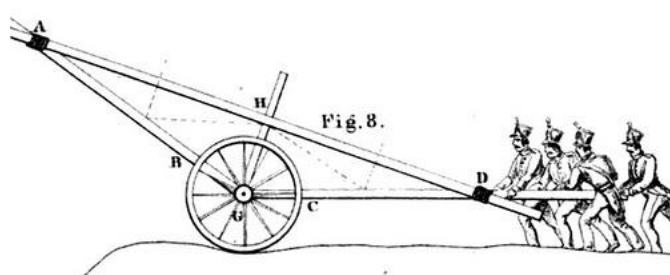


Fig. 2.1 – Ponte “Congreve Trough” (Ramos 2020, fig. 4)

O domínio e industrialização do fabrico de aço, com a Revolução Industrial, e as duas Grandes Guerras do séc. XX, foram os fatores condicionantes do surgimento e enorme desenvolvimento da tecnologia de pontes modulares metálicas.

Durante a Primeira Guerra Mundial surgiram os primeiros carros de combate (tanques) de grande envergadura pelo que se tornou necessário desenvolver pontes robustas com uma capacidade de carga elevada, que acabavam por ser estruturas pesadas (Ramos 2020). Isto condicionou também o desenvolvimento de veículos capazes de transportar estas estruturas (André 2016). No entanto, esta solução de pontes “transportáveis”- veículos cuja função é exclusivamente o transporte, montagem e desmontagem de uma ponte - não permitia vencer grandes vãos e exigia um considerável desenvolvimento tecnológico quer em termos de sistemas quer de materiais pelo que, não excluindo este, um outro sistema de pontes como aquele que se referirá de seguida apresenta benefícios relevantes, para situações em que mais do que rapidez de montagem, o pretendido é vencer vãos mais exigentes. Assim, na Segunda Guerra Mundial surge um novo conceito de ponte provisória, inventado pelo engenheiro militar britânico Sir Donald Bailey, que consiste numa ponte metálica modular com estrutura em treliça, construída utilizando elementos pré-fabricados que são facilmente transportados por um camião, podem ser montados manualmente em poucas horas ou até minutos e permitem diferentes configurações para a secção transversal, de modo a vencer diferentes vãos e exibir diferentes classes de carga.

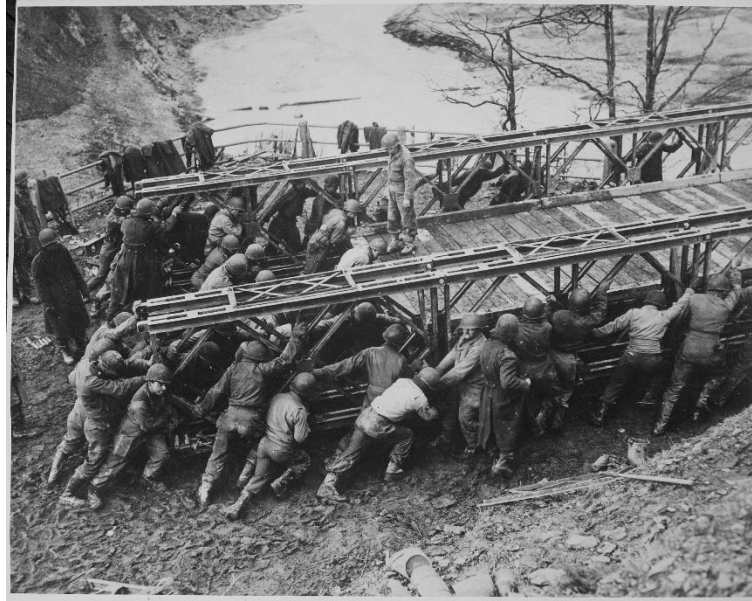


Fig. 2.2 – Lançamento de uma ponte Bailey durante a Segunda Guerra Mundial (Wikipédia 2011)

Atualmente, este conceito de ponte é muito utilizado em todo o mundo quer para fins militares quer para fins civis, por exemplo em cenários de catástrofe natural (André 2016). A facilidade e rapidez de montagem aliada à atual tendência de “modularização” que se procura no sector da construção fazem com que as pontes modulares metálicas sejam uma solução competitiva e de grande interesse (Ferraz s.d.).

2.2. TIPOS DE PONTES MODULARES

A diversidade dos modelos e sistemas existentes no universo das pontes modulares faz com que naturalmente se encontre uma categorização que agrupe estruturas com funções e especificidades idênticas. Neste trabalho seguiu-se uma possível organização com base na *utilização*, na *permanência* e no *tipo de carregamento*, critérios estes que permitem com simplicidade e clareza enquadrar as diversas pontes existentes.

2.2.1. QUANTO À UTILIZAÇÃO

2.2.1.1. Ponte Civil

Estrutura utilizada para fins meramente civis. Os principais motivos para a utilização deste tipo de pontes são a necessidade do rápido restabelecimento das vias de comunicação numa situação de catástrofe natural, a manutenção do tráfego durante operações de reparação significativa de obras de arte, ou o estabelecimento de ligações em áreas remotas. Quando estas pontes têm um carácter provisório, na maioria das vezes são, segundo André (2016), “instaladas em regime de aluguer/empréstimo, por parte das forças militares”, que geralmente são as entidades que possuem este tipo de estruturas. As pontes modulares metálicas são também utilizadas como estruturas definitivas, apresentando-se muitas vezes como uma solução muito competitiva face aos tipos de pontes mais convencionais. Nestes casos, os governos ou outras entidades públicas ou privadas, através de concursos públicos ou outros mecanismos, adjudicam o fornecimento das pontes às empresas que as produzem.

2.2.1.2. Ponte Militar

Ponte projetada e utilizada no âmbito de operações militares. As características de rapidez de montagem, possibilidade de desmontagem, facilidade de transporte (André et al. 2018), modularidade e adaptabilidade a diferentes vãos e carregamentos tornam as pontes modulares particularmente interessantes para as forças armadas. As pontes militares estão classificadas segundo Classes de Carga Militar (MLC), definidas pela STANAG 2021, nos países da Aliança Atlântica e naqueles que reconheçam a validade da norma.



Fig. 2.3 – Ponte modular militar (Acrow Corporation of America 2023a)

Para além da STANAG 2021 existem outras normas, reconhecidas por diversos países, que regem o projeto de pontes militares como o *Trilateral design and test code for military bridging and gap crossing equipment* (Ferraz s.d.).

2.2.2. QUANTO À PERMANÊNCIA

2.2.2.1. Ponte Provisória de Assalto

As pontes de assalto são concebidas para situações de combate onde se requer uma rápida montagem (menos de 10 minutos) de modo a restringir ao mínimo a movimentação das tropas e veículos na presença de algum obstáculo como um rio ou uma trincheira, e pelo facto de muitas vezes a sua montagem ter de realizar-se sob fogo inimigo. Esta última condicionante torna importante a possibilidade de a montagem ser automática.



Fig. 2.4 - Ponte JAB – Joint Assault Bridge (U.S. Army 2019)

O âmbito deste estudo não se prende com este tipo de pontes; no entanto, mais à frente, a título de exemplo, referir-se-á um modelo de uma ponte provisória de assalto atualmente existente.

2.2.2.2. Ponte Provisória Logística

As pontes de apoio ou logísticas são pontes modulares montadas próximas do campo de batalha para permitir o movimento de militares e veículos independentemente da localização e existência de outras passagens possíveis. São estruturas de carácter semipermanente ou permanente, com capacidade de estar ao serviço por um grande período de tempo sem manutenção significativa (Pereira 2015), e o seu processo de montagem e instalação é simples e relativamente rápido (instalação entre 30 e 120 minutos). Os vãos vencidos podem ser consideravelmente maiores que os aplicáveis para as pontes de assalto, e há a possibilidade de executar soluções de múltiplos vãos.

Dada a sua facilidade e rapidez de montagem e as suas reduzidas necessidades de manutenção, este tipo de pontes é muitas vezes utilizado para fins civis.

2.2.2.3. Ponte Provisória de Comunicação

As pontes de comunicação distinguem-se das pontes logísticas ou de apoio principalmente pelas cargas para as quais são projetadas, pela duração em serviço, que muitas vezes é imprevisível, e pela utilização de vãos mais longos. Estas características implicam que se proceda a um planeamento mais exaustivo de toda a operação e se prepare o local com um nível de exigência superior.



Fig. 2.5 – Ponte Acrow 700XS® (Acrow Corporation of America 2023b)

Não obstante estas considerações, a designação pontes de comunicação é muitas vezes substituída por pontes logísticas, simplesmente, porque as últimas são muitas vezes instaladas sem ter um horizonte de serviço bem definido e respondem sensivelmente às mesmas necessidades.

2.2.2.4. Ponte Definitiva

As pontes modulares metálicas podem, como foi já referido, ser estruturas de carácter permanente. A definição de ponte provisória ou permanente deve ser já estabelecida em fase de projeto para que se estude com o devido rigor ações importantes que dependem de tempos de retorno, como sejam a ação sísmica, a ação do vento e o risco de cheias ou inundações. Também questões relacionadas com a fadiga dos elementos e ligações ou ainda com a definição do fator de importância e do fator de redundância são parâmetros muito dependentes do horizonte de projeto da ponte. Tudo isto, naturalmente, leva ao aumento do custo da ponte (Ferraz s.d.). A caracterização de uma ponte como permanente ou provisória varia entre os vários países, consoante a norma em vigor, podendo considerar-se um horizonte de projeto na ordem dos 75 anos para uma ponte permanente e entre os 5 e os 25 anos para uma ponte provisória (Ferraz s.d.).

A manutenção é crucial para garantir as características operacionais destas estruturas durante a sua vida útil e para isso é necessário que os fornecedores estabeleçam um plano de manutenção indicativo que deve ser posto em prática pelo dono de obra, com as adaptações que se mostrem necessárias (Ferraz s.d.).

2.2.3. QUANTO AO TIPO DE CARREGAMENTO

2.2.3.1. Ponte Rodoviária

As pontes rodoviárias são aquelas projetadas para suportar a passagem de veículos. A localização ou função específica da ponte determina qual a norma que deve ser utilizada e, eventualmente, condiciona a sua aplicação no que respeita à escolha de parâmetros que dependam da função da ponte. A título de exemplo refere-se a diferença entre uma ponte inserida numa estrada secundária de uma região rural remota, com um volume de tráfego muito limitado, velocidades praticadas bastante reduzidas e em que os veículos mais comuns são pequenos tratores agrícolas, e outra inserida numa grande exploração de minério, em que frequentemente o volume de tráfego de veículos pesados especiais é algo significativo.



Fig. 2.6 – Ponte Mabey Universal (Mabey Bridge 2023a)

2.2.3.2. Ponte Pedonal

Uma ponte modular metálica pedonal deve ser dimensionada para assegurar a passagem de pessoas e animais, a pé. Nestas estruturas as ações dinâmicas resultantes da passagem dos peões – particularmente de multidões que se desloquem no mesmo sentido – são extremamente relevantes e devem ser devidamente acauteladas (Ingólfsson, Georgakis e Jönsson 2012).



Fig. 2.7 – Ponte pedonal Mabey C200 (adaptada de Mabey Bridge 2023b)

As principais aplicações das pontes modulares já referidas justificam que em muitos casos, as pontes rodoviárias sejam também pontes pedonais, existindo caminhos próprios para os peões, que podem ser

incluídos no lado exterior das treliças, separados da faixa de rodagem, ou no lado interior, adjacentes à faixa de rodagem. Os caminhos para os peões são frequentemente denominados *passarelas*.

2.2.3.3. Ponte Ferroviária

As pontes ferroviárias são idealizadas para permitir a passagem de comboios de passageiros ou de carga, tendo grande aplicabilidade em situações temporárias em que se requer um rápido restabelecimento da via-férrea ou a sua manutenção em serviço, por alguma falha ou limitação na ponte existente, podendo também utilizar-se como pontes ferroviárias definitivas. Dada a natureza dos veículos circulantes, as pontes modulares ferroviárias são projetadas para cargas e velocidades elevadas pelo que considerações relativas a fadiga e efeitos dinâmicos devem ser devidamente acauteladas (Pacheco 2016b).



Fig. 2.8 – Ponte ferroviária (Acrow Corporation of America 2023c)

2.2.3. ALGUNS MODELOS EXISTENTES

A título de exemplo, apresentam-se de seguida quatro modelos existentes de pontes modulares, com especial ênfase e detalhe na descrição da ponte Bailey pelo facto de ser, entre todos os sistemas apresentados, aquele que mais se identifica com as pontes que foram estudadas nesta dissertação.

2.2.3.1. Ponte Python

A ponte Python, conhecida também por ponte REBS (Rapidly Emplaced Bridge System), é uma ponte ligeira, em alumínio, projetada para permitir a passagem de veículos de rodas ou lagartas até classe MLC 50 sobre um vão de 13 m (General Dynamics European Land Systems 2023). É transportada seccionada em dois módulos, com a vantagem em relação a outros modelos de pontes de ter uma diversidade de meios de transporte disponíveis, nomeadamente camião, tanque, helicóptero e avião (Fardilha 2016). As principais desvantagens da ponte Python consistem na baixa capacidade de carga e na necessidade de expor a tripulação durante a montagem (Headquarters 2008).

Consoante a utilização, a ponte Python pode ser classificada como ponte de assalto ou ponte de apoio.



Fig. 2.9 – Ponte Python (General Dynamics European Land Systems 2023)

2.2.3.2. Ponte DSB - Dry Support Bridge

A ponte DSB está projetada para vencer um vão máximo de 46 m com capacidade de carga para veículos de lagartas da classe MLC80 e de rodas da classe MLC120 (Fardilha 2016). É caracterizada pela sua facilidade de transporte e vão variável, constituído por módulos de 6 m que são montados um após outro até atingir o comprimento desejado.

O tabuleiro é lançado, por incrementos de um módulo, a partir de um caminhão-grua com o apoio de uma viga previamente instalada que funciona como ponte rolante. Quando o tabuleiro está totalmente montado e atinge a outra margem, é descido através de hidráulicos para a posição final, concluindo-se a instalação da ponte em menos de 90 minutos (WFEL 2022). A viga de apoio à instalação do tabuleiro é montada segundo o mesmo princípio (por adição de módulos iguais), sendo lançada em consola até atingir a margem oposta do lançamento e uma vez aí passa a funcionar como uma viga simplesmente apoiada, como se pode ver na figura 2.10. A viga de apoio é de alumínio de modo a possibilitar o seu lançamento em consola com vãos relativamente elevados.

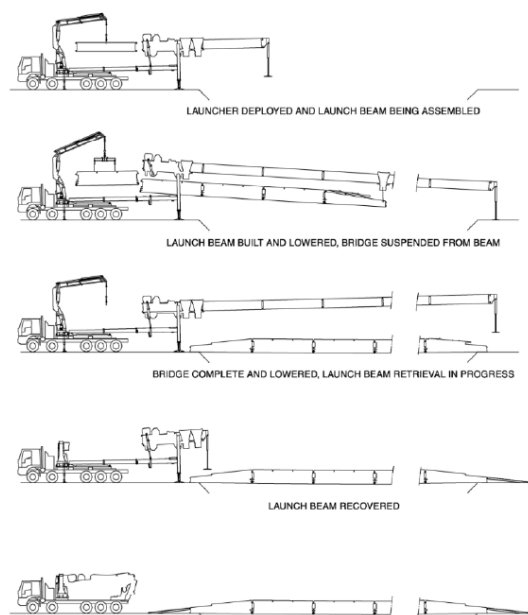


Fig. 2.10 – Montagem da ponte DSB (Ramos 2020)

2.2.3.3. Ponte MGB - Medium Girder Bridge

Este sistema de ponte modular consiste em duas vigas metálicas principais unidas através de elementos transversais de modo a formar uma estrutura rígida (André 2016). As vigas principais podem ser reforçadas com uma treliça inferior, como se pode ver na figura 2.11, e com um sistema de pré-esforço exterior - LRS (Link Reinforcement System) - de modo a aumentar os vãos possíveis de vencer, possibilitando-se assim três configurações distintas; pode acrescentar-se ainda outro grau de liberdade que consiste na utilização deste sistema numa solução de múltiplos vãos, com apoios flutuantes ou ao solo. Todas as configurações referidas permitem vencer vãos de 9,8 m, 31,1 m e 49,4 m para classe de carga MLC70, respetivamente nas configurações de 1 nível, 2 níveis e 2 níveis com pré-esforço (WFEL 2022), e qualquer vão se se optar pela solução de vãos múltiplos e as características do vão a vencer o permitirem.



Fig. 2.11 – Ponte MGB com treliça inferior de reforço (U.S. National Archives and Records Administration 1983)

O processo de montagem e instalação é bastante simples tendo apenas necessidade de uma equipa de 6 homens e um camião ou outro veículo capaz de empurrar a ponte para a posição final. A montagem da ponte é efetuada numa das margens sobre apoios rolantes, unindo as várias peças através de cavilhas até obter o vão desejado, e é lançada em consola até à outra margem com o auxílio de um veículo trator. De modo a possibilitar a montagem manual, as peças são de uma liga metálica de zinco, magnésio e alumínio para conseguir um peso relativamente reduzido (André 2016). Para reduzir os esforços internos na estrutura enquanto se processa o lançamento utiliza-se um nariz de apoio ao lançamento. Quando o nariz atinge a outra margem, a equipa de montagem instala um apoio rolante, onde se vai apoiar o nariz. Depois de corretamente posicionada a ponte, os apoios rolantes são substituídos pelos apoios finais. Todo o processo descrito está traduzido em imagem na figura 2.12.

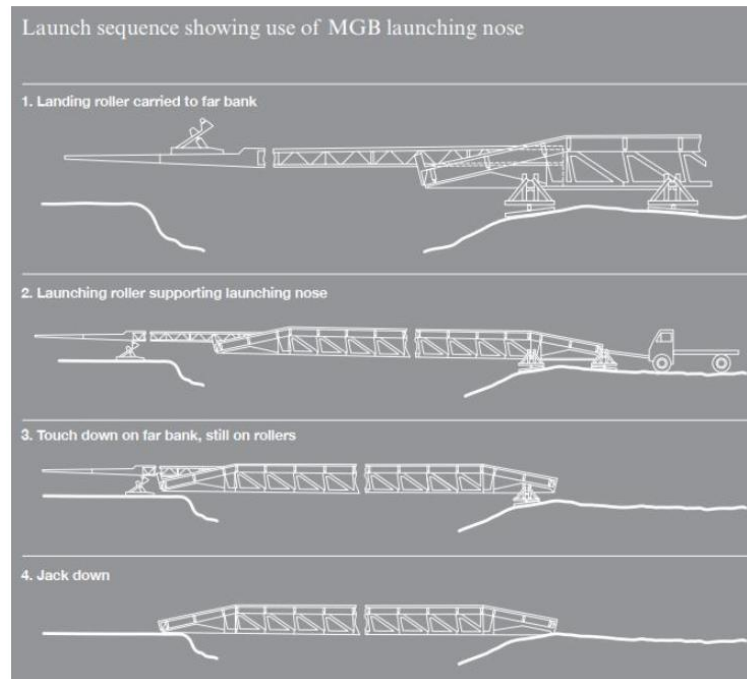


Fig. 2.12 – Processo de instalação da ponte MGB (Ramos 2020, fig. 10)

2.2.3.4. Ponte Bailey

Este tipo de ponte modular metálica foi inventado pelo engenheiro militar britânico Sir Donald Bailey, durante a Segunda Guerra Mundial, com o objetivo de ultrapassar com facilidade rios e outros obstáculos com diferentes vãos (Pereira 2016) sem necessidade de utilizar as pontes existentes que eram mais suscetíveis de serem emboscadas, podiam estar danificadas ou nem sequer ter capacidade para suportar a passagem dos blindados cada vez mais pesados (Pereira 2015) (Ramos 2020).



Fig. 2.13 – Instalação de uma ponte Bailey (Engineering and Technology 2018)

Estas estruturas inovadoras tinham a vantagem de serem constituídas a partir de elementos pré-fabricados que eram transportados em viaturas até o local de instalação, onde equipas de poucos soldados, sem necessidade de meios mecanizados, em algumas horas conseguiam montar e instalar uma ponte com

grande capacidade de carga e estrategicamente bem localizada. Este sistema foi de tal modo bem sucedido que no fim da guerra os Aliados tinham construído centenas de pontes no noroeste europeu, em Itália e no norte de África, merecendo o elogio de importantes personagens no contexto da Segunda Grande Guerra como o general Eisenhower ou o general Montgomery, que descreveram a ponte Bailey como uma das invenções mais relevantes para a vitória dos Aliados, particularmente na frente europeia (Think Defense 2012).



Fig. 2.14 – Ponte Bailey (ESC Steel Structures 2020)

Cada ponte é constituída por elementos modulares que se organizam para formar duas vigas longitudinais em treliça e o pavimento. Toda a estrutura é composta por elementos de dimensão e peso reduzidos para permitir o transporte em viaturas até ao local de montagem, como referido na obra de Paulo Cesar de Paoli, “Manual do pontoneiro” de 2009 (citado em Pereira 2015) e para assegurar uma montagem rápida, contribuindo também para isto a utilização de cavilhas nas ligações entre os painéis em série que compõe as treliças longitudinais. A utilização de ligações cavilhadas em substituição de ligações aparafusadas foi uma inovação em que as pontes Bailey foram pioneiras, constituindo uma grande mais-valia para a rapidez e facilidade de montagem (Pereira 2015). Os elementos modulares básicos que constituem a estrutura são painéis, travessas, reforços de cordas, painéis de pavimento, elementos de contraventamento, rampas, grelhas e vigas de apoio no terreno (André 2016).

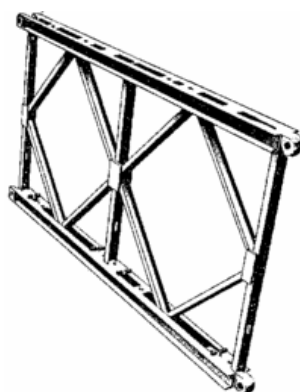


Fig. 2.15 – Painel de uma ponte Bailey (canadiansoldiers.com 1999)

A montagem e instalação é, no caso mais corrente, em tudo análoga à ponte MGB, utilizando-se a técnica de lançamento. No entanto, para além do método referido existem outros procedimentos disponíveis, utilizados em situações mais particulares, tais como:

- *Instalação com grua:* utilização de uma grua para instalar a ponte na sua posição final numa única operação depois de pré montada numa das margens. Podem ser utilizadas 1 ou 2 gruas;
- *Lançamento com Grua:* procedimento conjunto de lançamento auxiliado por grua na extremidade dianteira da ponte;
- *Montagem com torres:* Caso as condições do terreno/rio, e a altura ao solo o permitam podem ser instaladas várias torres ao longo da ponte que auxiliam a montagem servindo como escoramento.

A grande vantagem deste tipo de ponte consiste em permitir uma infinidade de soluções de diferentes vãos e capacidades de carga, simplesmente, através de diferentes combinações dos mesmos elementos básicos. Estas diferentes combinações são normalmente designadas *configurações*, estando cada configuração associada a um determinado intervalo de vãos e capacidades de carga aplicáveis.

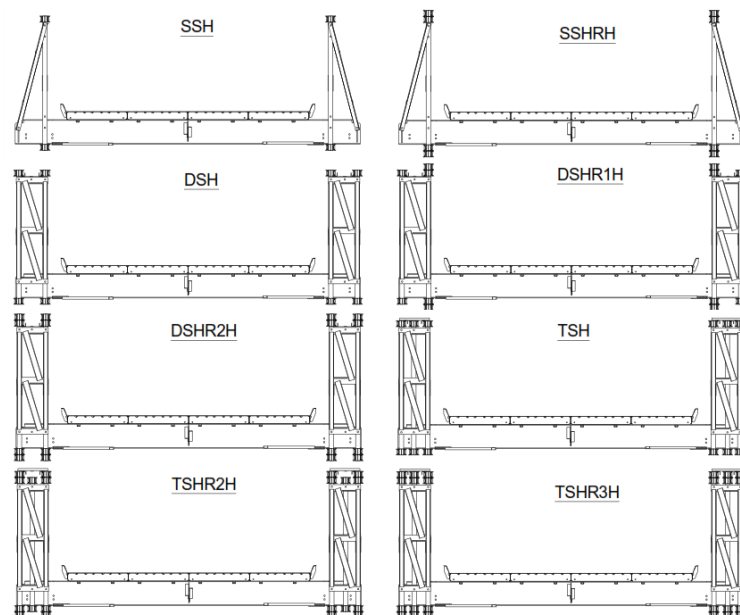


Fig. 2.16 – Algumas configurações possíveis da ponte Bailey (Adaptada de Pereira 2015)

2.4. CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS DAS PONTES DO TIPO BAILEY

2.4.1. CONSIDERAÇÕES ESTRUTURAIS

As pontes do tipo Bailey, em termos estruturais, são constituídas por duas vigas longitudinais contraventadas por travessas que por sua vez dão suporte ao pavimento, configurando uma secção transversal em “U”. No caso mais corrente, as condições de apoio do tabuleiro permitem considerar a estrutura como simplesmente apoiada.

No que se refere às vigas longitudinais, são formadas por um ou mais planos de painéis associados em série, consoante o vão e a classe de carga pretendida, existindo também a possibilidade acrescentar um ou dois níveis de painéis na vertical, aumentando a altura das vigas e consequentemente a sua capacidade resistente ao momento fletor global. As características geométricas dos painéis, nomeadamente a sua

altura, em geral não permitem que, até dois níveis, se instale um sistema de travamento das cordas superiores entre as duas vigas longitudinais devido à altura dos veículos, como se pode ver na figura 2.17, pelo que a estabilidade da corda comprimida é um parâmetro com grande importância no estudo do comportamento estrutural destas pontes, nomeadamente em configurações com mais de um nível de painéis na vertical, em que a corda superior se encontra mais afastada da ligação das travessas à viga longitudinal, onde a estabilidade em relação ao movimento para fora do plano da treliça é maior.



Fig. 2.17 – Ponte do tipo Bailey com três planos e dois níveis de painéis (Washington State Department of Transportation 2013)

Os painéis utilizados na constituição das vigas longitudinais, são compostos por perfis de aço soldados numa disposição estruturalmente otimizada, com uma marcada presença da figura do triângulo, motivo pelo qual estas pontes têm o comportamento estrutural de pontes em treliça. Assim, tendo em conta que as cargas mais relevantes, nomeadamente aquelas advindas da circulação de veículos no pavimento, são descarregadas junto aos nós de interseção das barras constituintes dos painéis, os esforços dominantes na maioria das barras que compõem as vigas longitudinais são de tração ou de compressão, dependendo do carregamento e da posição e orientação de cada barra.

Nestas estruturas aplica-se a nomenclatura corrente para os diferentes elementos estruturais das pontes em treliça, designando-se por cordas as barras horizontais que têm como principal função resistir ao momento fletor global, e por diagonais e montantes as barras oblíquas e verticais, respetivamente, que conduzem o esforço de corte global da estrutura até aos apoios. Devido à natureza standard dos elementos constituintes da ponte, para conseguir um aumento da capacidade resistente aos esforços globais dominantes são utilizados elementos de reforço, a saber, cordas de reforço e painéis especiais de corte. As cordas de reforço são semelhantes às cordas dos painéis e funcionam em conjunto com estas de forma a melhorar a resposta da estrutura ao momento fletor global, através do aumento da área resistente, tendo também uma importante contribuição para o controlo da deformação da estrutura; já os painéis especiais de corte são utilizados em substituição dos painéis correntes para incrementar a capacidade resistente ao

esforço de corte, distinguindo-se ambos pelo facto de os painéis de corte terem diagonais mais robustas ou com uma inclinação mais próxima da vertical (Ramos 2020).

Outros elementos essenciais ainda que secundários na estrutura são aqueles que compõem os diversos sistemas de contraventamento, quer das travessas quer dos painéis, que têm como função *travar* longitudinal e transversalmente a estrutura de modo a garantir a estabilidade global e local (Ferraz s.d.). O contraventamento das travessas contribui para a estabilidade local de cada travessa, acautelando fenómenos de encurvadura, e tem também influência na rigidez do tabuleiro, que naturalmente condiciona o comportamento da estrutura em resposta, particularmente, a ações horizontais. Os sistemas de contraventamento dos painéis, para além da sua função geral de contraventamento dos planos de painéis, servem para interligar os diferentes planos permitindo a sua montagem em paralelo.

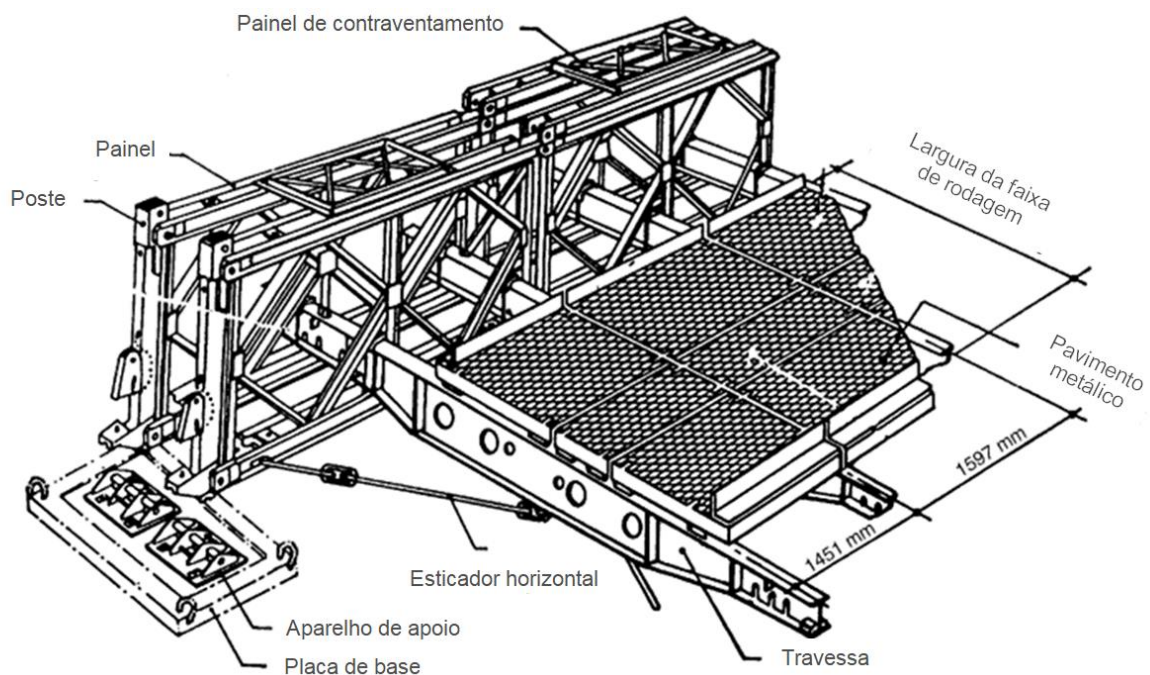


Fig. 2.18 – Identificação dos principais elementos de uma ponte Bailey (adaptada de Parivallal et al. 2005)

No que concerne às ligações, dependendo se se trata de uma ligação entre as partes constituintes de um elemento modular ou entre diferentes elementos, podem ser soldadas, aparafusadas ou cavilhadas. Dada a natureza modular destas pontes e o foco existente na facilidade e rapidez de montagem, as ligações soldadas são utilizadas exclusivamente entre os constituintes de um elemento unitário e são sempre feitas em fábrica, enquanto as ligações executadas em estaleiro, durante a montagem, utilizam sempre parafusos e cavilhas, possibilitando a montagem destas pontes inclusive por operários com pouca qualificação ou experiência. Deve salientar-se, ainda, que particularmente a utilização de cavilhas nas ligações entre elementos tem especial interesse pela sua simplicidade e pela rapidez de montagem (André et al. 2018), tendo, no entanto, a contrapartida de, devido às necessárias folgas destas ligações (Pereira 2015), a deformabilidade destas estruturas ser considerável. Esta questão deve ser acautelada em fase de projeto através de um modelo robusto que traduza bem o comportamento da estrutura real, em serviço.



Fig. 2.19 – Ligação cavilhada (Pereira 2015)

Quanto aos apoios, estes podem localizar-se apenas nas secções extremas da ponte ou podem existir em pontos intermédios, no caso de o vão a vencer assim o exigir, como bem exemplifica a figura 2.20. Os apoios utilizados são rotulados, não impondo restrições à rotação com eixo transversal pelo que a estrutura, no caso mais corrente, é simplesmente apoiada e, portanto, o momento fletor máximo concentra-se a meio vão e o esforço transversal máximo ocorre próximo dos apoios; esta distribuição dos esforços globais naturalmente condiciona a localização das cordas de reforço e dos painéis especiais de corte, as primeiras com maior influência nas secções próximas do meio vão, estendendo-se, se necessário, quase até aos módulos inicial e final, e os segundos substituindo os painéis correntes dos módulos mais próximos dos apoios.



Fig. 2.20 – Ponte do tipo Bailey com múltiplos vãos (Mabey Bridge, 2023c)

No que se refere a pontes com apoios intermédios, a distribuição dos esforços globais pode não ser idêntica à referida no parágrafo anterior, visto que existe a possibilidade de se optar por uma solução de tabuleiro contínuo ou por tramos que funcionam de forma independente. Contudo, conhecida a função dos elementos de reforço referidos, facilmente se adequa a sua aplicação a qualquer distribuição de esforços.

Importa ainda referir que o carácter permanente ou provisório da ponte pode condicionar a concepção dos encontros e apoios intermédios da estrutura, aplicando-se os procedimentos de dimensionamento correntes quando se projeta uma ponte definitiva, ou seguindo-se uma abordagem mais simplificada quando se projeta uma ponte provisória. Para o último caso, muitas vezes são as próprias margens os encontros, como se vê na figura 2.21, pelo que tem de ser estudada e garantida a capacidade de carga do terreno. (Ferraz s.d.) A exigência de rapidez na montagem e o facto de se tratar de uma estrutura relativamente leve tem como consequência que, em pontes provisórias, os encontros são, segundo Pereira (2016), “muitas vezes materializado(s) por simples blocos de betão armado apoiados diretamente em cima de um terreno, necessariamente compactado de forma rápida, e que por isso pode vir a sofrer assentamentos ao longo do tempo”.



Fig. 2.21 – Pormenores dos encontros (Mabey Hire 2023)

Por último, importa referir que a otimização da estrutura passa por conseguir aumentar a resistência dos seus módulos e reduzir o seu peso próprio, que pode depender da geometria do painel (ou outro elemento modular, se a unidade básica não for o painel), do tipo de perfis utilizados em cada barra e o material utilizado. Contudo, o compromisso entre a rigidez da estrutura e o seu peso próprio deve ser alvo de uma análise e reflexão rigorosas pois que a redução do peso tem como consequência, de forma geral, a diminuição da rigidez, o que, para vãos maiores (superiores a 50 m), representa uma grande limitação que não se resolve com dois níveis de painéis (André et al. 2018)

2.4.2. MODULARIDADE

A modularidade é a característica que diferencia este tipo de pontes metálicas de qualquer outro, permitindo a standardização do seu fabrico, o seu transporte até ao local de instalação, a capacidade de montagem e desmontagem em tempo reduzido e a eventual reutilização da estrutura ou parte dela.

O projeto dos diferentes elementos e sistemas deve, pois, ter em conta algumas restrições derivadas da natureza modular da ponte, motivadas pelo processo construtivo, por condicionantes de ordem logística e ainda por questões de ordem económica e ecológica. Assim, todos os elementos devem ser dimensionados de tal forma que possam ser transportados em contentores ISO de 20ft. ou 40ft., sendo uma boa prática, também na fase de dimensionamento, procurar maximizar a carga de cada contentor para reduzir custos logísticos (Ferraz s.d.). Alguns fornecedores defendem a importância de se permitir que a montagem seja feita de forma manual, o que implica limitar o peso de cada elemento estrutural a cerca de 400 kg; no entanto, com o aumento da utilização de guias e outros meios de elevação esta questão tem vindo a tornar-se menos relevante (Ferraz s.d.).



Fig. 2.22 – Construção em fábrica e contentorização de uma ponte modular (André et al. 2019)

Por sua vez, o conceito de modularidade implica a pré-fabricação, onde a escolha de fornecedores qualificados para a produção dos diversos elementos da ponte se torna essencial para garantir a qualidade e bom desempenho da estrutura projetada.

2.4.3. DIMENSÕES COMUNS

Por questões históricas, de mercado, de influência de monopólios instalados ou ainda de fabrico e transporte, a conceção de pontes modulares metálicas é condicionada por um conjunto de parâmetros geométricos nomeadamente no que se refere aos vãos praticáveis, ao número de vias e à largura do pavimento.

Atualmente, para vãos superiores a 60 m, a generalidade das pontes começa a ter importantes limitações quanto à capacidade de carga, ao tempo de montagem e à deformabilidade, tornando-se necessário condicionar a sua utilização através de restrições ao peso dos veículos e à velocidade de tráfego (André et al. 2018). Consideram-se como correntes, vãos até 60 m e como vãos especiais até 120 m. Nas soluções para vãos superiores a 60 m pode explorar-se a altura das treliças (que por sua vez vai implicar a utilização de contraventamento superior) (André et al. 2018), a escolha do tipo de aço ou a utilização de pré-esforço.

No que se refere à largura do pavimento, esta é normalizada e depende do apenas do número e características das vias, como se pode ver no quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Larguras correntes do pavimento (adaptado de Ferraz s.d.)

Número de vias	Largura
1 via	3,15 m
1 via, extra larga	4,20 m
2 vias	7,35 m
3 vias	10,50 m

2.4.4. SISTEMA DE PONTES MODULARES DO TIPO BAILEY ESTUDADO

Neste trabalho, foi estudado o sistema de pontes modulares metálicas MBPanelX, desenvolvido pela BERD (MBSbyBERD) com o intuito de apresentar uma resposta competitiva para as necessidades do mercado. Este sistema tem como objetivo disponibilizar uma vasta gama de vãos e capacidades de carga e ser capaz de assegurar uma rápida montagem, aliada a uma contentorização eficiente (André 2018).

Como qualquer sistema modular, procura cumprir com os objetivos para os quais foi idealizado utilizando o menor número possível de elementos diferentes, tentando inclusive que cada elemento seja capaz de desempenhar mais do que uma função. No sistema de pontes modulares estudado, os principais elementos constituintes são painéis - que podem ser correntes ou especiais de corte -, cordas de reforço, travessas e módulos de pavimento.

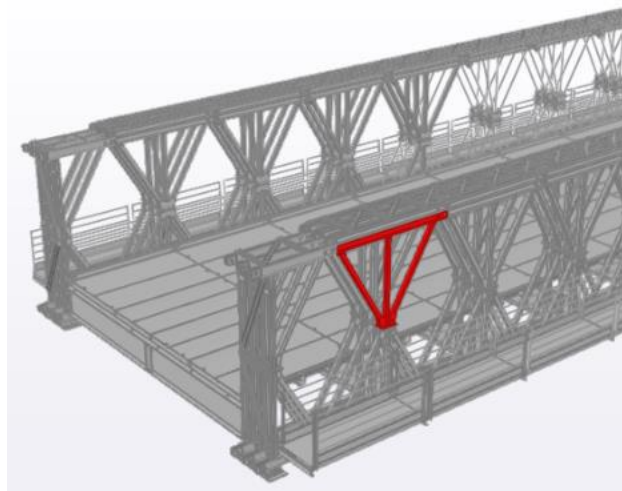


Fig. 2.23 – Perspetiva de uma ponte modular com destaque para um painel (BERD 2022)

Neste sistema de pontes, a geometria dos painéis difere daquela utilizada pela maioria dos fornecedores de pontes do tipo Bailey apresentando os painéis uma forma triangular, com uma corda na base à qual estão soldadas três barras, duas diagonais e um montante, que se interseitam no vértice do painel, como se destaca na figura 2.23, contrastando com a geometria mais corrente em que o painel tem um perímetro retangular, com uma corda superior e outra inferior, conectadas por um sistema de diagonais e montantes, como se pode ver na figura 2.15 da página 14.

A singular geometria dos painéis do sistema MBPanelX foi concebida com o objetivo de otimizar o peso da estrutura, particularmente em configurações com dois níveis de painéis, eliminando as cordas

intermédias das vigas longitudinais que não têm função resistente relevante. De facto, com painéis de perímetro retangular, em configurações de dois níveis, a ligação dos painéis do primeiro nível e do segundo é executada entre a corda superior do painel inferior e a corda inferior do painel superior, formando assim uma corda intermédia, que dada a sua posição próxima do eixo neutro da viga longitudinal, não resiste a importantes esforços de tração ou compressão. Em pontes com dois níveis de painéis o sistema MBPanelX ultrapassa esta limitação uma vez que a ligação entre os dois níveis não se dá entre duas cordas mas sim entre os vértices dos painéis, não existindo qualquer corda próxima do eixo neutro, como se confirma na figura 2.24.

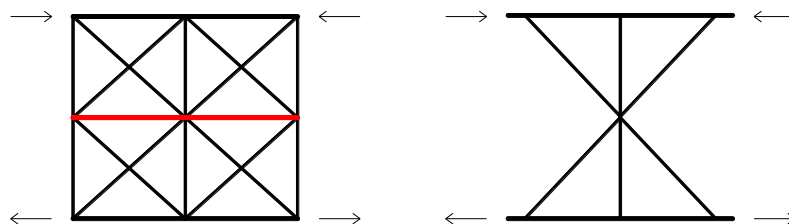


Fig. 2.24 – Representação esquemática do alçado lateral de um módulo de uma ponte Bailey (à esquerda) e de uma ponte MBPanelX (à direita), com dois níveis de painéis

Ainda no respeitante aos painéis, é importante referir que o primeiro e o último módulo da ponte são constituídos por painéis próprios, com metade do comprimento dos restantes painéis, e membros reforçados.

Os restantes elementos da estrutura são semelhantes aos de outros sistemas de pontes modulares salientando-se apenas a particularidade das cordas de reforço, que em configurações com um único nível de painéis desempenham a função de cordas superiores e dos elementos de contraventamento das treliças associadas em paralelo, que nas pontes estudadas não são painéis de contraventamento mas sim perfis metálicos lineares que se dispõem de forma triangulada e se ligam às treliças através de parafusos, como se pode ver na figura 2.25. Deve mencionar-se também que todas as ligações nestas estruturas, são efetuadas por intermédio de cavilhas ou parafusos, como em qualquer ponte modular do tipo Bailey.

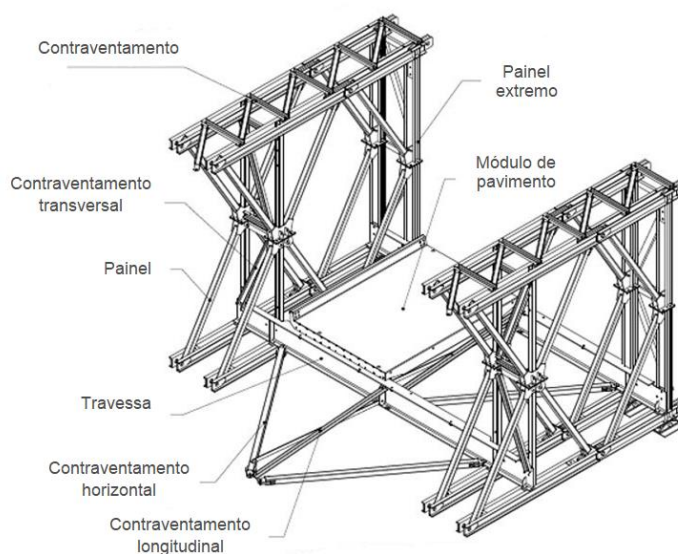


Fig. 2.25 – Perspetiva dos módulos de uma ponte mais próximos dos apoios (adaptada de BERD 2022)

De forma a simplificar o processo de montagem, alguns elementos das pontes MBPanelX são mais robustos que os elementos do mesmo tipo de outros sistemas, reduzindo assim o número de peças e consequentemente o tempo de montagem. Deve referir-se que a utilização de elementos mais robustos e por isso mais pesados requer a utilização de meios de elevação ligeiros para auxiliar a montagem, não sendo possível a montagem exclusivamente manual; esta condição, no entanto, não se apresenta como um problema relevante dada a generalização da utilização de tais equipamentos. Um elemento que exemplifica bem aquilo que se acaba de referir é o painel de pavimento que, se por um lado é maior e mais pesado que os painéis de outros fornecedores, por outro reduz o tempo de montagem, uma vez que cada painel pode substituir 2 unidades de outros sistemas existentes no mercado.

Utilizando diferentes configurações, este sistema permite a montagem de pontes com vãos até 60,960 m, por múltiplos de 3,048 m, com uma ou duas vias de trânsito, existindo a possibilidade de se incluir passarelas exteriores para os peões e rails de proteção. A designação da configuração de uma ponte dá indicações acerca dos elementos estruturais utilizados e da geometria da estrutura, nomeadamente quanto ao número de treliças em paralelo e níveis de painéis, em cada viga longitudinal, e à existência de cordas de reforço e painéis especiais de corte, como se verá posteriormente. No entanto, a possibilidade de não se utilizarem painéis de corte em todas as treliças do mesmo módulo ou do número de cordas de reforço poder variar consoante o vão ou a capacidade de carga, implica que o fornecedor faculte informação mais detalhada, para uma caracterização precisa da composição e geometria da ponte. No presente trabalho, procurou-se definir, para um conjunto de pontes deste sistema modular, cada configuração, com todo o detalhe necessário para a correta montagem de cada ponte. Apresentam-se de seguida algumas configurações do sistema de pontes estudado, identificadas pela sua nomenclatura própria:

- SS++ - Treliça única, com um nível de painéis e reforçado com painéis especiais de corte;
- DS++ - Duas treliças em paralelo, com um nível de painéis e reforçado com painéis especiais de corte;
- DD - Duas treliças em paralelo, com dois níveis de painéis;
- DD+ - Duas treliças em paralelo, com dois níveis de painéis e reforçado com painéis especiais de corte;
- DDRL2+ - Duas treliças em paralelo, com dois níveis de painéis e reforçado com painéis especiais de corte e cordas de reforço ligeiras;
- DDRH2++ - Duas treliças em paralelo, com dois níveis de painéis e reforçado com painéis especiais de corte e cordas de reforço pesadas;
- TDRL3+ - Três treliças em paralelo, com dois níveis de painéis e reforçado com painéis especiais de corte e cordas de reforço ligeiras;
- TDRH3+++ - Três treliças em paralelo, com dois níveis de painéis e reforçado com painéis especiais de corte e cordas de reforço pesadas.

Em cada configuração, as duas primeiras letras referem-se ao número de treliças em paralelo e de painéis em altura: as letras utilizadas provêm da designação inglesa e significam um (**S** de *single*), dois (**D** de *double*) ou três (**T** de *triple*). O seguinte conjunto de caracteres é formado por duas letras e um número, que indicam a existência de cordas de reforço ligeiras ou pesadas e quantas treliças são reforçadas, sendo as duas letras indicativas do tipo de reforço, **RL** para o ligeiro (*reinforcement, light*) e **RH** para o pesado (*reinforcement, heavy*). Salienta-se que a referência às cordas de reforço não dá indicações quanto ao desenvolvimento longitudinal e à existência exclusiva de reforços superiores ou conjunta de reforços superiores e inferiores. Finalmente, é indicada a presença de painéis especiais de corte nos três primeiros módulos mais próximos de cada um dos encontros, através de “+”, “++” ou “+++”, respetivamente se existir apenas um módulo reforçado, dois ou três.

Apesar de estas designações se referirem às configurações do sistema de pontes modulares estudado, a sua forma geral é universal, não impedindo adaptações que cada fornecedor entenda fazer.

A título de exemplo apresentam-se nas figuras 2.26 a 2.28 dois alçados e uma planta da ponte modular MBPanelX com configuração DDRH2+++, que permite vencer vão de 45,720 m, com duas vias e passarelas para peões.

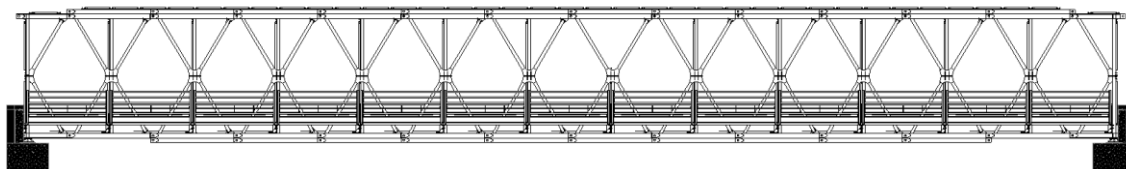


Fig. 2.26 – Alçado lateral da ponte de 45,720 m, com duas vias e passarelas para os peões (gentilmente cedido pela BERD)

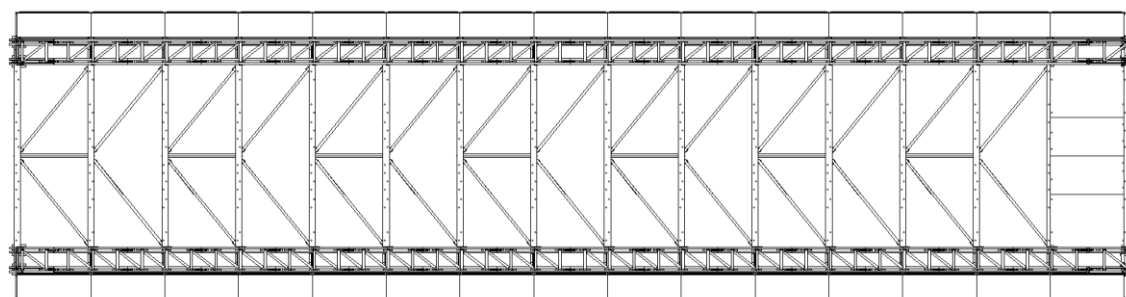


Fig. 2.27 – Planta da ponte de 45,720 m, com duas vias e passarelas para os peões (gentilmente cedido pela BERD)

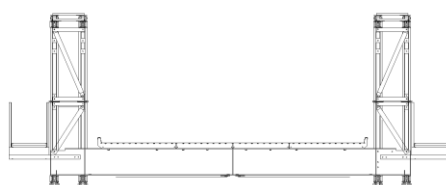


Fig. 2.28 – Alçado frontal da ponte de 45,720 m, com duas vias e passarelas para os peões (gentilmente cedido pela BERD)

2.5. MONTAGEM E INSTALAÇÃO

2.5.1. MÉTODOS DE INSTALAÇÃO

O método de instalação deve ser escolhido em função dos meios disponíveis, dos custos associados e das condições do local de instalação e montagem, pois cada um tem condições de aplicabilidade, deficiências e capacidades que o tornam mais adequado para certas aplicações. A seleção do método de instalação tem, por sua vez, impacto na própria estrutura uma vez que a solicitação da ponte na fase de instalação pode ser muito diferente consoante o processo utilizado. Assim, para um correto dimensionamento da estrutura, o método escolhido deve ser considerado já em fase de projeto ou, dada a natureza

standardizada destas estruturas, pode dimensionar-se cada ponte tendo em conta a possibilidade de se utilizar mais do que um método. Enumeram-se de seguida os métodos de instalação utilizados:

- Lançamento;
- Instalação com grua;
- Rotação integral da ponte;
- Balanços sucessivos;
- Montagem com torres;
- Lançamento auxiliado por grua;
- Combinação de métodos.

Os métodos de lançamento, com e sem apoio de grua, e de instalação integral com grua são sem dúvida os mais utilizados de forma que, entre todos os enunciados, só esses serão explicados com maior detalhe.

2.5.2. ESTALEIRO

O estaleiro de uma ponte modular metálica deve reunir certos requisitos, alguns deles exigidos por determinado método de instalação que se pretende utilizar, e que muitas vezes condicionam a escolha do próprio método, caso as condições do local onde a ponte deve ser instalada não permitam o cumprimento das exigências requeridas.

Como primeiro requisito, refere-se a necessidade de garantir condições de acessibilidade para os camiões ou outros veículos que transportam a estrutura e para uma ou mais auto-gruas, se o processo de instalação assim o exigir. Como tal, facilmente se compreende que a acessibilidade pode ser condicionante se se pretende utilizar equipamentos de elevação na instalação da ponte.

Outra característica relevante do estaleiro é o espaço disponível, que deve ser tal que garanta lugar para os contentores que contêm os elementos da estrutura, para a montagem da totalidade ou de parte da ponte e do “nariz de lançamento” (se aplicável), e que permita as manobras necessárias aos veículos em serviço. De notar que o referido se aplica à margem de saída; a margem de chegada deve ter espaço suficiente para receber o “nariz de lançamento” ou para manobra de uma grua, caso se opte pela sua utilização para apoiar o lançamento.

Por último, deve garantir-se que o terreno tenha a capacidade de carga necessária, particularmente quando o processo de instalação exigir a utilização de gruas pesadas.



Fig. 2.29 – Estaleiro para montagem de uma ponte modular (Exército Português 2020)

2.5.3. MONTAGEM E INSTALAÇÃO

Quando para a instalação da ponte se recorre ao método de lançamento, a estrutura é montada numa das margens, sobre pranchas de madeira e apoios rolantes que permitem o movimento longitudinal. À medida que se vão adicionando novos módulos vai-se efetuando o lançamento em consola até à outra margem com o auxílio de um “nariz de lançamento” - uma estrutura mais leve com configuração de “ski”, que tem a função de alcançar a margem de chegada antes da estrutura principal para evitar solicitá-la demasiado durante o lançamento - e utilizando contrapesos na extremidade traseira - muitas vezes os próprios módulos de pavimento empilhados têm a função de contrapeso. Normalmente, o lançamento é feito com auxílio de um veículo pesado que vai empurrando a ponte, contudo, se necessário, é possível efetuar toda a operação recorrendo apenas a força humana (André 2016).

Quando o “nariz” atinge a margem de chegada, continua a empurrar-se a ponte até à sua posição final, procedendo-se de seguida ao desmonte do “nariz” e ao posicionamento da ponte nos apoios definitivos. Esta última operação é efetuada com o recurso a macacos hidráulicos, que sequencialmente elevam o tabuleiro, para que se possam remover os apoios rolantes dos encontros e substituir pelos apoios definitivos, e baixam de forma que a estrutura fique posicionada sobre os apoios definitivos. Muitas vezes, só depois de totalmente instalada a estrutura se coloca o pavimento, cujo peso próprio contribuiria de forma negativa para as operações anteriores.

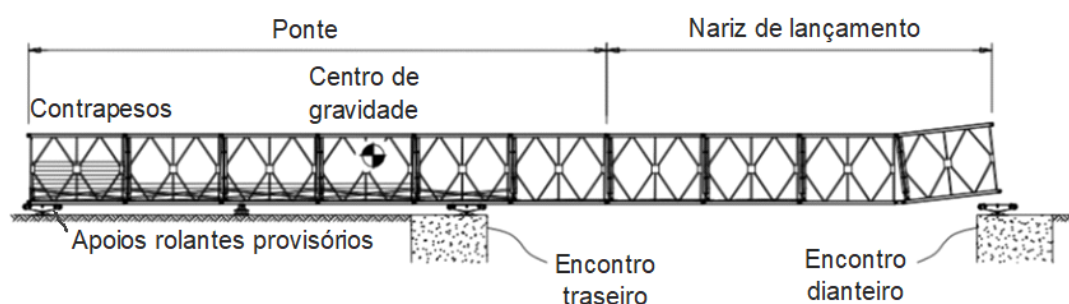


Fig. 2.30 – Esquema do processo de instalação da ponte Bailey (adaptado de Pereira 2015)

Durante o lançamento é necessário assegurar que o centro de gravidade da estrutura nunca ultrapasse o encontro da margem de partida para que fique garantido o equilíbrio estático (Pereira 2015), evitando assim por em risco segurança dos operários ou a própria integridade da ponte (Ramos 2020). A chegada do “nariz” à margem final é a operação mais delicada do lançamento e requer um cuidado e experiência acrescidos para assegurar uma correspondência adequada, tanto a nível altimétrico como em planta com os apoios de chegada. (Ferraz s.d.)

Quando o tempo disponível para a entrada da ponte em serviço é crítico deve ponderar-se a utilização de uma ou mais gruas para auxiliar o lançamento ou para executar na totalidade o processo de instalação. Se o método utilizado é o lançamento auxiliado por grua, requer-se menos espaço para o estaleiro, na margem de partida, uma vez que se dispensa a montagem do “nariz de lançamento”, mas em contrapartida é essencial que na margem de chegada existam condições de acessibilidade, manobrabilidade e capacidade de carga do solo que permitam a operação da grua. No que se refere ao equipamento de elevação em si, naturalmente, tem de garantir-se que a sua capacidade de carga e raio de operação permitem executar a instalação de forma eficiente e segura.

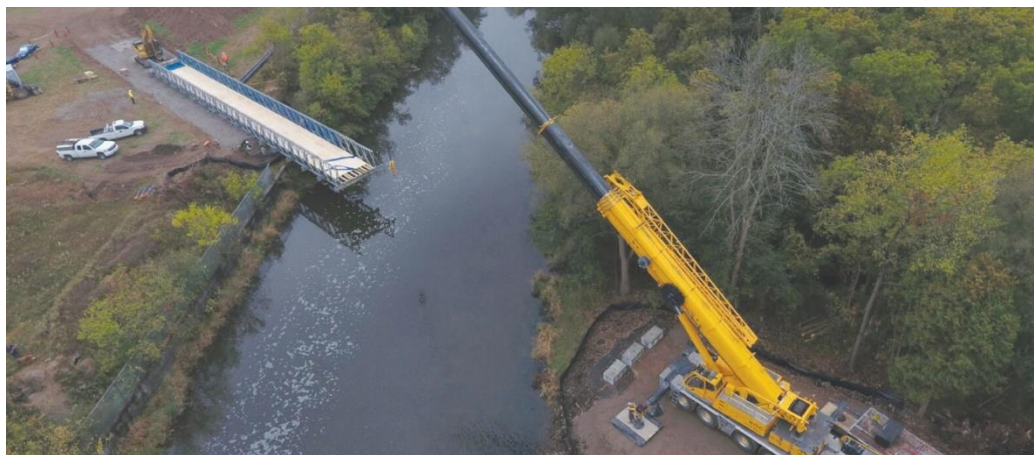


Fig. 2.31 – Lançamento com auxílio de grua (Acrow Corporation of America 2023d)

Se o vão a vencer não for muito elevado, as dimensões da ponte serão mais limitadas, e pode ponderar-se instalar a ponte com o recurso exclusivo a uma ou mais gruas, sem necessidade de lançamento. Quando se utiliza este método de instalação, procede-se à montagem da ponte (sem o “nariz de lançamento” e, frequentemente, sem elementos que possam apenas ser colocados depois de instalada sobre os apoios definitivos (Ferraz s.d.)) sobre barrotes de madeira ou outros apoios provisórios, estando os encontros e os apoios definitivos preparados para receber o tabuleiro. Terminada a montagem, uma grua ou um par delas, iça o tabuleiro por quatro pontos (dois por viga longitudinal) e numa operação única coloca-o sobre os apoios definitivos. (Ferraz s.d.) Já na posição definitiva, colocam-se os módulos de pavimento e outros elementos em falta, que só contribuiriam com peso próprio adicional na fase anterior. Para pontes até 30 m, este método apresenta-se como uma boa alternativa (Ferraz s.d.), sempre que satisfeitas as exigências necessárias para a operação das gruas, como se referiu no parágrafo anterior. Deve referir-se também que para o sistema de elevação, requer-se especial atenção no contacto entre os cabos de aço ou cintas de carga e a estrutura metálica de modo a não danificar o tratamento contra a corrosão e para a estrutura, devem estudar-se cuidadosamente os pontos de elevação para evitar esforços imprevisíveis. (Ferraz s.d.)



Fig. 2.32 – Instalação com grua (Acrow Corporation of America 2023d)

3

CONSIDERAÇÕES DE CÁLCULO

Quando se pretende conceber uma estrutura ou caracterizar alguma já existente ou projetada, torna-se necessário definir o conjunto de ações e diferentes combinações relevantes às quais estará sujeita durante a sua vida útil, a fim de aplicá-las no modelo idealizado da estrutura e, assim, obter as envolventes de esforços que serão a base do dimensionamento ou das verificações de segurança, consoante o estudo que se pretende. As diferentes ações e combinações a considerar para diferentes estruturas, cenários, localizações geográficas, etc., estão, em muitos países, definidas com bastante rigor em normas que reúnem o conhecimento local e global relativo aos fenómenos que vão causar as diferentes solicitações. Contudo, no processo de definição das ações, a experiência e o conhecimento do projetista não é de todo dispensável já que há com frequência ajustes, exceções ou diferentes alternativas que devem ser corretamente analisados e aplicados.

O estudo efetuado teve por base as ações e combinações da norma americana AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications (doravante designada AASHTO) pelo facto de ser a norma utilizada pela maioria dos fornecedores de pontes modulares (Ferraz s.d.). A favor da utilização desta norma argumenta-se, também, que uma das regiões do globo com maior procura destas estruturas é a América Latina, onde muitas das normas nacionais aplicáveis têm uma forte influência da AASHTO. Para regiões onde este regulamento não seja aplicável deve proceder-se à verificação da estrutura de acordo com a norma em vigor e eventualmente proceder a alguma adaptação caso se mostre necessário.

Apesar do carregamento e combinações serem provenientes da AASHTO, as verificações de segurança foram efetuadas de acordo com o Eurocódigo 3, desenvolvido e calibrado com base em perfis metálicos e materiais europeus, como aqueles que são utilizados nas pontes estudadas.

As diversas pontes estudadas no âmbito deste trabalho, foram dimensionadas e verificadas para as ações permanentes do peso próprio da estrutura e dos módulos de pavimento, e para a ação variável da carga rodoviária.

3.1. COMBINAÇÕES

De forma a reproduzir os diferentes cenários a que a estrutura estará ou poderá vir a estar sujeita durante a sua vida útil, as diferentes ações consideradas são combinadas de diversas formas através de fatores de combinação devidamente calibrados para o efeito, com um dado nível de confiança, perceptível pelo peso relativo dos diferentes fatores (NSBA 2022).

Os estados limites último e de serviço são avaliados pelos 4 tipos de combinações normativamente estabelecidas na AASHTO, a saber: Strength, Service, Fatigue e Extreme Event. Neste estudo foram

consideradas apenas as combinações Strength I e Service II, contudo, referem-se de seguida todas as combinações Strength e Service aplicáveis às pontes modulares.

3.1.1. COMBINAÇÕES STRENGTH

As combinações Strength são utilizadas para verificar a resistência e estabilidade da estrutura e seus elementos em resposta às cargas máximas estatisticamente possíveis de ocorrer em 75 anos de vida útil da ponte (NSBA 2022).

Refere-se que para as combinações Strength o fator de combinação relativo ao efeito de um gradiente de temperatura é igual a 0 (zero) e por esse motivo, esta ação não foi incluída nas diferentes combinações.

Strength I

Combinação básica que considera ação do tráfego normal, sem ocorrência vento.

$$E_d = 1,25 \times DC + 1,75 \times (LL + IM + BR) + 1,00 \times TU + 1,00 \times SE \quad (3.1)$$

Em que:

DC Peso próprio da estrutura metálica e do pavimento

LL Carga rodoviária

IM Amplificação dinâmica

BR Força de frenagem

TU Efeito da temperatura uniforme

SE Efeito de assentamentos diferenciais

Strength II

Combinação relacionada com a utilização da ponte por veículos especiais definidos pelo Dono de Obra, veículos com autorização de avaliação, ou ambos, sem ocorrência vento.

$$E_d = 1,25 \times DC + 1,35 \times (LL + IM + BR) + 1,00 \times TU + 1,00 \times SE \quad (3.2)$$

Strength III

Combinação de ações relativa à resposta da estrutura para o vento máximo de projeto, na localização da ponte. A consideração de ventos fortes inibe de forma natural a presença de veículos na ponte uma vez que tais condições causam instabilidade na condução; por este motivo, nesta combinação, não se considera o efeito da ação rodoviária (AASHTO 2017).

$$E_d = 1,25 \times DC + 1,00 \times WS + 1,00 \times TU + 1,00 \times SE \quad (3.3)$$

Em que:

WS Ação do vento na estrutura

Strength IV

Combinação de ações que enfatiza o efeito do peso próprio na superestrutura da ponte. Geralmente esta combinação sobrepõe-se em importância à Strength I para pontes com grandes vãos (superiores a aproximadamente 60 m (NSBA 2022), quando a razão do peso próprio pela sobrecarga rodoviária é superior a 7,0.

$$E_d = 1,50 \times DC + 1,00 \times TU \quad (3.4)$$

Strength V

Combinação relativa à resposta da estrutura para a ação do veículo normal com o vento médio de 130 km/h.

$$E_d = 1,25 \times DC + 1,35 \times (LL + IM + BR) + 1,00 \times WS + 1,00 \times WL + TU + 1,00 \times SE \quad (3.5)$$

Em que:

WL Ação do vento nos veículos

3.1.2. COMBINAÇÕES SERVICE

As combinações de estado limite de serviço têm como função avaliar a durabilidade e a operacionalidade da ponte sob a ação das cargas de serviço (NSBA 2022).

Service I

Combinação calibrada para avaliar aspetos relevantes em estruturas metálicas, de betão ou em taludes, que considera uma utilização normal da ponte com vento a 112,65 km/h e todas as ações consideradas através dos seus valores nominais.

$$E_d = 1,00 \times DC + 1,00 \times (LL + IM + BR) + 1,00 \times WS + 1,00 \times WL + TU + 0,50 \times TG + 1,00 \times SE \quad (3.6)$$

Em que:

TG Efeito de um gradiente de temperatura

Service II

Combinação de ações que pretende controlar a cedência das estruturas metálicas.

$$E_d = 1,00 \times DC + 1,30 \times (LL + IM + BR) + 1,00 \times TU + 0,50 \times TG + 1,00 \times SE \quad (3.7)$$

Service III e Service IV

Combinações de ações não aplicáveis às pontes modulares metálicas uma vez que pretendem controlar tensões e fendilhação em estruturas de betão.

3.2. AÇÕES

3.2.1. AÇÕES PERMANENTES

3.2.1.1. Peso Próprio da Estrutura Metálica

Neste estudo, o aço utilizado para as diferentes barras da estrutura foi o aço europeu S355, cujo peso específico é 77,01 kN/m³. Tendo em conta o peso específico referido e a informação geométrica de cada barra (secções e dimensões), o software Robot calcula automaticamente o peso próprio da estrutura. Para ter em consideração o peso de chapas de ligação, tratamentos, acabamentos, cavilhas e parafusos, entre outros, o peso próprio da estrutura foi multiplicado por um coeficiente de 1,25, aconselhado pelos projetistas da BERD como sendo um valor que permite aproximar com bastante rigor o peso da ponte modelada ao seu peso real.

3.2.1.2. Peso Próprio do Pavimento

O pavimento é constituído por painéis retangulares metálicos galvanizados, com a superfície superior pintada com material antiderrapante, que se apoiam nas travessas. As dimensões em planta de cada painel são de 3,048 m de comprimento (direção longitudinal) por 2,1 m de largura (direção transversal), sendo por isso necessários dois painéis para perfazer a largura necessária de 4,2 m para a circulação dos

veículos. Apesar de o pavimento conferir alguma rigidez ao tabuleiro esta não foi considerada no modelo da ponte, uma vez que não se trata de um elemento estrutural; assim, o peso próprio do pavimento foi modelado como cargas distribuídas nas travessas.

Cada painel tem 707 kg (soldaduras, tratamentos e pinturas incluídos), logo um peso total de 6,93 kN. Com as dimensões já referidas calculou-se o peso por área de pavimento, que corresponde a 1,08 kN/m².

3.2.1.3. Restantes Cargas Permanentes

Nas estruturas analisadas, os veículos circulam diretamente sobre os módulos de pavimento, que por isso têm um acabamento antiderrapante, não sendo aplicada nenhuma camada de betuminoso ou outro tipo de pavimento rodoviário. Também não foi considerado o peso de rails e eventuais postes de iluminação, por opção de projeto, uma vez que no mercado das pontes modulares não é comum estes elementos serem um requisito.

3.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS

3.2.2.1. Carga rodoviária

A norma americana traduz a ação dos veículos sobre a ponte, através do modelo de carga HL-93 (Highway Loading), que consiste em duas combinações possíveis, de três tipos de cargas de projeto: a carga do caminhão (Design Truck), a carga tandem (Design Tandem) e a carga distribuída (Lane Load). As duas combinações a considerar são as seguintes:

- Combinação 1: carga do caminhão e carga distribuída; e
- Combinação 2: carga tandem e carga distribuída.

Naturalmente, a combinação mais desfavorável será aquela que vai condicionar o dimensionamento e as verificações da estrutura.

Caracterização da carga rodoviária

i. Vias de projeto

Para a aplicação da carga rodoviária é necessário, em primeiro lugar, que se defina o número e largura das *vias de projeto* a considerar. A largura de cada via de projeto é 3,658 m, salvo se as vias de trânsito forem mais estreitas: nesse caso, as vias de projeto terão igual largura às vias de trânsito, e existirão tantas vias de projeto como de trânsito. Em geral, a parte inteira da razão abaixo apresentada determina o número de vias de projeto:

$$n \approx \frac{w}{3,658} \quad (3.8)$$

em que:

n número de vias de projeto
w largura da faixa de rodagem

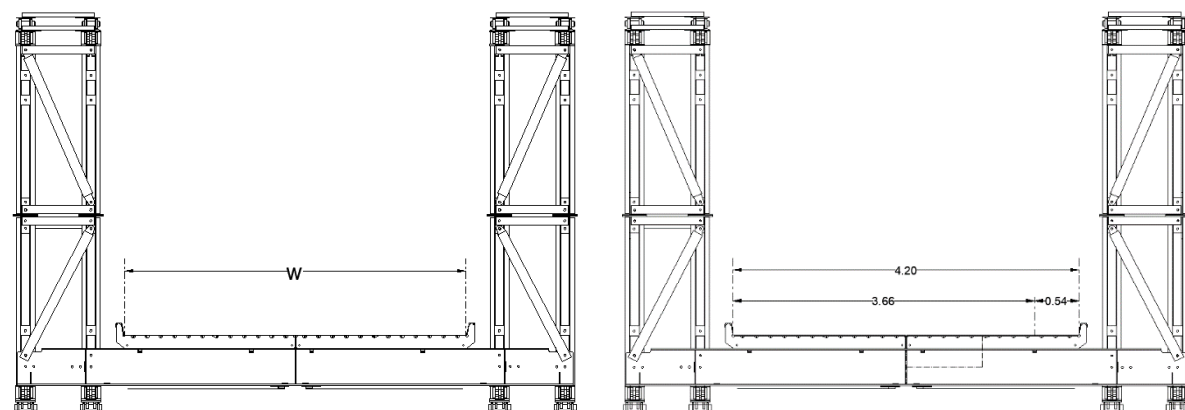


Fig. 3.1 – Alçados frontais do tabuleiro com dimensões da faixa de rodagem, da via de projeto e da largura restante

No estudo efetuado, a situação excecional referida no parágrafo anterior não se verifica pelo que a largura de cada via de projeto é 3,658 m e, como tal, é aplicável a equação 3.8. Uma vez que em projeto devem ser investigados os efeitos mais severos, as vias de projeto e consequentemente os veículos devem ser posicionados com excentricidade tal que favoreça a situação mais crítica para a estrutura, como se pode ver na 3.1, de forma a maximizar os esforços no elemento estrutural em análise, no caso, as treliças longitudinais. A simetria da secção transversal da ponte permite que apenas se considere a excentricidade ou para a direita ou para a esquerda.

ii. Carga do camião

O carregamento e espaçamentos definidos para carga do camião, doravante designada simplesmente por *camião*, especificada no modelo HL-93 são os seguintes:

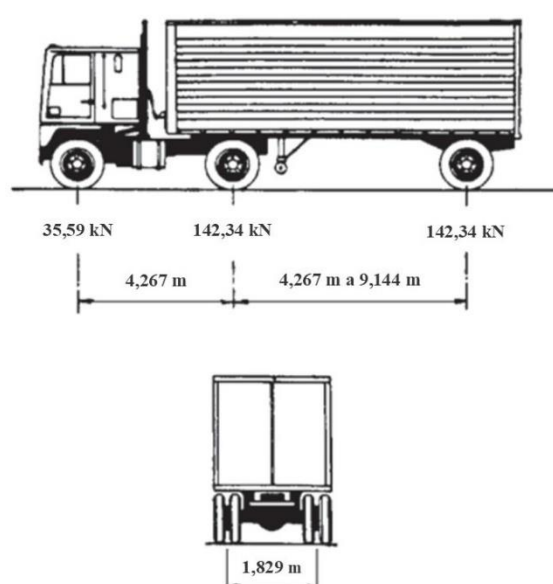


Fig. 3.2 – Caracterização da carga do camião (Adaptado de AASHTO 2017)

Como se observa na figura 3.2, o espaçamento entre os eixos mais carregados é definido pelo projetista, e deve ser tal que maximize o efeito do camião. Neste estudo considerou-se um espaçamento de 4,267 m que, em regra geral, é condicionante numa estrutura simplesmente apoiada, como se confirmou com um breve estudo retratado no anexo A.

A posição do camião na direção transversal do tabuleiro deve, também, ser tal que produza efeitos extremos nos elementos estruturais em estudo. Para isto, deve posicionar-se o camião de forma que o centro de cada roda diste, no mínimo, 0,610 m do limite da via de projeto. No âmbito deste trabalho, uma vez que se pretende estudar os elementos que compõem as treliças longitudinais e a secção transversal é simétrica, a carga do camião será posicionada tão excêntrica quanto possível, tendo em atenção o limite especificado, como se pode ver na figura 3.3.

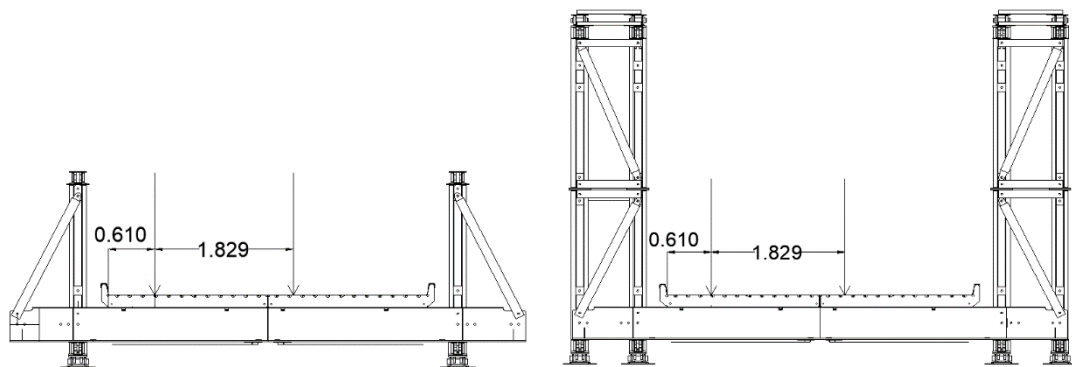


Fig. 3.3 – Posição do camião no tabuleiro da ponte

Refere-se ainda que de forma a considerar a incerteza relativa à ocupação simultânea das vias e a natureza dinâmica da ação rodoviária, a carga do camião deve ser acrescida de um fator de múltipla presença - definido de acordo com o quadro 3.1 - e de um fator de amplificação dinâmica - definido de acordo com o quadro 3.2 -, respetivamente.

iii. Carga tandem

A carga tandem consiste em dois eixos de 111,21 kN espaçados de 1,219 m (longitudinalmente), sendo o espaçamento transversal entre rodas de 1,829 m, como se representa na figura 3.4.

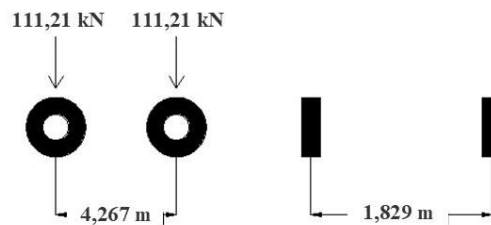


Fig. 3.4 – Caracterização da carga de tandem

Na direção transversal do tabuleiro, tal como o camião, a carga tandem deve ser posicionada com a máxima excentricidade possível tendo em atenção o limite especificado, de acordo com a figura 3.3.

A carga tandem deve ser acrescida pelos fatores de amplificação dinâmica e de múltipla presença, definidos de acordo com os quadros 3.1 e 3.2.

iv. Carga distribuída

A carga distribuída, como o próprio nome indica, é uma força uniformemente distribuída na direção longitudinal de 9,34 kN/m, que na direção transversal deve ser uniformemente distribuída numa largura de 3,048 m; daqui resulta uma carga de 3,06 kN/m². A área carregada, na direção transversal, deve ser posicionada de tal forma que maximize os esforços nos elementos estruturais em estudo, como se pode ver na figura 3.6.

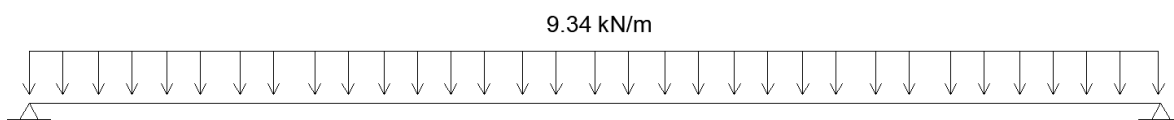


Fig. 3.5 – Desenho esquemático de um alçado lateral do tabuleiro com representação da carga distribuída

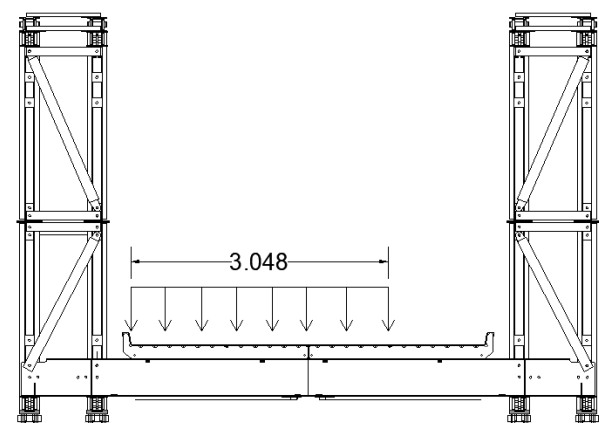


Fig. 3.6 – Alçado frontal da ponte com representação da carga distribuída

À carga distribuída aplica-se apenas o fator de múltipla presença, indicado no quadro 3.1.

Quadros de fatores majorativos utilizados

Quadro 3.1 – Fatores de múltipla presença, m (adaptado de AASHTO, 2017)

Número de vias carregadas	Fator de múltipla presença, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

Quadro 3.2 – Fatores de amplificação dinâmica, IM (adaptado de AASHTO, 2017)

Componente	IM
Juntas do tabuleiro – todos os Estados Limites	75%
Todos os outros componentes:	
• Estados Limites de Fadiga e Fratura	15%
• Todos os outros Estados Limites	33%

Controlo opcional de flecha

Para avaliar a flecha devida à carga rodoviária deve ser considerado o maior valor:

- resultante da carga do camião apenas; ou
- 25% da ação conjunta da carga do camião e da carga de via.

Para a avaliação deste parâmetro aplicam-se os fatores de múltipla presença e de amplificação dinâmica em conformidade com o que foi anteriormente disposto.

Refere-se que para o tipo de pontes estudadas, geralmente prevalece o efeito carga do camião isolada, particularmente para os vãos mais curtos.

Força de Frenagem

A força de frenagem deve ser a máxima força entre:

- 25% do somatório das cargas por eixo do camião ou da carga tandem; ou
- 5% da ação conjunta da carga do camião com a carga distribuída ou da carga tandem com a carga distribuída.

A força obtida deve ser aplicada na via de projeto como uma força uniformemente distribuída em todo o tabuleiro, atuando horizontalmente 1,829 m acima da superfície do pavimento, como se pode ver na figura 3.7 que representa esquematicamente um alçado lateral do tabuleiro da ponte em que atua a força de frenagem. A esta força aplicam-se os fatores de múltipla presença, de acordo com o quadro 3.1.

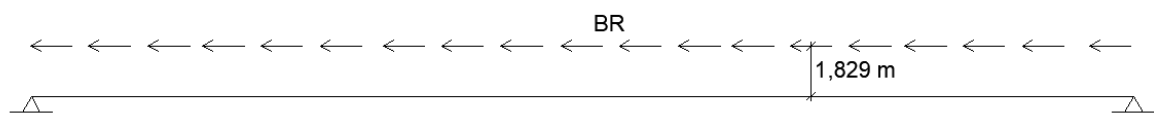


Fig. 3.7 – Esquema de aplicação da força de frenagem

3.2.2.2. Ação do vento

A ação do vento é contemplada em quatro combinações, a saber, Strength III, Strength V, Service I e Service IV, que procuram estudar cenários de efeito isolado ou conjunto desta ação com a sobrecarga rodoviária.

Esta ação é dividida numa componente horizontal na estrutura e nos veículos e numa componente vertical na estrutura.

Ação horizontal do vento

O estudo da ação horizontal do vento necessita a definição prévia de alguns parâmetros, nomeadamente a *velocidade do vento*, a *categoria de rugosidade do terreno* e a *categoria de exposição ao vento*, pelo que se apresenta de seguida a caracterização de tais parâmetros.

- Velocidade do vento

Quadro 3.3 – Velocidades de projeto (Adaptado de AASHTO, 2017)

Combinação de ações	Velocidade (km/h)
Strength III	Velocidade de projeto na localização da ponte*
Strength V	129
Service I	113
Service IV	0,75 da velocidade utilizada em Strength III

* Para a combinação Strength III a AASHTO apenas define velocidades de projeto no território nacional dos Estados Unidos da América pelo que se requer um estudo baseado nos mesmos pressupostos, para outros territórios.

- Categoria de rugosidade do terreno

As categorias de rugosidade do terreno procuram refletir as diferentes características da área próxima da ponte em projeto dado que a existência de obstáculos, a sua forma, dimensões e dispersão, condiciona o fenómeno do vento e consequentemente a sua ação nas estruturas. Para isto, a norma americana define três categorias de rugosidade do terreno, que devem posteriormente ser utilizadas para determinar a categoria de exposição ao vento. Para determinar a categoria de rugosidade do terreno deve avaliar-se, para a direção do vento em análise as características do terreno (a barlavento) em dois setores definidos por ângulos de 45°, um para cada lado da direção do vento considerada.

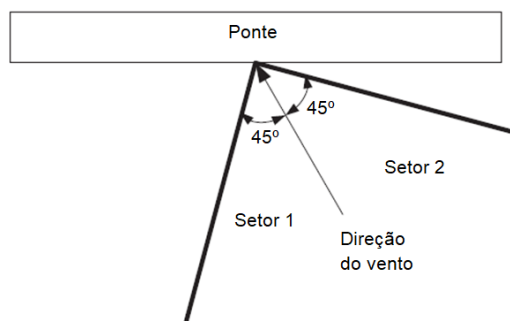


Fig. 3.8 – Setores de vento (Adaptado de AASHTO 2017)

No quadro 3.4 distinguem-se as diferentes categorias de rugosidade definidas.

Quadro 3.4 – Categorias de rugosidade do terreno (adaptado de AASHTO 2017)

Categoria	Descrição
Categoria B	Áreas urbanas e suburbanas, arborizadas ou outro tipo de terreno com diversos obstáculos estreitamente espaçados, com a dimensão igual ou superior a uma habitação unifamiliar.
Categoria C	Terreno com obstáculos dispersos, de altura normalmente inferior a 10 m, incluindo zonas rurais planas e pradarias.
Categoria D	Áreas planas e sem obstáculos, e espelhos de água, onde também se incluem lodaçais lisos, salinas e superfícies geladas não quebradas.

- Categoria de exposição ao vento

As categorias de exposição ao vento devem ser determinadas para todas as direções do vento possíveis e para cada setor, em função da categoria de rugosidade, sendo que a categoria de exposição da estrutura será, de todas, aquela que conduz a pressões do vento mais elevadas. A determinação das categorias de exposição ao vento para diferentes direções é particularmente relevante em pontes de vãos longos ou pontes de grande altura, sendo que para pontes correntes é suficiente avaliar a categoria de exposição para vento perpendicular à estrutura, uma vez que as diferenças na pressão do vento para as várias direções não são significativas. No quadro 3.5 distinguem-se as diferentes categorias de exposição definidas na norma americana.

Quadro 3.5 – Categorias de exposição ao vento (adaptado de AASHTO 2017)

Categoria	Descrição
Categoria B	Aplicável quando a categoria de rugosidade B prevalece a barlavento, numa distância maior que 457 m para pontes com uma altura média inferior ou igual a 10 m, e numa distância maior que 792 m ou 20 vezes a altura da estrutura (a maior) para estruturas com altura média superior a 10 m.
Categoria C	Aplicável quando as categorias de exposição ao vento B e D não são aplicáveis.
Categoria D	Aplicável quando a categoria de rugosidade D prevalece a barlavento, numa distância maior que 1524 m ou 20 vezes a altura da estrutura (a maior) ou, quando a uma distância da ponte de 183 m ou 20 vezes a sua altura (a maior) o terreno é da categoria de rugosidade D, ainda que imediatamente a barlavento da ponte o terreno é da categoria de rugosidade B ou C.

i. Ação horizontal do vento na estrutura, WS

Para o cálculo da ação horizontal do vento na estrutura, considera-se uma pressão uniformemente distribuída em toda a área exposta ao vento. Assim, o valor da ação será calculado a partir do produto da pressão do vento pela área exposta, devendo avaliar-se esta ação para diferentes direções horizontais, de modo a perceber qual a que produz efeitos extremos na estrutura. A pressão do vento atuante na estrutura deve ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$P_z = 4,73 \times 10^{-6} V^2 K_z G C_D \quad (3.9)$$

Em que:

P_z Pressão do vento de projeto

V Velocidade de projeto definida de acordo com o quadro 3.3

K_z Coeficiente de exposição à pressão e altura, dependente da categoria de exposição ao vento e da altura da ponte, para as combinações Strength III e Service IV, e igual a 1,0 para as restantes combinações.

Para as combinações Strength III e Service I, K_z calcula-se a partir das equações 3.10 a 3.12:

$$K_z(B) = \frac{[2,5 \ln(3,3362 \cdot Z) + 6,87]^2}{345,6}, \text{ para categoria de exposição B} \quad (3.10)$$

$$K_z(C) = \frac{[2,5 \ln(33,3419 \cdot Z) + 7,35]^2}{478,4}, \text{ para categoria de exposição C} \quad (3.11)$$

$$K_z(D) = \frac{[2,5 \ln(200,0512 \cdot Z) + 7,65]^2}{616,1}, \text{ para categoria de exposição D} \quad (3.12)$$

Em que Z corresponde à altura da ponte em metros.

G Fator que traduz o efeito de rajada de vento, determinado a partir de estudo particular para cada estrutura ou como indicado no quadro 3.6, para as combinações Strength III e Service IV, e igual a 1,0 para as restantes combinações.

Quadro 3.6 – Fator de efeito de rajada, G (adaptado de AASHTO 2017)

Tipo de estrutura	Fator de efeito de rajada, G
Barreiras sonoras	0,85
Outras estruturas	1,00

C_D Coeficiente de arrasto, determinado a partir de estudo particular para cada estrutura ou como indicado no quadro 3.7.

Quadro 3.7 – Coeficiente de arrasto, C_D (adaptado de AASHTO 2017)

Componente	Coeficiente de arrasto, C_D	
	Barlavento	Sotavento
Vigas em I, superestrutura de pontes de viga-caixão	1,3	N/A
Trelças, colunas e arcos	Membro com arestas vivas	2,0
	Membro com arestas arredondadas	1,0
Subestrutura da ponte	1,6	N/A
Barreiras sonoras	1,2	N/A

Uma vez calculada a pressão que o vento exerce na estrutura para cada direção, esta deve ser dividida nas suas componentes transversal e longitudinal que serão aplicadas, em simultâneo, à estrutura.

ii. Ação horizontal do vento nos veículos, WL

A ação horizontal do vento nos veículos deve considerar-se como uma carga distribuída de 1,46 kN/m em movimento, perpendicular à faixa de rodagem e aplicada 1,829 m acima do pavimento, como exemplifica a figura 3.9.

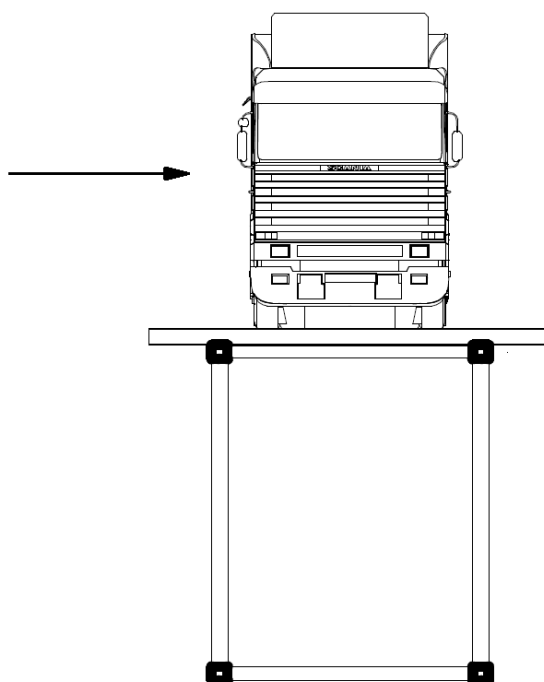


Fig. 3.9 – Representação esquemática da ação do vento nos veículos (Adaptado de André 2016)

Tal como para a ação do vento na estrutura, o efeito da pressão do vento nos veículos deve ser estudado para as várias direções do vento de forma a encontrar aquela que maximiza os efeitos adversos nos elementos da estrutura que se pretende dimensionar. No quadro 3.8 apresentam-se os valores das

componentes transversal e longitudinal da ação considerada, para diferentes direções do vento representadas por um ângulo medido a partir da perpendicular ao eixo longitudinal da ponte.

Quadro 3.8 – Componentes da ação do vento nos veículos para diferentes direções (adaptado de AASHTO 2017)

Ângulo (°)	Componente transversal (kN/m)	Componente longitudinal (kN/m)
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

Ação vertical do vento na estrutura

A ação vertical do vento na estrutura é estudada apenas para as combinações Strength III e Service IV, e só deve ser considerada para cenários em que a ação horizontal do vento é perpendicular ao eixo longitudinal da ponte. Esta solicitação deve ser aplicada, em simultâneo com a ação horizontal, a um quarto da largura do pavimento da ponte, medido a partir do limite a barlavento, como uma força linear, vertical e ascendente.

O valor da força exercida corresponde ao produto da largura do tabuleiro pela pressão vertical do vento, indicada abaixo para cada combinação. No presente caso, a largura do tabuleiro deve ser considerada como sendo igual à largura do pavimento, porque só essa área se opõe à passagem do vento. Apresentam-se de seguida os valores da pressão vertical do vento, para cada combinação:

- 0,96 kN/m² para a combinação Strength III
- 0,48 kN/m² para a combinação Service IV

3.2.2.3. ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS

As estruturas estudadas no âmbito deste trabalho são, em geral, estruturas de um único vão simplesmente apoiado pelo que os assentamentos de apoio no sentido longitudinal são irrelevantes, contudo o mesmo não se conclui para assentamentos entre apoios da mesma margem que, caso se verifiquem, introduzem esforços de torção na estrutura (André 2016). Assim, os assentamentos diferenciais, particularmente entre apoios da mesma margem, devem ser devidamente estudados de forma a controlar o seu efeito nos diferentes elementos da estrutura e na resposta global, uma vez que, como refere Pereira (2015) citando Meireles (2010), “este aspeto pode ser relevante na redistribuição dos esforços internos na estrutura, e no incremento da deformabilidade em serviço”.

A influência dos assentamentos diferenciais está naturalmente relacionada com a sua ordem de grandeza, que por sua vez depende de diversos fatores com sejam o tipo de fundação dos encontros e as propriedades do solo de fundação. Posto isto, facilmente se compreende que o fenómeno dos assentamentos pode ter mais relevância quando a ponte a instalar se pretende provisória, uma vez que motivos

relacionados com economia de tempo ou de recursos financeiros, aliados ao reduzido peso da estrutura, justificam muitas vezes soluções de fundações mais simples (Pereira 2015).

A abordagem da norma americana passa por determinar com base num estudo geológico e geotécnico os valores espectáveis para os assentamentos e considerá-los no cálculo da estrutura, sendo que as combinações que incluem assentamentos devem ser investigadas com e sem assentamentos.

3.2.2.4. TEMPERATURA UNIFORME

Na norma americana a influência da temperatura é estudada nas combinações de estado limite último e de serviço. Para estas combinações, o efeito da temperatura uniforme na estrutura metálica, em termos globais, é desprezável uma vez que na direção longitudinal a ponte é simplesmente apoiada, e também na direção transversal está permitido o movimento nos apoios de uma das vigas longitudinais segundo o esquema da figura 3.10. Salienta-se que na figura 3.10 os graus de liberdade de translação não restringidos estão representados por setas.



Fig. 3.10 – Representação esquemática dos apoios do tabuleiro de uma ponte com 2 planos de painéis por viga longitudinal

Também internamente, pelo facto de as ligações entre os elementos da estrutura serem cavilhadas ou aparafusadas, tendo em conta as folgas existentes, uma parte das deformações impostas pela ação temperatura perde significado. Contudo, as ligações soldadas entre as barras constituintes dos painéis e eventualmente ligações existentes resistentes ao escorregamento, conferem alguma hiperstaticidade à estrutura pelo que se deve investigar o efeito da temperatura uniforme.

A abordagem proposta na AASHTO para as pontes metálicas em treliça corresponde a calcular a deformação devida à ação térmica, Δ_T , segundo a equação 3.13, com base numa temperatura máxima, $T_{MaxDesign}$, e numa temperatura mínima, $T_{MinDesign}$, tabeladas em função do clima na localização da ponte.

$$\Delta_T = \alpha L (T_{MaxDesign} - T_{MinDesign}) \quad (3.13)$$

Em que:

α Coeficiente de expansão térmica ($1/^\circ\text{C}$)

L Comprimento de cada barra (m)

O quadro 3.9 apresenta os valores de $T_{MaxDesign}$ e $T_{MinDesign}$ para estruturas em aço ou alumínio, para climas moderados, assim considerados quando as temperaturas são inferiores a 0 °C no máximo 13 dias por ano, e para climas frios, quando o limite referido é excedido.

Quadro 3.9 – Intervalos de temperaturas de projeto (adaptado de AASHTO, 2017)

Clima	$T_{MinDesign}$ (°C)	$T_{MaxDesign}$ (°C)
Moderado	-17,8	48,9
Frio	-34,4	48,9

3.2.2.5. Gradiente térmico

A ação térmica causada por um gradiente de temperatura significativo pode induzir nos elementos estruturais de uma ponte extensões positivas e negativas, ou simplesmente extensões com ordens de grandeza diferentes, que podem levar à instalação de esforços que devem ser devidamente avaliados. Tal ação só se torna relevante quando é possível estabelecer um gradiente de temperatura apreciável e em estruturas com algum grau de hiperestaticidade interno ou externo. Para a primeira condição apresenta-se o exemplo de uma ponte construída num clima frio, onde se instala um gradiente térmico entre o pavimento sobre o qual incide a radiação solar e onde circulam constantemente veículos e a face de baixo do tabuleiro onde não chega luz solar direta, ou de uma ponte em viga-caixão onde por diversos períodos de tempo pode existir uma diferença apreciável entre a temperatura da face superior do tabuleiro e do interior da viga; por sua vez, a segunda condição justifica-se facilmente tendo em consideração que os graus de liberdade restringidos impedem a deformação imposta pelo gradiente térmico, gerando assim esforços internos.

Para o sistema de pontes modulares em estudo, diversos fatores permitem desprezar o efeito desta ação, a saber:

- A geometria da ponte, nomeadamente o facto de se tratar de uma ponte metálica em treliça faz com que toda a estrutura, à exceção do pavimento rodoviário, permita a passagem da luz solar pelo que não são muito notáveis possíveis efeitos de sombreamento;
- O componente da ponte mais suscetível a esta ação seria o pavimento, pelas razões já referidas, contudo visto que este é composto por painéis metálicos de relativamente pequenas dimensões, ligados por parafusos às travessas, o seu movimento relativo não será muito expressivo e pode inclusive ser permitido pelas folgas das ligações.

3.3. VERIFICAÇÕES

Como foi referido na introdução ao presente capítulo, não obstante a utilização das ações e combinações da AASHTO, as verificações de resistência e estabilidade dos elementos estruturais foram efetuadas de acordo com o Eurocódigo 3. Em ambas as normas referidas, os procedimentos de verificação de segurança propostos partilham do mesmo princípio fundamental, comparando a ação majorada com a resistência dos elementos estruturais minorada, através de fatores devidamente estabelecidos. Nos Eurocódigos, a verificação da segurança é efetuada a partir da seguinte expressão:

$$E_d \leq R_d \Leftrightarrow \frac{E_d}{R_d} \leq 1 \quad (3.14)$$

Em que:

E_d Valor de cálculo do efeito das ações atuantes.

R_d Valor de cálculo da resistência do elemento estrutural em estudo.

Salienta-se que os perfis metálicos utilizados em todas as barras da estrutura são de aço S355 e foram classificados como sendo da classe 1, pelo que têm capacidade de mobilizar a sua resistência plástica. Assim, as equações apresentadas para o cálculo da capacidade resistente das secções transversais foram selecionadas tendo em consideração a classe determinada.

Refere-se ainda que, para todas as pontes, a verificação de segurança dos elementos estruturais foi efetuada de forma automática pela funcionalidade para o efeito destinada existente no programa Robot.

Para além das verificações de segurança dos elementos estruturais, neste subcapítulo apresenta-se o critério utilizado para o controlo da deformação máxima da estrutura.

3.3.1. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

3.3.1.1. Propriedades do aço S355

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$G \approx 81 \text{ GPa}$$

$$\nu = 0,3$$

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}, \quad T \leq 100^\circ\text{C}$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}, t \leq 40 \text{ mm}$$

$$f_u = 490 \text{ MPa}, t \leq 40 \text{ mm}$$

3.3.1.2. Resistência à tração

Para todas as secções transversais do elemento estrutural em estudo, o esforço de tração atuante, N_{Ed} , deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (3.15)$$

Em que $N_{t,Rd}$ deve ser calculado separadamente para a secção bruta e para a secção útil da zona com furos, respetivamente as equações 3.16 e 3.17:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.16)$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{\text{útil}} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.17)$$

Com:

A Área bruta da secção transversal;

$A_{\text{útil}}$ Área útil da secção transversal, em zonas com furação.

3.3.1.3. Resistência à compressão

O esforço de compressão atuante, N_{Ed} , deve satisfazer, para cada secção transversal, a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (3.18)$$

Em que:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.19)$$

3.3.1.4. Resistência ao momento fletor

Para cada secção transversal, o valor de cálculo do momento fletor atuante, M_{Ed} , não deve ser superior ao valor de cálculo do momento fletor resistente plástico, como indica a equação 3.20:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (3.20)$$

Em que:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.21)$$

Com:

W_{pl} Módulo de flexão plástico.

3.3.1.5. Resistência ao esforço de corte

Em cada secção transversal, o valor de cálculo do esforço de corte atuante, V_{Ed} , deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (3.22)$$

Em que:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (3.23)$$

Com:

A_v Área resistente ao esforço de corte.

3.3.1.6. Resistência ao momento torsor

Em elementos sujeitos a torção quando as deformações por torção podem ser negligenciadas, o momento torsor atuante, T_{Ed} , deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1 \quad (3.24)$$

Em que:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (3.25)$$

$$T_{Rd} = \frac{W_t(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (3.26)$$

Com:

$T_{t,Ed}$ Valor de cálculo do momento torsor de St. Venant atuante;

$T_{w,Ed}$ Valor de cálculo do momento torsor de empenamento atuante.

No caso de uma combinação de esforço de corte e momento torsor, o valor de cálculo do esforço de corte atuante deverá satisfazer a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1 \quad (3.27)$$

Em que $V_{pl,T,Rd}$ pode ser determinado a partir das seguintes expressões:

- Para secções transversais em I ou H:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} V_{pl,Rd} \quad (3.28)$$

Com:

$\tau_{t,Ed}$ Tensão tangencial atuante, devida à torsão de St. Venant.

- Para secções transversais em U:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[\sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{1,25(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (3.29)$$

Com:

$\tau_{w,Ed}$ Tensão tangencial atuante, devida à torção de empenamento.

- Para secções transversais tubulares:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (3.30)$$

3.3.1.7. Resistência à flexão com esforço de corte

Quando uma dada secção transversal está sujeita simultaneamente a esforço de corte e momento fletor elevados, e o valor do esforço de corte for superior a metade do respetivo esforço resistente plástico, o momento fletor resistente deve ser reduzido para ter em conta a interação com o esforço de corte.

Assim, o valor do momento fletor resistente reduzido deve ser calculado, adotando-se uma tensão de cedência reduzida na área da secção transversal responsável por resistir ao esforço de corte:

$$(1 - \rho)f_y \quad (3.31)$$

Em que:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2, \text{ quando não existe torção} \quad (3.32)$$

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2, \text{ quando existe torção} \quad (3.33)$$

3.3.1.8. Resistência à flexão composta

Quando uma dada secção transversal está sujeita simultaneamente a esforço normal e momento fletor elevados, deve verificar-se a seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1 \quad (3.34)$$

Assim, o valor do momento fletor resistente reduzido deve ser calculado, adotando-se uma tensão de cedência reduzida na área da secção transversal responsável por resistir ao esforço de corte:

$$(1 - \rho)f_y \quad (3.35)$$

Em que:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2, \text{ quando não existe torção} \quad (3.36)$$

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2, \text{ quando existe torção} \quad (3.37)$$

Deve referir-se que no caso de secções duplamente simétricas em I, H, ou outras, não é necessário ter em conta a interação com o esforço axial no cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo de maior inércia quando se verificam as seguintes condições:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad (3.38)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.39)$$

Com:

h_w Altura da alma;

t_w Espessura da alma.

Ainda para secções duplamente simétricas em I ou H pode negligenciar-se a interação com o esforço axial no cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo de menor inércia quando se verifica que:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.40)$$

No caso de se verificar a ocorrência de momentos fletores relevantes segundo os dois eixos da secção transversal, deve proceder-se à verificação de segurança da secção de acordo com a seguinte expressão:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (3.41)$$

Com:

α e β Constantes que podem ser consideradas iguais à unidade, de forma conservativa.

3.3.1.9. Resistência à flexão composta com esforço de corte

Quando uma dada secção transversal está sujeita a flexão composta e simultaneamente esforço de corte elevado, e o valor do esforço de corte for superior a metade do respetivo esforço resistente plástico, a resistência à flexão composta deve ser calculada adotando-se, na área resistente ao esforço de corte, uma tensão de cedência reduzida:

$$(1 - \rho)f_y \quad (3.42)$$

Em que:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3.43)$$

3.3.2. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS BARRAS À ENCURVADURA

3.3.2.1. Encurvadura em elementos comprimidos

Um elemento comprimido deverá ser verificado quanto à encurvadura através de:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (3.44)$$

O valor de cálculo da resistência à encurvadura, $N_{b,Rd}$, deve ser determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.45)$$

Em que χ é um coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante, determinado a partir da adequada esbelteza normalizada e de curvas de encurvadura devidamente calibradas.

3.3.2.2. Encurvadura em elementos em flexão

Um elemento sem travamento lateral e solicitado à flexão em relação ao eixo principal de maior inércia deverá ser verificado quanto à encurvadura lateral através de:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (3.46)$$

Na expressão 3.46 o valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura de um elemento sem travamento lateral, $M_{b,Rd}$, deve ser determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.47)$$

Em que χ_{LT} é um coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral, determinado a partir da adequada esbelteza normalizada e de curvas de encurvadura devidamente calibradas.

3.3.3. VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DA ESTRUTURA

O Eurocódigo 3 não apresenta critérios bem definidos para a avaliação da deformação em pontes pelo que a avaliação deste parâmetro foi efetuada segundo as disposições da norma norte-americana que, para o tipo de pontes estudadas, propõe critérios de limitação de flecha, de acordo com o definido em 3.2.2.1., que são facultativos e passíveis de ser alterados pelo dono de obra.

Para a ação da carga rodoviária isolada, sem a consideração da carga dos peões ou outra qualquer ação variável ou permanente, a AASHTO estabelece o valor limite de $L/800$ para a flecha máxima da

estrutura, em que L corresponde ao vão da estrutura. Salienta-se que a deformação avaliada corresponde apenas àquela motivada pelo carregamento definido em 3.2.2.1., após a deformação inicial da estrutura devida ao peso próprio, não estando por isso condicionada pelas folgas das ligações, que apenas influenciam a geometria inicial.

Nas estruturas estudadas, o limite estabelecido foi comparado com a flecha máxima na viga mais carregada, calculada numericamente nos modelos Robot, com a carga relevante posicionada com a máxima excentricidade permitida.

4

CASO DE ESTUDO

O projeto de qualquer estrutura de engenharia civil é um processo de grande complexidade e exigência técnico-científica, particularmente porque o que se pretende muitas vezes é criar um protótipo (Matos Fernandes 2018) que satisfaça certas exigências de desempenho, com base no conhecimento existente e mensurável da realidade. Esta necessidade de compreender, caracterizar e dominar os diversos fenómenos que dizem respeito ao comportamento de uma estrutura, torna necessária a utilização de simplificações e idealizações da realidade, nomeadamente através de modelos matemáticos ou físicos: nisto consiste a modelação (Pacheco 2016c). Só após a obtenção e avaliação dos resultados da modelação é possível proceder ao dimensionamento e verificação dos elementos estruturais.

Em todo o processo da modelação e análise de resultados é importante não esquecer que um modelo, por mais rigoroso que seja, é sempre uma representação mais ou menos aproximada da realidade (Pacheco 2016c), pelo que não se dispensa de maneira nenhuma a avaliação crítica dos resultados obtidos e, se possível, a calibração do modelo com algum dado experimental. Neste estudo, as estruturas foram analisadas com o recurso a modelos numéricos cuja validade foi aferida através de modelos analíticos mais simples, do controlo dos valores das reações nos apoios e da avaliação dos diagramas de esforços que eram espectáveis em cada elemento constituinte da estrutura.

Todo o trabalho de modelação numérica, por sua vez, requer um conhecimento mais ou menos básico dos fundamentos dos métodos numéricos e de análise estrutural internos ao funcionamento do programa utilizado e, para além disto, requer ainda algum domínio do próprio programa, de modo a evitar erros puramente numéricos.

4.1. MODELAÇÃO

Em função das características das estruturas que se pretendia analisar, tendo em consideração o tipo e geometria dos elementos que as constituem e do estudo que se pretendia fazer, optou-se por modelar as diversas pontes recorrendo a modelos de barras, tridimensionais, com 6 graus de liberdade.

4.1.1. SIMPLIFICAÇÕES E LIMITAÇÕES DA ANÁLISE

Como se referiu na introdução ao presente capítulo, o estudo de uma estrutura de engenharia civil é um processo complexo que envolve diversas variáveis e bastante incerteza a elas associada, pelo que se torna necessário assumir um conjunto de simplificações e aproximações que assegurem precisão suficiente para se encontrar uma solução robusta e economicamente viável (Cools 2017).

Na análise efetuada, os resultados foram obtidos assumindo o comportamento estático da estrutura, tendo-se tratado os efeitos relevantes de alguns fenómenos dinâmicos através de fatores corretivos definidos pelas normas utilizadas. Refere-se também que se procedeu à análise em questão considerando os apoios como infinitamente rígidos.

Os materiais utilizados assumiram-se isotrópicos e homogéneos, e considerou-se válida a teoria de Euler-Bernoulli e a lei de Hooke, pelo que a análise foi efetuada partindo do pressuposto que o comportamento de cada elemento se enquadra no domínio das pequenas deformações, tendo-se considerado que todos os elementos estruturais apresentam um comportamento linear material. Assim, em conformidade com o Eurocódigo 3, os esforços foram calculados através de uma análise global elástica, considerando-se as resistências plásticas das secções transversais, quando tal era permitido de acordo com a referida norma.

Outras limitações relevantes deste trabalho consistiram na omissão do estudo do efeito das imperfeições geométricas e do efeito global de não-linearidades geométricas. Desta última simplificação resulta que, em conjunto com o que se referiu no parágrafo anterior, o sistema estrutural se considere linear pelo que é aplicável o princípio da sobreposição de efeitos. Para algumas estruturas, a omissão do estudo de não-linearidades geométricas terá certamente resultado na aprovação de barras que numa análise mais rigorosa seriam reprovadas por falta de capacidade resistente. De facto, a geometria da secção transversal em forma de “U”, torna as cordas superiores - comprimidas e sem possibilidade de contraventamento nas situações correntes – suscetíveis de encurvar, global ou localmente, impossibilitando a mobilização total da sua resistência.

Por outro lado, apesar de não ter sido efetuada nenhuma análise não-linear geométrica nas estruturas modeladas, o efeito dessa não-linearidade, localmente, para cada barra, está incorporado nas expressões de verificação da resistência à encurvadura da Secção 6 do Eurocódigo 3.

Refere-se ainda que neste estudo não se procedeu à análise das ligações e do efeito da fadiga.

4.1.2. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

4.1.2.1. Geometria

A natureza modular das pontes analisadas foi uma característica que facilitou a rápida modelação das diversas estruturas, uma vez que a repetição da geometria e de algumas propriedades permite a criação de folhas de cálculo para automatizar os processos de criação de nós e barras, e, ainda, a utilização das funções de “copy-paste” do software utilizado. Deste modo, a primeira estrutura modelada foi aquela que implicou maior volume de trabalho, construindo-se o modelo da estrutura seguinte a partir do primeiro, o terceiro modelo a partir do segundo e assim sucessivamente.

Como ponto de partida, já era conhecida a geometria das pontes de 60,960 m, 54,864 m, 45,720 m, 36,576 m, 27,432 m e 15,240 m através de plantas, alçados e cortes em AutoCAD fornecidos pela BERD. No entanto, nalgumas das pontes referidas, estavam incluídas passarelas exteriores para os peões pelo que mesmo para essas pontes a geometria passava a não ser totalmente conhecida uma vez que neste estudo não se analisou a utilização de passarelas. Assim, mesmo as pontes constantes nas peças desenhadas fornecidas foram alvo de análise neste trabalho.

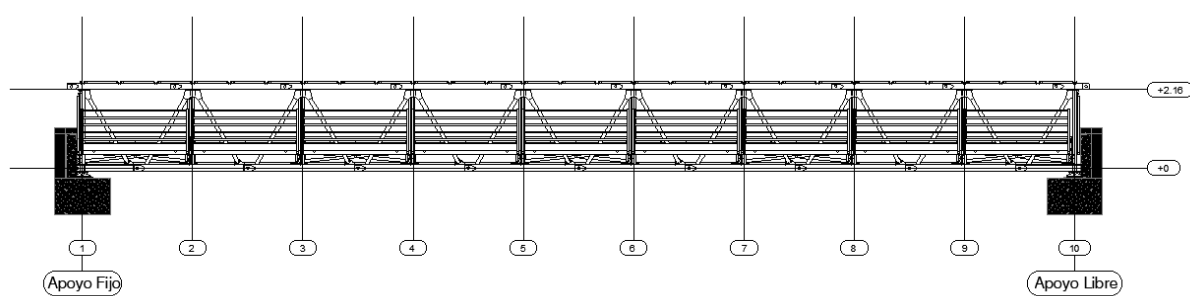


Fig. 4.1 – Desenho em AutoCAD do alçado lateral da ponte de 27,432 m, com passarelas para os peões (gentilmente cedido pela BERD)

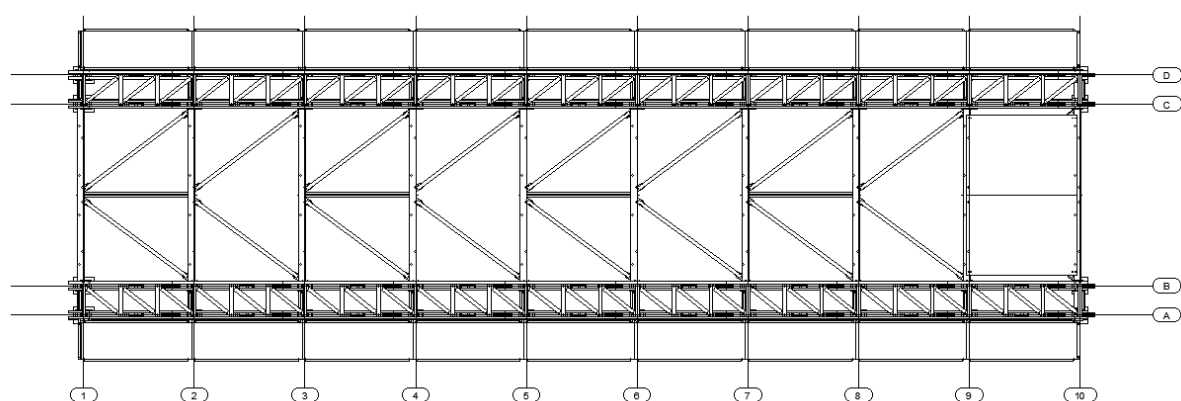


Fig. 4.2 – Desenho em AutoCAD da planta da ponte de 27,432 m, com passarelas para os peões (gentilmente cedido pela BERD)

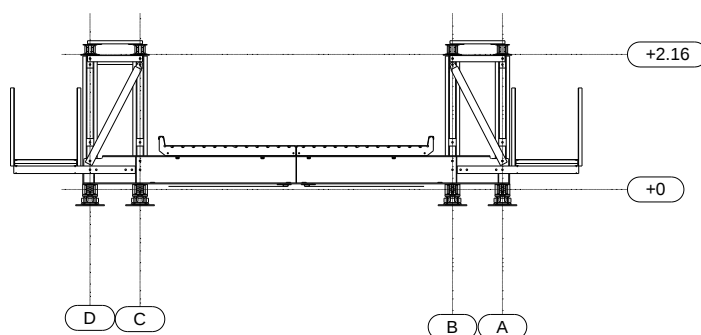


Fig. 4.3 – Desenho em AutoCAD do alçado frontal da ponte de 27,432 m, com passarelas para os peões (gentilmente cedido pela BERD)

A construção do modelo começou pela análise dos painéis e dos restantes elementos – cordas, contra-ventamentos, travessas, etc. – através dos desenhos em AutoCAD, com vista a definir como representar da melhor forma essas peças, reais, através de elementos finitos de barra. Este tipo de modelo, para representar corretamente o comportamento das estruturas em causa, requer que os elementos finitos de barra, geometricamente, coincidam com o centro de gravidade dos perfis metálicos utilizados, como se explica na figura 4.4; esta condição torna necessária a utilização de barras rígidas em diversas situações, particularmente nas ligações entre elementos distintos ou entre as barras que formam os painéis, como se pode ver nas figuras 4.4 e 4.5, de forma a modelar corretamente o comprimento das barras e a caracterizar bem os esforços nas ligações para fins de dimensionamento e verificações.

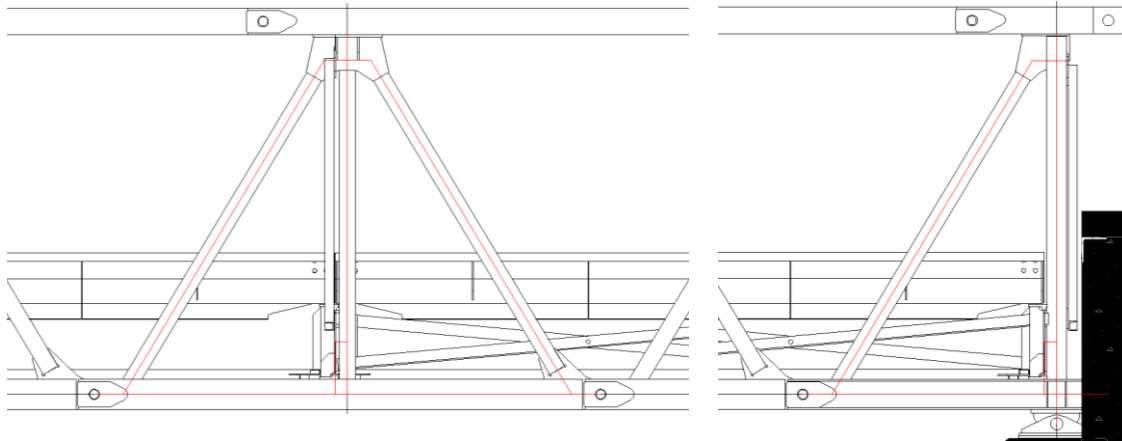


Fig. 4.4 – Definição dos eixos das barras para a modelação dos painéis correntes (esquerda) e extremos (direita)

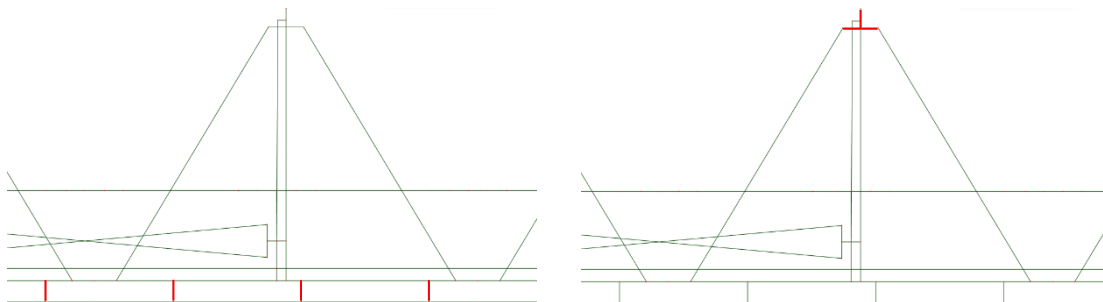


Fig. 4.5 – Pormenores da modelação com barras rígidas das ligações corda inferior-reforço de corda (esquerda) e das ligações entre perfis de um painel (direita)

O processo de construção do modelo, apenas no que se refere à geometria, seguiu os seguintes passos:

- i. Análise geral dos desenhos em AutoCAD, com vista à compreensão global da estrutura;
- ii. Análise dos painéis (AutoCAD): definição dos eixos das barras, medição de dimensões e aferição de secções;
- iii. Criação de folhas de cálculo para automatizar a criação de nós e barras;
- iv. Inserção no Robot da informação trabalhada nas folhas de cálculo;

- v. Introdução de alguns nós e barras de forma isolada e utilização da ferramenta de “copy-paste” para terminar a construção do modelo (no que se refere à geometria).

Com base nos princípios enunciados construiu-se o modelo da ponte de 60,960 m e a partir deste, pela supressão sucessiva de módulos e/ou reforços, construíram-se os restantes modelos. As figuras 4.6 e 4.7 ilustram as secções transversais de pontes com um e dois níveis de painéis, cotadas, manifestando a coerência geométrica entre os modelos de elementos finitos e as peças desenhadas das pontes estudadas; salienta-se que como referido anteriormente, as medidas são referidas ao eixo das barras.

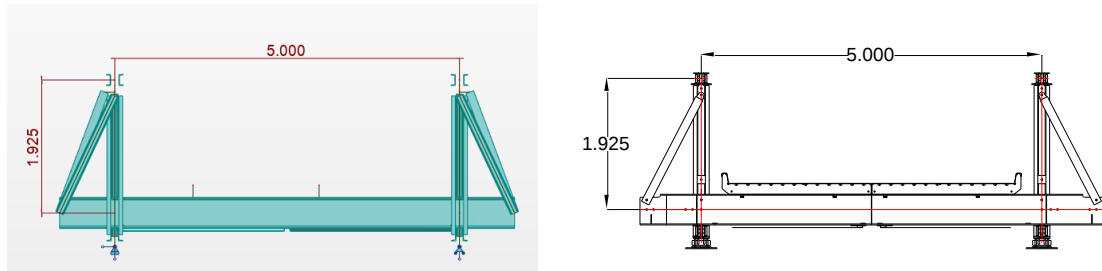


Fig. 4.6 – Secção transversal cotada, de ponte com um nível de painéis (modelo de barras, à esquerda, e desenho AutoCAD gentilmente cedido pela BERD, à direita)

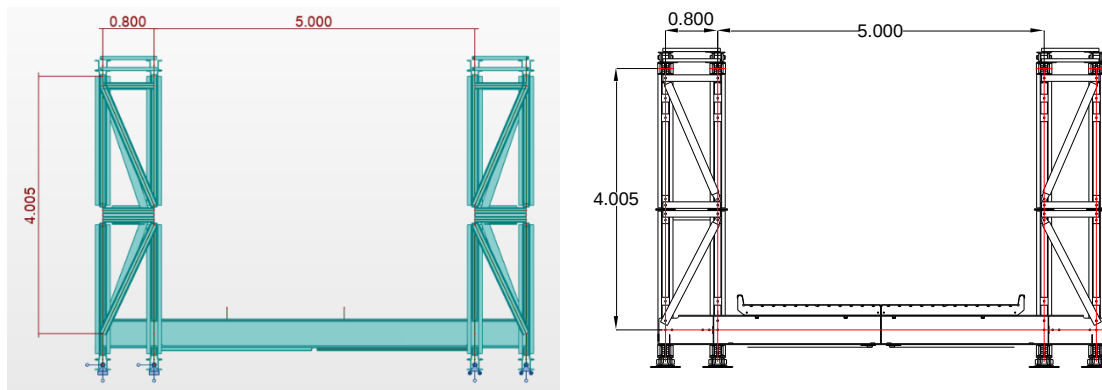


Fig. 4.7 – Secção transversal cotada, de ponte com dois níveis de painéis (modelo de barras, à esquerda, e desenho AutoCAD gentilmente cedido pela BERD, à direita)

Naquilo que respeita aos apoios da estrutura, modelaram-se quatro condições de apoio diferentes que foram atribuídas a nós da estrutura modelados para o efeito – mais concretamente nós dos painéis extremos. Como foi referido no capítulo 2, nas secções inicial e final do tabuleiro, por cada plano de painéis existe um aparelho de apoio pelo que é necessário atribuir uma condição de apoio a cada plano, como se pode ver na figura 4.8.

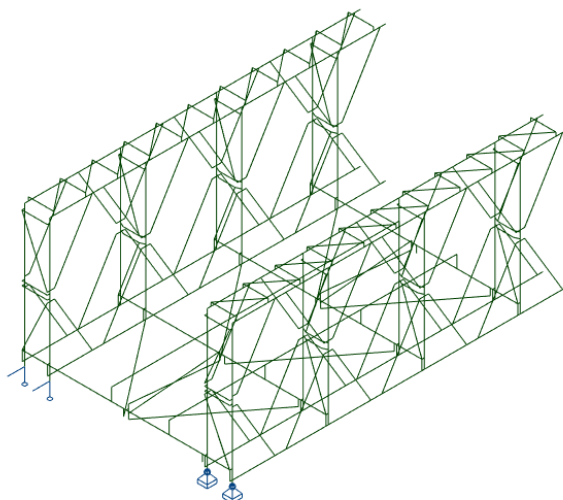


Fig. 4.8 – Perspetiva de uma parte do modelo evidenciando as condições de apoio

Num dos extremos da ponte, ambas as condições de apoio permitem a rotação de eixo transversal e, uma delas restringe todos os deslocamentos enquanto a outra permite o deslocamento transversal; no extremo oposto, de igual forma, ambas as condições de apoio permitem a rotação de eixo transversal e os deslocamentos de acordo com a direção longitudinal do tabuleiro, e uma delas permite, ainda, o deslocamento transversal.

4.1.2.2. Materiais

O material utilizado na estrutura metálica foi o aço S355, que é o material maioritariamente utilizado na estrutura excluindo-se apenas elementos que não foram estudados no âmbito deste trabalho como as cavilhas, e eventualmente os parafusos, chapas de ligação e soldaduras, que no caso de utilizarem um tipo de aço diferente será sempre de classe superior.

Não obstante o referido no parágrafo anterior, no modelo criado foram utilizados dois materiais: o aço S355 e um material fictício com as mesmas propriedades do aço referido, mas sem peso próprio, denominado S355 NW (*S355 No Weight*). Este último material foi criado para modelar as barras rígidas que por serem fictícias não devem conduzir a um aumento de peso na estrutura.

4.1.2.3. Elementos de barra

Secções transversais

O programa Robot tem internamente gravados bancos de dados de perfis metálicos existentes no mercado e permite ainda criar novas secções (definindo as suas propriedades) ou combinar as existentes nos bancos de dados, pelo que facilmente se atribuíram às barras as secções devidas, em conformidade com as peças desenhadas fornecidas.

Para modelar as barras rígidas foi criada uma secção denominada *INF*, com área e inércias relativas aos três eixos coordenados muito elevadas, como se vê na imagem da direita da figura 4.9, salvaguardando exauros que podem conduzir a erros numéricos.

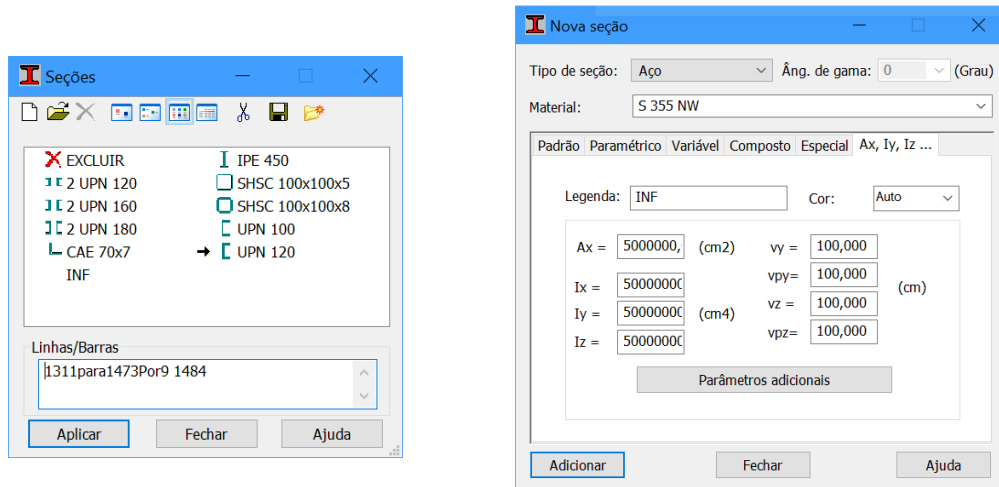


Fig. 4.9 – Menu de secções utilizadas (esquerda) e de propriedades da secção INF (direita)

Tipos de barras

As barras da estrutura foram divididas em diferentes categorias, de forma a caracterizar o melhor possível o comportamento de cada elemento para fins de verificação de segurança. A definição correta destas categorias é muito relevante uma vez que permite utilizar a funcionalidade que existe no Robot para a verificação automática dos milhares de barras do modelo. Pelo facto deste trabalho ter como objetivo principal o estudo dos painéis, a categoria criada para as travessas dispensou uma análise muito cuidada.

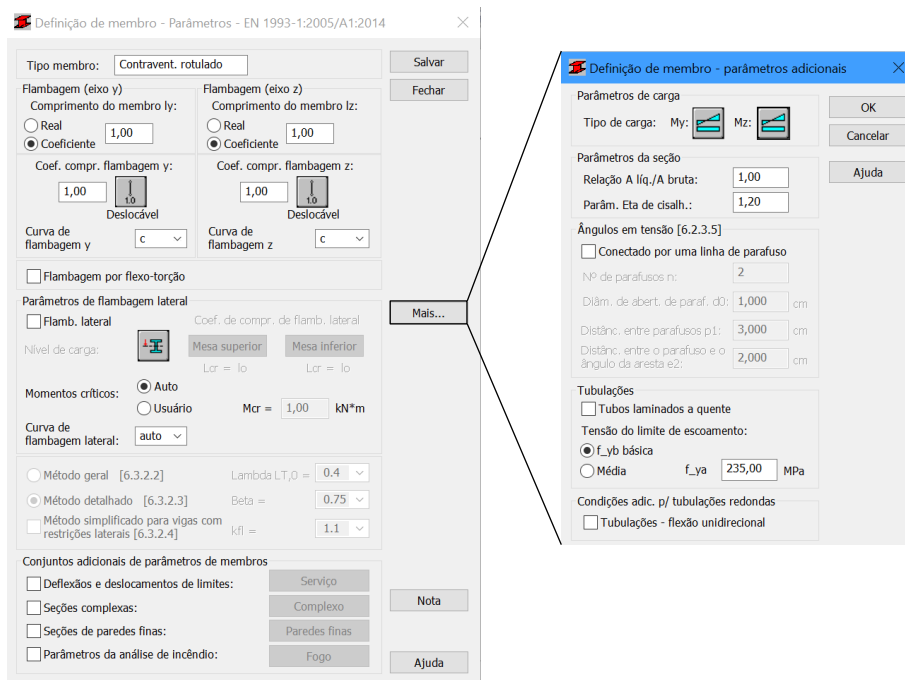


Fig. 4.10 – Exemplo de menu de definição de tipo de barra

Na figura 4.10 apresenta-se o menu de definição de tipo de barra para uma das categorias criadas, no qual se destacam alguns aspetos por serem transversais a todas as categorias à exceção daquela criada para as travessas:

- De acordo com a cláusula 6.3.2.2.(4) do Eurocódigo 3, foram ignorados os efeitos da encurvadura lateral (*flamb. lateral* no menu);
- O efeito da encurvadura por flexo-torção foi também desprezado, uma vez que os elementos da estrutura suscetíveis a este fenómeno, a saber as cordas e as cordas de reforço, se consideraram suficientemente travados quer pela corda/corda de reforço adjacente quer pelos elementos de contraventamento;
- Nos “parâmetros de carga” considera-se o tipo de carga representado, para as verificações relacionadas com momentos fletores em y e z, já que para os carregamentos estudados não há cargas relevantes distribuídas nas barras que motivem outro tipo de diagrama de momentos;
- Não se definiu nenhum “conjunto adicional de parâmetros de membros”;
- Os campos relativos aos parâmetros de encurvadura foram aqueles que se alteraram para os diferentes tipos de barras, de modo a caracterizar a redução da resistência à compressão dos diferentes membros devida à encurvadura. O menu apresentado permite definir o comprimento de encurvadura através de um coeficiente a aplicar ao comprimento real ou do registo de um valor concreto, medido ou calculado, e permite também definir a curva de encurvadura apropriada, em concordância com a cláusula 6.3.1.2.(2) do Eurocódigo 3.

Condições de fronteira

Outro aspeto essencial do processo de modelação é a definição das condições de fronteira das barras da estrutura. De facto, a definição destas condições é de todo relevante uma vez que vai condicionar o grau de hiperestaticidade da estrutura, a distribuição dos esforços nos diferentes elementos e a própria deformada.

A modelação das condições de fronteira de cada barra, foi efetuada utilizando a funcionalidade própria para o efeito existente no Robot, que permite libertar ou restringir os seis graus de liberdade de cada barra, nos nós inicial e final.

No que se refere a diagonais e montantes, à exceção da ponte de 30 m, as barras foram modeladas como rigidamente ligadas em ambas as extremidades, por se tratarem de elementos constituintes do painel modular e, por isso, soldados aos restantes elementos.

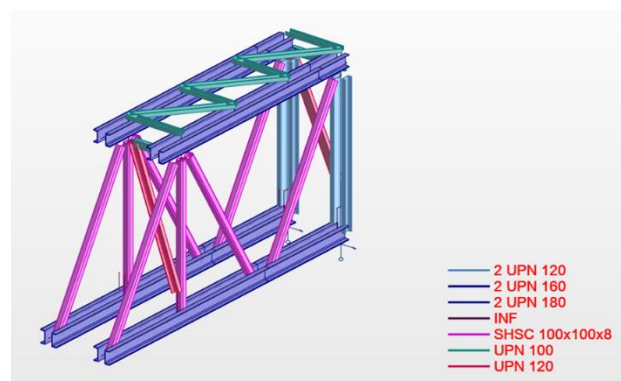


Fig. 4.11 – Módulos finais de uma viga longitudinal da ponte de 27 m, destacando as diferentes secções transversais utilizadas.

Para a ponte de 30 m, na transição entre as configurações com um nível de painéis e dois níveis, procedeu-se a uma análise ligeiramente diferente, permitindo alguma rotação numa das extremidades das barras (hipótese admissível em estado limite último) uma vez que a configuração inicialmente utilizada - com apenas um nível de painéis - por muito pouco se mostrava inviável. Para essa configuração, a verificação condicionante era a verificação da resistência à encurvadura de duas diagonais em flexão composta com compressão. Assim, dado que estas diagonais não eram condicionadas pela verificação de esforço axial (esforço mais relevante nas diagonais) mas sim por uma verificação muito sensível à presença de momento fletor, em princípio, sobreavaliada pela consideração de ligações rígidas, avaliou-se a utilização de uma condição de fronteira ligeiramente menos conservativa, tendo-se verificado que os rácios das verificações de segurança dos elementos condicionantes diminuíam ligeiramente, permitindo validar a configuração com apenas um nível de painéis.

As ligações entre as cordas dos painéis e entre as cordas de reforço, ambas conectadas em série através de cavilhas, foram modeladas como ligações rotuladas e no que se refere aos diversos elementos de contraventamento foram modelados como barras rotuladas em ambas as extremidades.

Deve referir-se, também, que em configurações com apenas um nível de painéis, a ligação do painel à corda superior se considerou rígida, e de igual forma se considerou como rígida a ligação entre dois painéis em configurações de dois níveis.

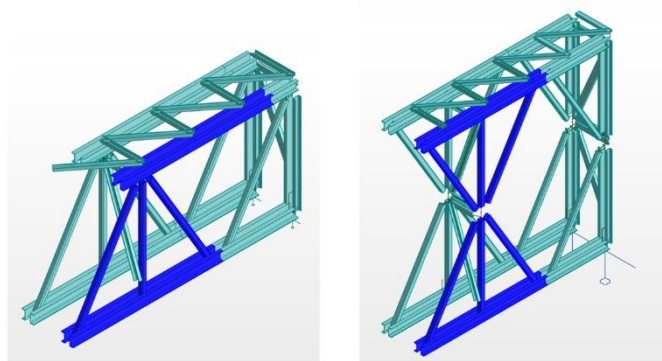


Fig. 4.12 – Módulos finais de vigas longitudinais de pontes com um e dois níveis de painéis, destacando a unidade modular básica de cada configuração.

4.1.3. QUANTIFICAÇÃO E MODELAÇÃO DAS AÇÕES

4.1.3.1. Peso Próprio da Estrutura Metálica

O peso próprio da estrutura metálica, como foi já referido, é calculado automaticamente pelo software Robot, e neste trabalho foi acrescido de 25% por razões já especificadas. Para as verificações manuais, e para o cálculo do peso por metro de estrutura, o valor do peso próprio é obtido a partir do valor da soma de reações. O peso próprio foi modelado pelo caso de carga intitulado *DC_Steel Structure*.

4.1.3.2. Peso Próprio do Pavimento

O peso próprio do pavimento, calculado em 3.2.1.2., corresponde a $1,083 \text{ kN/m}^2$, sendo modelado no software utilizado através de cargas distribuídas nas travessas. A carga aplicada em cada travessa foi

obtida através de áreas de influência, regidas pelo espaçamento das travessas (3,048 m - 10 ft.), pelo que as travessas inicial e final vão receber metade da carga das restantes.

Assim, as travessas extremas e intermédias vão receber cargas de 1,65 kN/m e 3,30 kN/m, respetivamente.

O caso de carga que traduz o peso próprio do pavimento intitula-se *DC_Deck*.

4.1.3.3. Carga Rodoviária

Carga do camião

A carga do camião consiste em 6 forças concentradas (grandeza e espaçamentos já tratados no capítulo 3), como representadas na figura 4.13, que vão percorrendo diversas posições no tabuleiro, com um compasso de 1,524 m correspondente a metade da distância entre travessas, de forma a simular o movimento do veículo.

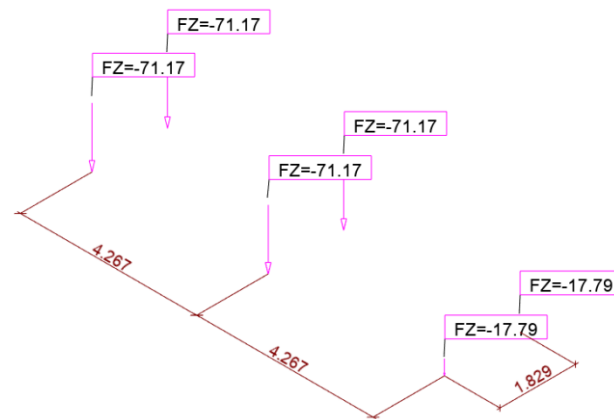


Fig. 4.13 – Carga do camião

Deve salientar-se, também, que as posições estudadas foram escolhidas de forma a simular o movimento do camião desde a entrada na ponte até ultrapassar o meio vão, e a saída. Estes cenários foram considerados condicionantes e suficientes para traduzir o comportamento da ponte já que permitem solicitar a estrutura ao corte e momento fletor máximos, e estudar a flecha máxima a meio vão.

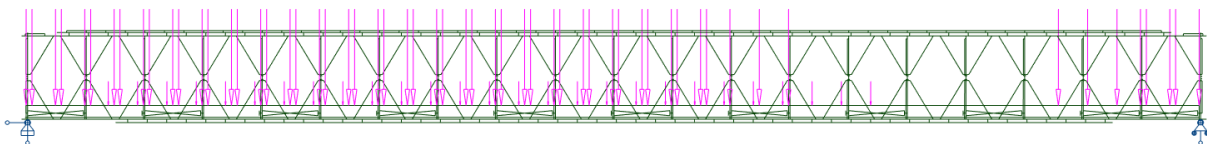


Fig. 4.14 – Alçado lateral da ponte com a representação de todos os casos de carga do camião

Para modelar a carga do camião nas diversas posições, criaram-se “carris” - barras rígidas simplesmente apoiadas nas travessas -, com um espaçamento transversal de 1,829 m, igual ao espaçamento entre rodas,

sobre os quais se criaram pontos devidamente espaçados e nos quais se aplicaram as cargas de cada roda.

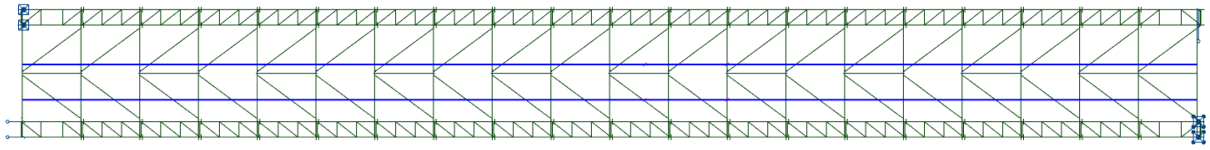


Fig. 4.15 – Planta da ponte com os “carris” realçados a azul

Os diversos casos de carga criados de acordo com o exposto acima, foram nomeados como TR_i , sendo i um número que indica a posição do segundo eixo em relação ao início do tabuleiro.

Carga tandem

A carga tandem consiste em 4 forças concentradas (grandeza e espaçamentos já tratados no capítulo 3), como representadas na figura 4.16, que tal como o camião percorrem diversas posições no tabuleiro, sobre os “carris” criados, simulando o movimento do veículo.

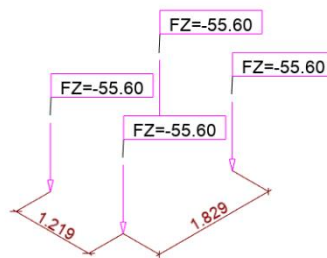


Fig. 4.16 – Carga tandem

Tal como para o camião, as diversas posições foram modeladas como diferentes casos de carga, com um compasso de 1,524 m, de forma a simular o movimento desde a entrada na ponte até ultrapassar o meio vão; dada a simetria desta carga, não se simulou a saída da ponte uma vez que é idêntica à entrada.

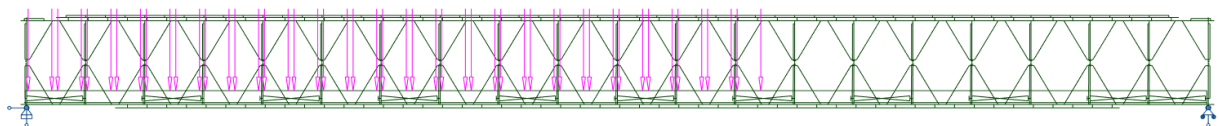


Fig. 4.17 – Alçado lateral da ponte com a representação de todos os casos de carga

Os diversos casos de carga criados de acordo com o exposto acima foram nomeados como TA_i , sendo i um número que indica a distância do último eixo (último eixo a entrar na ponte) ao início do tabuleiro.

Carga distribuída

De 3.2.2.1. tem-se que a carga distribuída consiste numa força uniformemente distribuída de $3,06 \text{ kN/m}^2$. Esta ação foi modelada por cargas distribuídas nas travessas, sendo a carga aplicada em cada travessa obtida através de áreas de influência, regidas pelo espaçamento das travessas ($3,048 \text{ m} - 10 \text{ ft.}$); desta forma, as travessas inicial e final vão receber metade da carga das restantes.

Assim, as travessas extremas e intermédias vão receber cargas de $9,34 \text{ kN/m}$ e $4,67 \text{ kN/m}$, respetivamente.

Em cada travessa, na direção transversal, a carga distribuída está aplicada num comprimento de $3,048 \text{ m}$ com a excentricidade mencionada no capítulo 3, como se vê na figura 4.18.

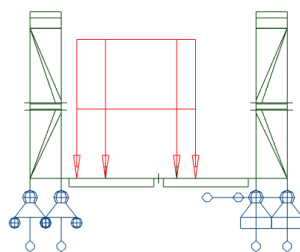


Fig. 4.18 – Alçada frontal da ponte evidenciando a carga distribuída

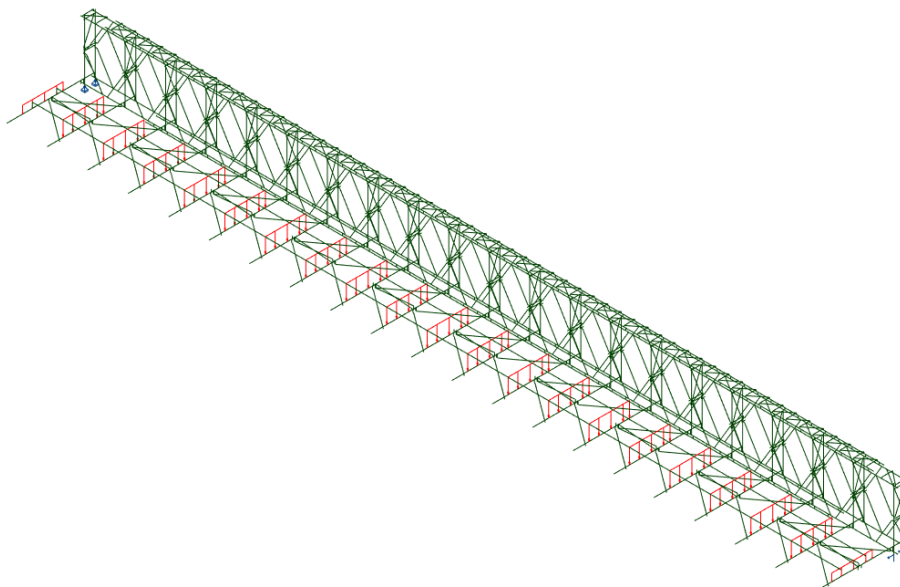


Fig. 4.19 – Corte do tabuleiro em perspectiva evidenciando a carga distribuída

A carga distribuída foi modelada pelo caso de carga intitulado *LL_Lane Load*.

4.1.4. MODELAÇÃO DAS COMBINAÇÕES

O software Robot permite inserir combinações de forma automática, com base numa norma previamente selecionada, ou de forma manual, através da atribuição de coeficientes a cada caso de carga que se pretende incluir na combinação. Neste estudo, decidiu-se utilizar combinações manuais, de modo a aplicação conjunta dos fatores de combinação com todos os outros fatores que se apliquem a uma dada ação como sejam os fatores de amplificação dinâmica, de múltipla presença, etc.

4.1.4.1. Combinação Strength I

A partir da equação 3.1 e da caracterização da carga rodoviária feita em 3.2.2.1 determinaram-se os coeficientes que foram aplicados a cada caso de carga, como consta no quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Coeficientes majorativos aplicados a cada caso de carga

Caso de carga	f_{AASHTO}	m	IM	f_{Robot}
DC_Steel Structure	1,25	-	-	1,25
DC_Deck	1,25	-	-	1,25
LL_Lane Load	1,75	1,20	-	2,10
TR_i	1,75	1,20	1,33	2,79
TA_i	1,75	1,20	1,33	2,79

Pelo facto das cargas do camião e tandem terem sido modeladas em diversos casos de carga consoante a posição, também a combinação Strength I teve de ser dividida em diversas “combinações”, denominadas *STR I – LL_TR_i* e *STR I – LL_TA_i*, respetivamente para a carga do camião e para a carga tandem, correspondendo o *i* à posição.

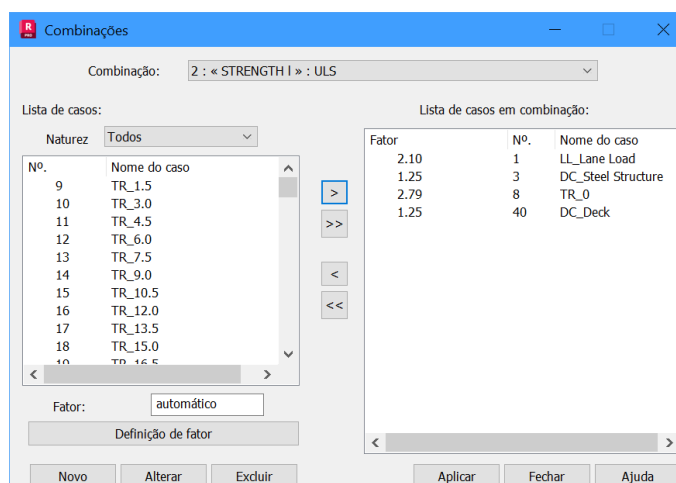


Fig. 4.20 – Menu de combinações manuais do Robot, com a combinação de ações para o camião a entrar na ponte

Combinações	Nome	Tipo de análise	Tipo de combinação	Natureza do caso	Definição
2 (C)	« STRENGTH I »	Combinação linear	ULS	Estrutural	
41 (C)	STR I - LL_TR_0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+8*2.79$
42 (C)	STR I - LL_TR_1.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+9*2.79$
43 (C)	STR I - LL_TR_3.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+10*2.79$
44 (C)	STR I - LL_TR_4.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+11*2.79$
45 (C)	STR I - LL_TR_6.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+12*2.79$
46 (C)	STR I - LL_TR_7.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+13*2.79$
47 (C)	STR I - LL_TR_9.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+14*2.79$
48 (C)	STR I - LL_TR_10.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+15*2.79$
49 (C)	STR I - LL_TR_12.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+16*2.79$
50 (C)	STR I - LL_TR_13.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+17*2.79$
51 (C)	STR I - LL_TR_15.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+18*2.79$
52 (C)	STR I - LL_TR_16.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+19*2.79$
53 (C)	STR I - LL_TR_18.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+20*2.79$
54 (C)	STR I - LL_TR_19.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+21*2.79$
55 (C)	STR I - LL_TR_21.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+22*2.79$
56 (C)	STR I - LL_TR_22.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+23*2.79$
57 (C)	STR I - LL_TR_24.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+24*2.79$
58 (C)	STR I - LL_TR_25.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+25*2.79$
59 (C)	STR I - LL_TR_27.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+26*2.79$
60 (C)	STR I - LL_TR_28.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+27*2.79$
61 (C)	STR I - LL_TR_30.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+28*2.79$
62 (C)	STR I - LL_TR_31.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+29*2.79$
63 (C)	STR I - LL_TR_33.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+30*2.79$
64 (C)	STR I - LL_TR_34.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+31*2.79$
65 (C)	STR I - LL_TR_36.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+32*2.79$
66 (C)	STR I - LL_TR_37.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+33*2.79$
67 (C)	STR I - LL_TR_39.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+34*2.79$
68 (C)	STR I - LL_TR_57.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+35*2.79$
69 (C)	STR I - LL_TR_58.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+36*2.79$
70 (C)	STR I - LL_TR_60.0	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+37*2.79$
71 (C)	STR I - LL_TR_61.5	Combinação linear	ULS	morto	$(3+40)*1.25+1*2.10+38*2.79$

Fig. 4.21 – Excerto da tabela de combinações do Robot

4.1.4.2. Combinações Service II

À semelhança do procedimento seguido para a modelação da combinação Strength I, partindo da equação 3.7 e da caracterização da carga rodoviária feita em 3.2.2.1 determinaram-se os coeficientes que foram aplicados a cada caso de carga, como consta no quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Coeficientes majorativos aplicados a cada caso de carga

Caso de carga	f_{AASHTO}	m	IM	f_{Robot}
DC_Steel Structure	1,00	-	-	1,00
DC_Deck	1,00	-	-	1,00
LL_Lane Load	1,30	1,20	-	1,56
TR_i	1,30	1,20	1,33	2,07
TA_i	1,30	1,20	1,33	2,07

Também para a combinação Service II, o artifício utilizado para a modelação das cargas do camião e tandem implica a partição em diversas “combinações”, denominadas *SERV II – LL_TR_i* e *SERV II – LL_TA_i*.

4.2. ANÁLISE DAS PONTES MODELADAS

Neste trabalho foram estudadas as pontes do sistema modular MBPanelX para vãos compreendidos entre os 15,240 m e os 60,960 m, com vista à determinação da configuração mais otimizada e ao estudo dos principais elementos estruturais constituintes das vigas longitudinais, ou seja, os painéis e as cordas de reforço. Importa referir que apesar da possibilidade deste sistema modular incluir passarelas para os peões e permitir soluções para faixas de rodagem com uma ou duas vias, somente foram analisadas pontes com uma via e sem passarelas.

Optou-se por organizar os resultados obtidos em três conjuntos, correspondentes a configurações com um plano e um nível de painéis por viga longitudinal (SS), dois planos e um nível (DS), e dois planos e dois níveis (DD).

Por simplicidade e facilidade de leitura, os diferentes vãos serão designados pela sua parte inteira, sendo apresentada a sua medida com três casas decimais nos diferentes quadros que serão apresentadas para cada conjunto de estruturas.

No que se refere aos resultados obtidos e à análise em concreto, é importante assinalar que o efeito localizado do esforço de corte nas cordas inferiores, motivado pela carga das travessas nelas apoiadas, não foi considerado relevante apesar de se apresentar como condicionante em algumas barras. Isto deveu-se ao facto da ligação das travessas às cordas ter sido modelada por uma barra rígida que descarrega na corda uma carga pontual elevada, o que na realidade não sucede visto que o apoio da travessa na corda se dá numa área limitada pelos banzos de ambos os elementos, e não numa área pontual.

4.2.1. PONTES PARA VÃOS ATÉ 15 m

4.2.1.1. Análise geral

Quadro 4.3 – Informações detalhadas para a ponte de 15 m

Designação (m)	Vão (m)	Configuração	N.º de módulos ¹	Cordas de reforço ²		Painéis de corte ³	
				Superior	Inferior	Exterior	Interior
15	15,240	SS+	4	-	-	-	1

¹ Na coluna “N.º de módulos” indica-se o número de módulos excluindo os módulos extremos.

² Nas colunas referentes às “Cordas de reforço” indica-se o número de módulos com cordas de reforço.

³ Nas colunas referentes aos “Painéis de corte” indica-se o número de módulos com painéis de corte, considerando apenas uma das metades do tabuleiro; a contagem tem início nos módulos correntes mais próximos dos encontros.

O conjunto de pontes estudado teve início na ponte com 15 m de vão pelo que vãos inferiores não foram analisados; contudo, facilmente se pode concluir que a configuração da ponte de 15 m tem capacidade resistente suficiente, inclusive em excesso, para vãos inferiores.

Para uma ponte modular com 15 m de vão, utilizando o software Robot efetuou-se a análise estrutural tendo em conta as ações e combinações consideradas, concluindo-se que a configuração SS+ é a mais otimizada. Esta ponte é condicionada pelas diagonais comprimidas do módulo que se segue ao módulo extremo, pelo que se conclui que o esforço de corte global é determinante para a estrutura.

A definição da configuração mais otimizada procede de um estudo iterativo da geometria da estrutura - idêntico para todas as pontes estudadas - em que se define uma geometria inicial, com base na ponte anteriormente estudada (à exceção da primeira ponte analisada), e se procede ao cálculo da estrutura para obter esforços e deformações que permitirão efetuar as verificações de segurança para cada barra e avaliar deformabilidade da estrutura.

Dado o elevado número de pontes analisadas neste estudo, não se considerou razoável ou necessário detalhar os resultados de cada estrutura ou as verificações efetuadas, contudo, para exemplificar o estudo que se efetuou para cada ponte, apresenta-se de seguida, para a ponte de 15 m, uma breve análise dos resultados mais relevantes.

Como se mencionou no capítulo 2, pelo facto destas pontes serem estruturas em treliça as diferentes barras da estrutura vão estar sujeitas de um modo particular a esforços de tração ou compressão pelo que para compreender e controlar a resposta da estrutura às diversas solicitações é relevante conhecer a distribuição destes esforços, que se mantém aproximadamente igual para as diferentes ações. Para isto, apresenta-se na figura 4.22 um alçado lateral do modelo da ponte de 15 m com a representação dos diagramas de esforço axial em cada barra, para a combinação exemplificativa STR I - LL_TR_7.5 (a azul, compressão e a amarelo, tração). Salienta-se, para as diagonais, o aumento da magnitude dos diagramas do centro para os limites da estrutura, evidenciando o efeito do esforço de corte global, e em sentido contrário para as cordas, evidenciando o efeito do momento fletor global.

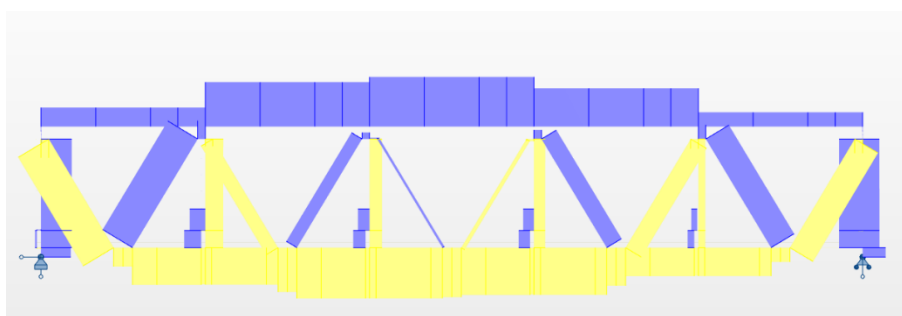


Fig. 4.22 – Alçado lateral do modelo da ponte de 15 m, com a representação dos diagramas de esforço axial em cada barra, para a combinação STR I - LL_TR_7.5

Também pela análise dos diagramas de esforço de corte vertical se podem tirar importantes conclusões. Primeiramente, na sequência do parágrafo anterior, pode comprovar-se que as barras das treliças longitudinais, de forma geral praticamente não são solicitadas ao corte, com exceção das cordas inferiores, onde se apoiam as travessas, que mesmo assim apresentam valores reduzidos, como se pode ver na figura 4.23, e das barras horizontais destacadas, que não têm interesse prático uma vez que são “car-ris” fictícios criados para a aplicação da carga do camião e da carga tandem. No que se refere às traves-sas, apresentadas no alçado frontal da figura 4.24, por serem elementos cuja função é, essencialmente, resistir a esforços de flexão, o esforço de corte tem uma presença com mais significado.

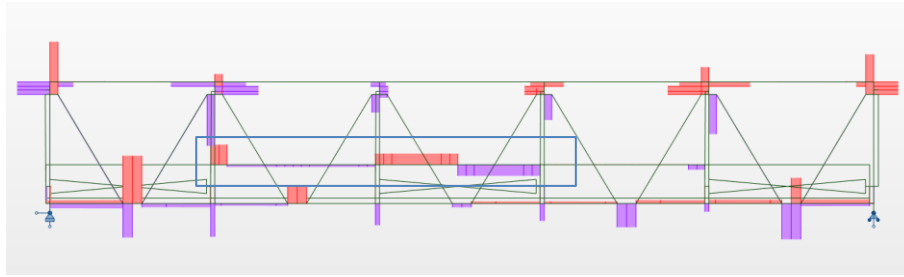


Fig. 4.23 – Alçado lateral do modelo da ponte de 15 m, com a representação dos diagramas de esforço corte em cada barra, para a combinação STR I - LL_TR_7.5

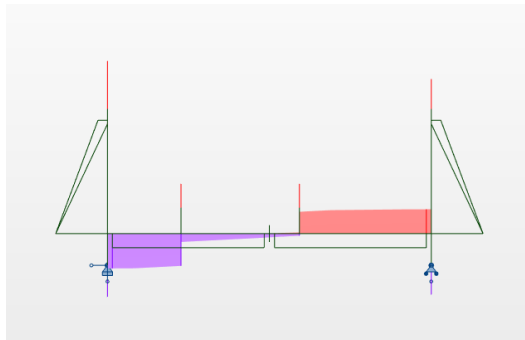


Fig. 4.24 - Alçado frontal do modelo da ponte de 15 m, com a representação dos diagramas de esforço corte em cada barra, para a combinação STR I - LL_TR_7.5

A análise dos diagramas da figura 4.23 permite ainda concluir que o esforço de corte se concentra nas ligações, onde se interseam as diferentes barras, e apresenta uma grandeza crescente do meio vão para os apoios, seguindo a distribuição do esforço de corte global. Deve referir-se que se optou por não apresentar os diagramas de esforço de corte horizontal porque pelo facto de não se terem considerado forças horizontais no estudo efetuado, este esforço é praticamente desprezável.

A análise do momento fletor em cada barra (segundo o eixo de maior inércia) reforça, novamente, a perceção do comportamento estrutural das treliças longitudinais, em que as barras não conduzem momentos significativos, como se pode ver na figura 4.25. Como se referiu anteriormente, o mesmo não se aplica às travessas, como se comprova na figura 4.26.

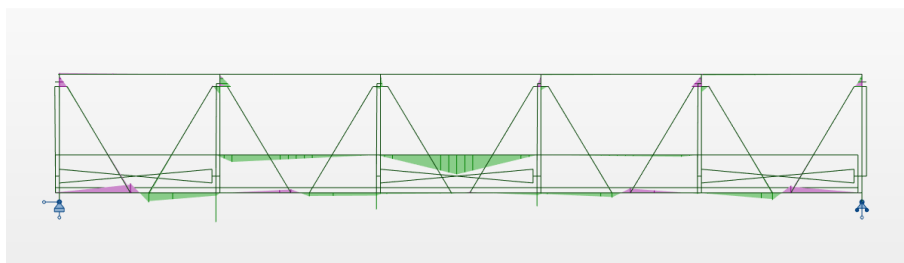


Fig. 4.25 - Alçado frontal do modelo da ponte de 15 m, com a representação dos diagramas de momento fletor em cada barra, para a combinação STR I - LL_TR_7.5

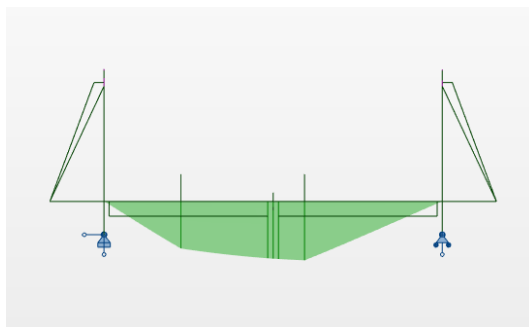


Fig. 4.26 - Alçado frontal do modelo da ponte de 15 m, com a representação dos diagramas de momento fletor em cada barra, para a combinação STR I - LL_TR_7.5

Pelo mesmo motivo que não se apresentaram os diagramas do esforço de corte horizontal, não se apresentam os diagramas de momento fletor segundo o eixo de menor inércia, interdependente do esforço de corte horizontal, nem do momento torsor que de forma geral também não tem apresenta valores relevantes.

As figuras 4.27 e 4.28 apresentam a deformada da estrutura sob a combinação STR I - LL_TR_7.5. A análise destas deformadas permite, para além de obter o valor da deformação máxima para verificação dos limites de serviço, verificar de forma qualitativa outros efeitos como sejam a excentricidade das cargas rodoviárias (na partir da figura 4.27 pode ver-se claramente um desfaseamento da posição das cordas superiores) ou a deformação da corda superior para o interior do tabuleiro, espectável numa ponte com secção transversal em “U”. Deve acrescentar-se, também, que a avaliação da deformada da estrutura é um dos principais métodos para detetar possíveis erros de modelação, pois facilmente se percebem fenómenos locais ou globais inesperados e muitas vezes pouco plausíveis.

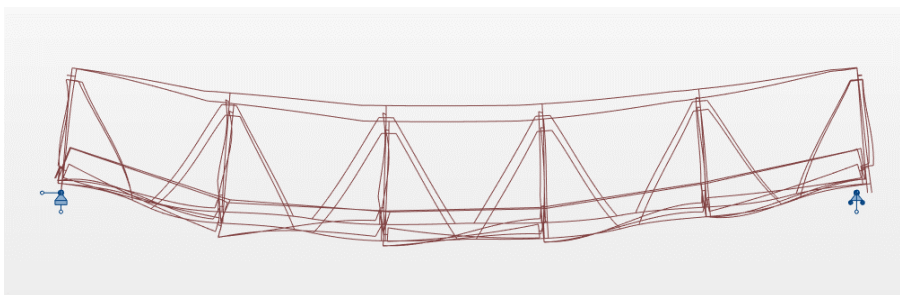


Fig. 4.27 - Alçado frontal do modelo da ponte de 15 m, com a representação da deformada da estrutura, para a combinação STR I - LL_TR_7.5

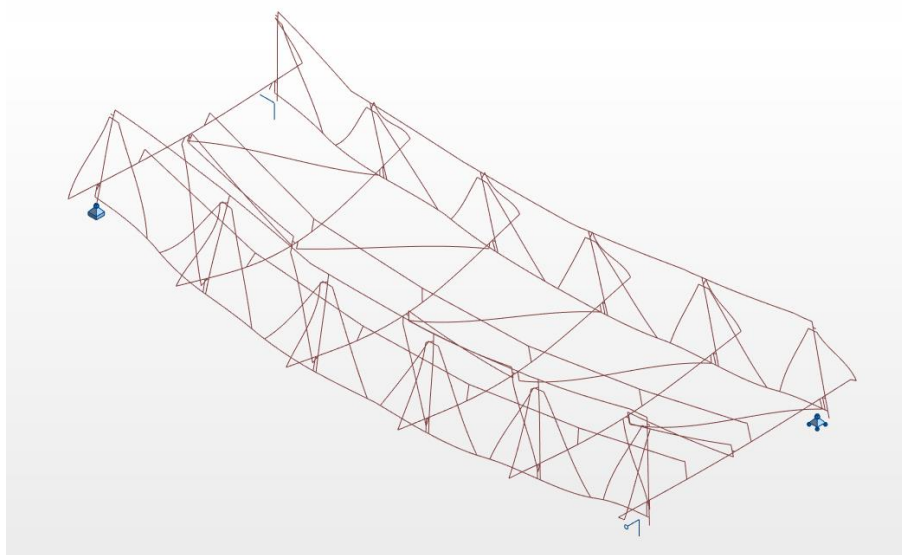


Fig. 4.28 - Alçado frontal do modelo da ponte de 15 m, com a representação da deformada da estrutura, para a combinação STR I - LL_TR_7.5

Como foi referido anteriormente, a partir dos resultados obtidos na análise estrutural foram efetuadas verificações de segurança das barras em conformidade com a secção 6 do Eurocódigo 3 e verificou-se a conformidade da estrutura aos parâmetros de deformabilidade considerados.

A deformabilidade da ponte, como foi definido no capítulo 3, é avaliada pela limitação da flecha a máxima a $L/800$ sob ação da carga do camião, que no caso da ponte em estudo corresponde a 1,9 cm, como se observa no quadro 4.8 (pág. 75). Através da observação da flecha máxima para diferentes posições no tabuleiro, facilmente se conclui que a configuração estudada se encontra dentro do limite considerado, inclusive com uma “reserva de deformabilidade” considerável.

Quadro 4.4 – Estudo da flecha máxima para vãos de 15 m

Caso de carga	Flecha máxima medida
	(cm)
TR_3.0	0,4
TR_4.5	0,5
TR_6.0	0,7
TR_7.5	0,7
TR_9.0	0,8
TR_10.5	0,7
TR_12.0	0,7

A verificação da resistência e estabilidade de todas as barras da estrutura é um processo complexo, repetitivo e demorado, que o Robot facilita e agiliza através de uma ferramenta que automaticamente efetua todas as verificações em conformidade com a norma que se pretende, no caso, o Eurocódigo 3.

O Quadro 4.5 apresenta os rácios de barras de cada membro da ponte de 15 m, para a configuração SS+, e a título de exemplo apresentam-se também as Notas de Cálculo exportadas do Robot da corda e da diagonal mais esforçadas.

Quadro 4.5 – Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 15 m

Membro	Secção	Rácio
Corda Superior	2 UPN 160	0,72
Corda Inferior	2 UPN 180	0,72
Diagonal	SHSC 100x100x5	0,87
Diagonal Reforçada	SHSC 100x100x8	0,99
Montante Extremo	2 UPN 120	0,56
Contraventamento das Travessas (plano horizontal)	SHSC 100x100x5	0,02
Contraventamento das Travessas (plano vertical)	CAE 70x70x7	0,08
Contraventamento dos Painéis (plano vertical)	UPN 120	0,03
Travessa	IPE 450	0,76

Quadro 4.6 – Nota de Cálculo da corda mais esforçada

NORMA: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TIPO DE ANÁLISE:** Verificação de membro**GRUPO DE NORMAS:****MEMBRO:** 3477 corda s 1L1N_3477 **PONTO:** 3**COORDENADAS:** $x = 0.17 L = 0.5080000 \text{ m}$ **CARGAS:**

Caso de carga atuante: 58 STR 1 - LL_TR_9.0 (1+2)*1.25+3*2.10+10*2.79

MATERIAL:S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$ **PARÂMETROS DA SEÇÃO: 2 UPN 160**

$h=16.000 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=25.000 \text{ cm}$	$A_y=27.30 \text{ cm}^2$	$A_z=24.00 \text{ cm}^2$	$A_x=47.79 \text{ cm}^2$
$tw=0.750 \text{ cm}$	$I_y=1849.09 \text{ cm}^4$	$I_z=3107.57 \text{ cm}^4$	$I_x=13.66 \text{ cm}^4$
$tf=1.050 \text{ cm}$	$W_{ply}=275.02 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=374.66 \text{ cm}^3$	

FORÇAS INTERNAS E CAPACIDADES:

$N_{Ed} = 829.6122 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -0.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.1873 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1696.4740 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 6.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 0.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,c,Rd} = 559.5390 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 1290.4295 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 97.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 133.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -0.9649 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 74.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 101.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 491.9024 \text{ kN}$
			Classe da seção = 1

**PARÂMETROS DE FLAMBAGEM LATERAL:****PARÂMETROS DE FLAMBAGEM:**

Em torno do eixo y:

$L_y = 3.0480000 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 0.64$
$L_{cr,y} = 3.0480000 \text{ m}$	$X_y = 0.76$
$\lambda_{m,y} = 49.00$	$k_{yy} = 1.13$



Em torno do eixo z:

$L_z = 3.0480000 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 0.49$
$L_{cr,z} = 3.0480000 \text{ m}$	$X_z = 0.85$
$\lambda_{m,z} = 37.80$	$k_{yz} = 0.56$

FÓRMULAS DE VERIFICAÇÃO:**Verificação de resistência de seção:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.49 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Verificação de estabilidade global de membro:

$$\lambda_{bda,y} = 49.00 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \lambda_{bda,z} = 37.80 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.72 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Seção OK !!!

Quadro 4.7 – Nota de Cálculo da diagonal mais esforçada

NORMA: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.			
TIPO DE ANÁLISE: Verificação de membro			
GRUPO DE NORMAS:		PONTO:	
MEMBRO: 723		COORDENADAS: x = 0.00 L = 0.000000 m	
CARGAS:			
Caso de carga atuante: 57 STR 1 - LL_TR_7.5 (1+2)*1.25+3*2.10+9*2.79			
MATERIAL:			
S 355 (S 355) fy = 355.00 MPa			
 PARÂMETROS DA SEÇÃO: SHSC 100x100x8			
h=10.000 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.000 cm	Ay=13.60 cm ²	Az=13.60 cm ²	Ax=27.20 cm ²
tw=0.800 cm	Iy=366.00 cm ⁴	Iz=366.00 cm ⁴	Ix=629.23 cm ⁴
tf=0.800 cm	Wply=91.10 cm ³	Wplz=91.10 cm ³	
FORÇAS INTERNAS E CAPACIDADES:			
N,Ed = 539.1012 kN	My,Ed = 9.87 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.0447 kN
Nc,Rd = 965.6000 kN	My,Ed,max = 9.87 kN*m	Mz,Ed,max = 0.11 kN*m	Vy,T,Rd = 278.1658 kN
Nb,Rd = 617.0784 kN	My,c,Rd = 32.34 kN*m	Mz,c,Rd = 32.34 kN*m	Vz,Ed = -5.8567 kN
	MN,y,Rd = 17.99 kN*m	MN,z,Rd = 17.99 kN*m	Vz,T,Rd = 278.1658 kN
			Tt,Ed = 0.06 kN*m
			Classe da seção = 1
 PARÂMETROS DE FLAMBAGEM LATERAL:			
PARÂMETROS DE FLAMBAGEM:			
 Em torno do eixo y:		 Em torno do eixo z:	
Ly = 2.3454845 m	Lam_y = 0.73	Lz = 2.3454845 m	Lam_z = 0.84
Lcr,y = 2.0405715 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 2.3454845 m	Xz = 0.64
Lamy = 55.63	kyy = 0.67	Lamz = 63.94	kyz = 0.66
FÓRMULAS DE VERIFICAÇÃO:			
Verificação de resistência de seção:			
N,Ed/Nc,Rd = 0.56 < 1.00 (6.2.4.(1))			
My,Ed/MN,y,Rd = 0.55 < 1.00 (6.2.9.1.(2))			
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))			
(My,Ed/MN,y,Rd)^2.56 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^2.56 = 0.21 < 1.00 (6.2.9.1.(6))			
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)			
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)			
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)			
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)			
Verificação de estabilidade global de membro:			
Lambda,y = 55.63 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 63.94 < Lambda,max = 210.00 ESTÁVEL			
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XL T*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.99 < 1.00 (6.3.3.(4))			
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XL T*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.99 < 1.00 (6.3.3.(4))			
Seção OK !!!			

Para uma melhor compreensão do comportamento da estrutura apresenta-se, na figura 4.29, o modelo da ponte de 15 m, com as barras em que o rácio solicitação/capacidade, de acordo com as diferentes verificações do Eurocódigo 3, é inferior a 0,5 a verde e entre 0,5 e 1 a amarelo. Entenda-se por *rácio solicitação/capacidade*, *rácio de barras* ou simplesmente *rácio*, o quociente entre um máximo esforço atuante numa dada barra (esforço axial, por exemplo) e a correspondente resistência. Naturalmente, dada a existência de diversos esforços em cada barra da estrutura, serão calculados diversos rácios como se descreve na terceira alínea do capítulo 3. Neste estudo, os rácios apresentados correspondem ao máximo rácio obtido para o elemento em referência.

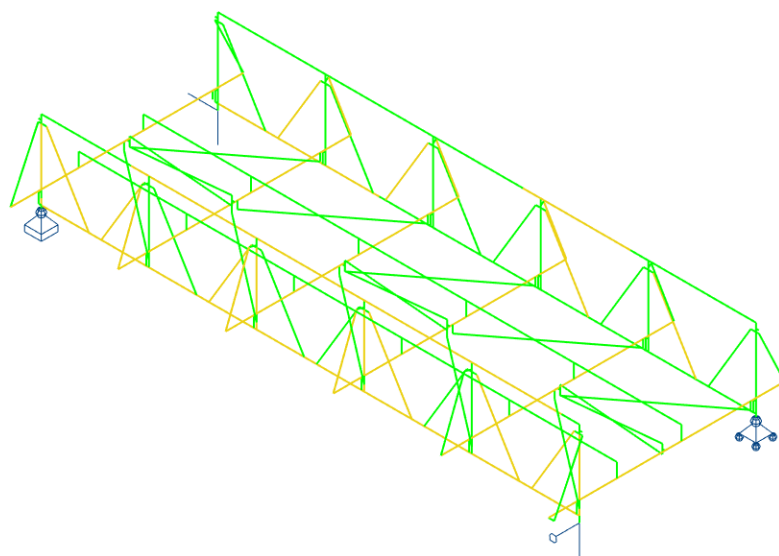


Fig. 4.29 – Modelo da ponte de 15 m, com a representação dos rácios solicitação/capacidade

Uma vez que se verifica a segurança dos elementos estruturais e se respeita o limite de deformação estipulado, como se pode ver no quadro 4.8, pode concluir-se que a configuração SS+ é adequada para o vão em questão.

Quadro 4.8 – Validação das configurações para vãos de 15 m e 18 m

Vão (m)	Configuração	Corda mais esforçada (rácio)	Diagonal mais esforçada (rácio)	Flecha máxima medida (cm)	Flecha máxima admissível (cm)
15,240	SS+	0,72	0,99	0,8	1,9
18,290	SS+	0,93	1,15	2,0	2,3
	SS++	0,94	1,15	2,0	2,3

Pela análise do quadro 4.8, atendendo aos resultados da diagonal mais solicitada, evidencia-se a possibilidade de a configuração SS+, sem reforço adicional, não ser capaz de vencer um vão superior a 15 m. A isto, acresce a limitação de as diagonais mais esforçadas serem já reforçadas, pelo que só é possível

reforçar a estrutura para o esforço de corte global (que é condicionante) através da adição de novos módulos com painéis de corte. Assim, estudou-se a possibilidade de utilizar um segundo módulo com painéis de corte para conferir se se verificaria ou não algum incremento na resistência, tendo-se chegado à conclusão que apesar de uma melhoria na resposta estrutural, como se pode ver pela figura 4.30, não foi possível verificar a segurança em duas diagonais.

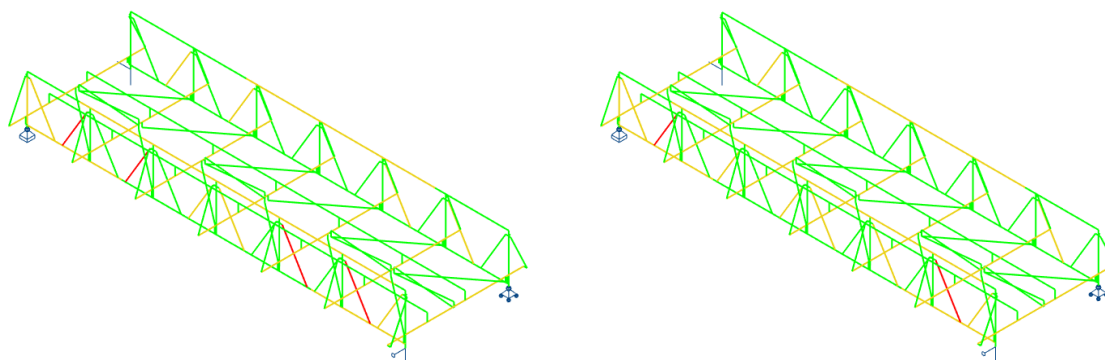


Fig. 4.30 – Modelo da ponte de 18 m, com a representação dos rácios solicitação/capacidade, para as configurações SS+ (esquerda) e SS++ (direita)

Concluiu-se, portanto, que para vãos de 18 m, nenhuma configuração SS é capaz de resistir à solicitação regulamentar pelo que se tornou necessário considerar a utilização de duas treliças em paralelo por cada viga longitudinal.

4.2.2. PONTES PARA VÃOS ENTRE 18 M E 30 M

4.2.2.1. Análise geral

Quadro 4.9 – Informações detalhadas para as pontes em análise

Designação (m)	Vão (m)	Configuração	N.º de módulos	Cordas de reforço		Painéis de corte	
				Superior	Inferior	Exterior	Interior
18	18,288	DS+	5	-	-	-	1
21	21,336	DS+	6	-	-	-	1
24	24,384	DS+	7	-	-	-	1
27	27,432	DS++	8	-	-	-	2
30	30,480	DSRL2++	9	6	-	1	2

Como se concluiu em 4.2.1., para o sistema modular estudado impõe-se a utilização de configurações com duas treliças em paralelo por cada viga longitudinal para vãos superiores a 15 m.

Para pontes modulares com vãos entre 18m e 24 m, a configuração DS+ com painéis de corte apenas nas treliças interiores, é aquela que melhor se adequa aos vãos mencionados visto que permite satisfazer os requisitos de segurança estrutural e operacionalidade com o menor peso. Salienta-se que para os referidos vãos, os elementos estruturais mais solicitados são sempre diagonais comprimidas, o que evidencia a relevância do esforço de corte global nestas estruturas.

Para vãos de 27 m, verificou-se que a utilização da configuração DS+ não mais satisfazia as verificações de segurança, estando novamente condicionada pelas diagonais comprimidas dos painéis de corte. Assim, avaliou-se a utilização de mais um módulo com painéis de corte (configuração DS++) nas treliças interiores - de facto, as treliças interiores são responsáveis por resistir a uma maior percentagem do esforço de corte global - tendo-se conseguido uma melhor resposta da estrutura que permitia vencer o vão desejado.

Para esta ponte, com a configuração final, verificou-se que, em oposição ao que sucede para as estruturas anteriormente analisadas, nos painéis correntes os elementos mais solicitados foram cordas e não diagonais.

No que se refere a pontes para vãos de 30 m e com configurações DS, verificou-se que a ação do momento fletor global é bastante relevante, dado que, pela primeira vez, os elementos estruturais que motivaram o reforço da estrutura foram cordas superiores e diagonais, e não apenas diagonais. Como foi referido no capítulo 2, o aumento da capacidade resistente ao momento fletor global em configurações com mais do que uma treliça em paralelo, é conseguido através da utilização de cordas de reforço ou acrescentando-se um nível de painéis; considerou-se, portanto, a hipótese de utilizar cordas de reforço por ser, das soluções disponíveis, aquela que minimiza o incremento de peso e de tempo de montagem.

Através de uma análise simples das combinações de reforço superior (apenas) ou superior e inferior - pelo facto de estarem comprimidas, as cordas superiores apresentam uma resistência inferior às cordas inferiores -, concluiu-se que a configuração DSRL2++, com reforço nas cordas superiores dos 6 módulos centrais, como se pode ver no quadro 4.9, é a mais adequada para o vão em questão.

Os últimos vãos estudados apresentam algumas evidências das configurações DS estarem no limite da sua aplicabilidade para vãos superiores, quer seja naquilo que se refere à resistência ao esforço de corte global quer seja no que se refere à resistência ao momento fletor global. Para isto concorre o facto de as diagonais estarem no limite da sua capacidade, como evidenciam os resultados do quadro 4.10 (pág. 80), e o facto de os elementos mais solicitados nos painéis correntes das pontes de 27 m e 30 m, em oposição às restantes, serem cordas superiores como também se verifica no quadro 4.10.

Para o sistema modular estudado, a utilização de configurações DSRL2++ para vãos de 33 m, é condicionada, para a disposição de cordas de reforço mais favorável, por uma diagonal da treliça interior da viga mais solicitada que apresenta um rácio de 1,08, pelo que se optou por acrescentar um segundo nível de painéis.

4.2.2.2. Resultados relevantes

Com o objetivo de perceber de que modo os principais esforços globais influenciam o comportamento da estrutura para diferentes vãos, construiu-se o gráfico 4.1, em que se compara a importância de cada esforço, para pontes com a configuração DS sem reforços. Para a determinação dos esforços máximos de projeto assumiu-se simplificadamente a ponte como uma viga simplesmente apoiada, e o veículo de projeto como uma carga pontual posicionada na posição mais desfavorável para o esforço em análise: a meio vão, para o momento fletor, e imediatamente depois de um dos apoios, para o esforço de corte. Quanto ao momento fletor resistente, a sua estimativa baseou-se exclusivamente na influência das cordas e no que se refere ao esforço de corte resistente calculou-se o seu valor estimado a partir do esforço axial resistente das diagonais do módulo corrente mais próximo de um dos encontros.

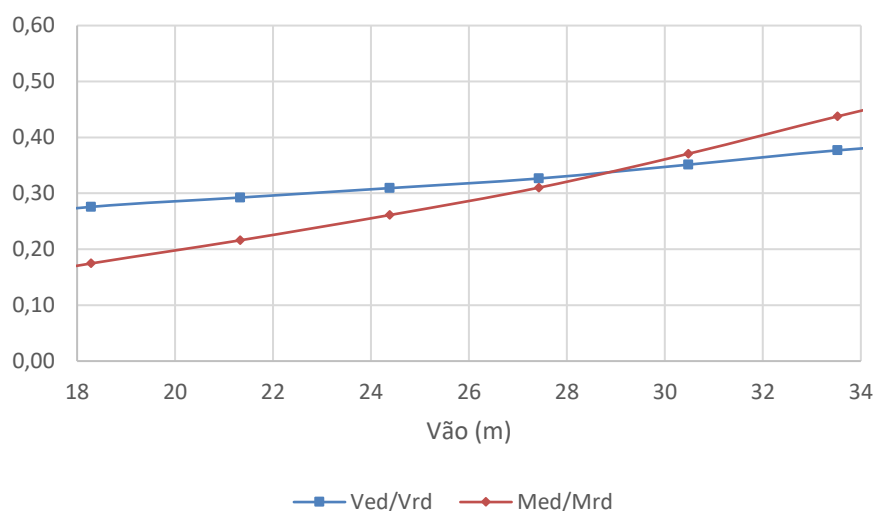


Gráfico 4.1 – Comparação da influência do momento fletor e do esforço de corte globais numa ponte com configuração DS

A análise do gráfico 4.1, permitiu concluir que para a maioria dos vãos analisados o efeito do esforço de corte é preponderante sobre o efeito do momento fletor global que, contudo, vai ganhando importância acabando por se sobrepor ao primeiro, para vãos na ordem dos 29 m. Estes valores confirmam os resultados obtidos através dos modelos de elementos finitos, que apresentam estruturas sistematicamente condicionadas pelas diagonais comprimidas dos módulos correntes mais próximos dos apoios até

vãos de 27 m, começando já para este vão a evidenciar-se uma alteração deste padrão que se torna efetiva para vãos de 30 m, agora condicionados por cordas superiores comprimidas. É de especial interesse observar que a preponderância do efeito do momento fletor global, segundo o gráfico, ocorre para o vão aproximadamente igual a 33 m, para o qual se percebeu ser inviável manter configurações DS ainda que reforçadas.

Outras conclusões relevantes podem ser retiradas da análise da evolução da flecha da estrutura, nomeadamente acerca da utilização dos elementos de reforço.

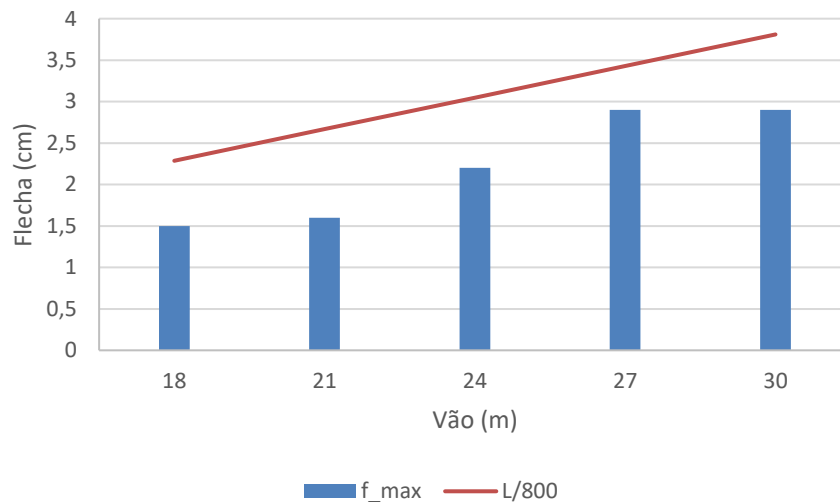


Gráfico 4.2 – Evolução da flecha máxima medida e admissível

Para o vão de 24 m, verificou-se um crescimento mais acentuado da flecha máxima quando comparado com as pontes anteriores com a mesma configuração que denota uma redução da rigidez à flexão, sugerindo que a configuração utilizada se aproxima do limite da sua aplicabilidade. Este padrão de crescimento manteve-se para o vão seguinte, apesar da utilização de mais um módulo reforçado ao corte em cada extremidade do tabuleiro, o que sugere a conclusão que para vãos superiores a 20 m a contribuição dos painéis especiais de corte para o controlo da deformação da estrutura é pouco relevante. Efetivamente, esta conclusão era esperada uma vez que o aumento do vão promove o aumento da importância da parcela da deformação devida à flexão e, para além disto, acresce que a parcela da deformação devida ao corte não é afetada significativamente pela presença dos painéis de corte devido à sua ação ser muito localizada, na proximidade dos apoios. Para a ponte de 30 m, observou-se uma nova alteração na taxa de crescimento da flecha máxima, coincidente com a adição de cordas de reforço, o que sugere que a utilização das cordas de reforço tem um importante contributo para o controlo da deformação da estrutura. Mais uma vez, em concordância com aquilo que se referiu anteriormente, este resultado era previsível, visto que a função estrutural destes elementos de reforço é “resistir” ao momento fletor global, responsável pela deformação por flexão.

Salienta-se que ambas as conclusões do parágrafo anterior referentes aos elementos de reforço, apesar de em conformidade com as noções teóricas devem ser consideradas com alguma reserva uma vez que foram retiradas a partir de uma análise estatisticamente pouco robusta.

No que se refere à avaliação do comportamento do painel - unidade base do sistema de pontes modulares estudado -, procurou retirar-se algumas conclusões relevantes com o objetivo de melhor compreender as potencialidades e limites deste relevante elemento estrutural. Uma vez que neste trabalho não se

efetuou o estudo das ligações, a avaliação do painel apenas se baseia no comportamento dos elementos que o constituem: cordas e diagonais, tendo-se considerado a corda superior como integrante do painel apesar de ser um elemento distinto deste, visto ser uma parte essencial da unidade modular base da ponte. O estudo que se efetuou teve por base os valores de esforços atuantes e resistentes, e os rácios solicitação/capacidade, calculados pelo software utilizado.

O primeiro dado relevante que se deve considerar consiste no facto de até à ponte de 27 m, as diagonais serem o elemento condicionante da estrutura, padrão este que de certa forma se mantém para a ponte de 27 m, em que a corda e a diagonal mais solicitadas apresentam igual rácio, e que se quebra para a ponte de 30 m, em que o elemento mais solicitados é uma corda superior, como se comprova no quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Rácios solicitação/capacidade e secções dos elementos mais solicitados

Vão (m)	Configuração	Corda		Diagonal		Elemento condicionante
		Secção	Rácio	Secção	Rácio	
18,288	DS+	2 UPN 160	0,53	SHSC 100x100x8	0,84	Diagonal
21,336	DS+	2 UPN 160	0,68	SHSC 100x100x8	0,90	Diagonal
24,384	DS+	2 UPN 160	0,81	SHSC 100x100x5	0,98	Diagonal
27,432	DS++	2 UPN 160	0,93	SHSC 100x100x8	0,93	Diagonal/Corda superior
30,480	DSRL2++	2 UPN 160	0,99	SHSC 100x100x8	0,95	Corda superior

Analisando com maior detalhe os esforços nas cordas e diagonais do painel, neste caso exclusivamente do painel corrente, procurou perceber-se qual o grau de utilização da capacidade resistente ao esforço axial, dos perfis metálicos, visto ser essa a principal solicitação das barras numa ponte em treliça. Para isso construiu-se o gráfico 4.3 onde se organiza, por elemento constituinte do painel, a respetiva percentagem de “utilização da resistência da secção transversal ao esforço axial”, que corresponde ao quociente entre o esforço axial da barra mais solicitada - obtido no modelo da estrutura - e o esforço axial resistente teórico, tendo em consideração a redução de resistência devida à encurvadura.

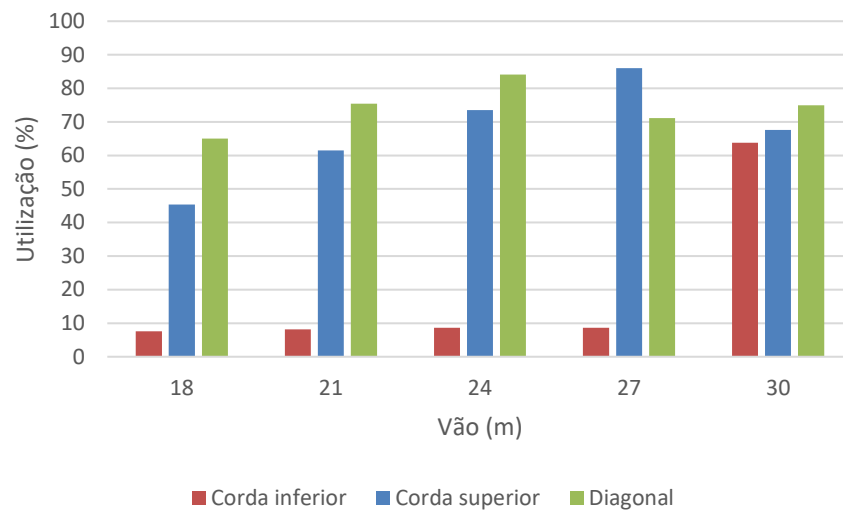


Gráfico 4.3 – “Utilização da capacidade resistente ao esforço axial” nos elementos constituintes do painel corrente

Da análise do gráfico 4.3 podem retirar-se diversas conclusões, que passam a enumerar-se de seguida:

- A capacidade resistente das cordas inferiores à tração está subutilizada em todas as pontes à exceção daquela em que se utilizam cordas de reforço superiores;
- Para vãos de 27 m, em que o efeito do momento fletor global é mais acentuado nas cordas superiores, a percentagem de utilização da sua capacidade resistente é elevada, mas verifica-se que ainda existe alguma presença relevante de outros esforços;
- Para a maioria dos vãos, dentre todos os elementos avaliados, a capacidade resistente das diagonais é a mais explorada;
- A utilização de painéis de corte em mais um módulo, a partir da ponte de 27 m, contribui eficazmente para aliviar as diagonais mais solicitadas;
- A utilização das cordas de reforço, na ponte de 30 m, reduz a solicitação sobre as cordas superiores.

Conclui-se este estudo do painel corrente apresentando o gráfico 4.4 (pág. 82) onde se comparam as percentagens de utilização da capacidade resistente ao momento fletor e ao esforço de corte da “unidade modular básica” – para as configurações em análise, um painel e uma corda superior -, calculadas de forma simplificada, a partir dos esforços resistentes teóricos e efetivos das cordas e diagonais, como se explica no Anexo B, de forma mais detalhada. A evolução da utilização de cada um dos esforços dispensa comentários, visto estar relacionada com a mesma evolução para as cordas e diagonais, já comentada; assim, apenas se menciona o facto de que para todos os vãos, a capacidade resistente do painel ao esforço de corte ter uma percentagem de utilização maior, numa razão de quase 2:1 nos três primeiros vãos, e menor nos seguintes, sendo que para a ponte de 30 m, a percentagem de utilização de ambas as resistências é bastante equilibrada.

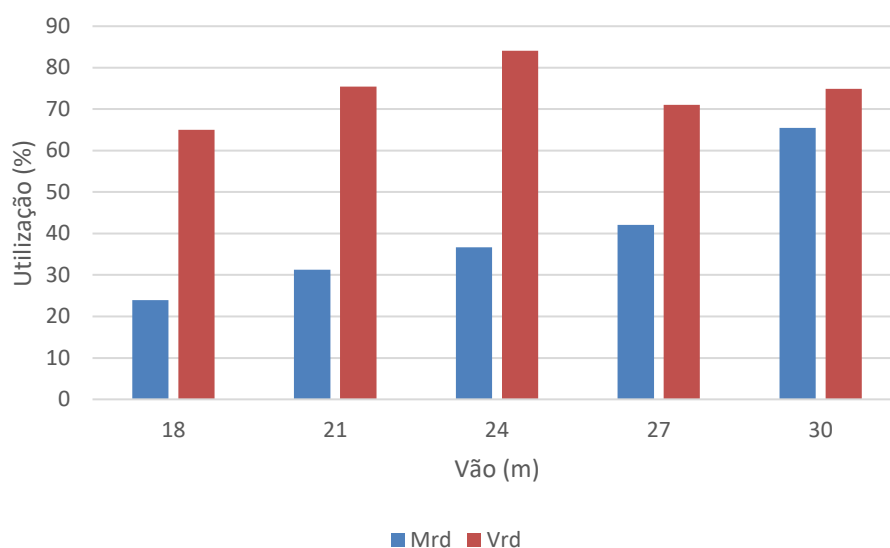


Gráfico 4.4 – Comparação da taxa de utilização da capacidade resistente aos esforços globais do painel corrente mais esforçado

4.2.3. PONTES PARA VÃOS ENTRE 33 M E 60 M

4.2.3.1. Análise geral

Quadro 4.11 – Informações detalhadas para as pontes em análise

Designação (m)	Vão (m)	Configuração	N.º de módulos	Cordas de reforço		Painéis de corte	
				Superior	Inferior	Exterior	Interior
33	33,528	DD	10	-	-	-	-
36	36,576	DD	11	-	-	-	-
39	39,624	DD	12	-	-	-	-
42	42,672	DD	13	-	-	-	-
45	45,720	DD	14	-	-	-	-
48	48,768	DD	15	-	-	-	-
51	51,816	DDRL2+	16	14	-	-	1
54	54,864	DDRL2+	17	13	-	-	1
57	57,912	DDRL2+	18	14	12	-	1
60	60,960	DDRL2++	19	15	13	-	2

A passagem para configurações com um segundo nível de painéis apresenta benefícios significativos para a resistência da ponte quer ao esforço de corte quer ao momento fletor, em comparação com configurações com apenas um nível de painéis, devido ao aumento significativo da distância entre cordas e

do número de diagonais em cada secção transversal da ponte. Esta mudança de configuração tem um impacto bastante significativo particularmente para as estruturas com os vãos mais curtos deste intervalo uma vez que, em relação às pontes mais extensas que utilizam configurações DS, se verifica uma diminuição do estado de tensão, considerável para as cordas e moderada para as diagonais e, consequentemente, um melhor controlo da deformação da estrutura, como se pode ver no gráfico 4.6 (pág. 86). Salienta-se, contudo, que em oposição àquilo que sucede para as cordas e as diagonais, para os montantes dos módulos extremos os esforços não sofrem uma redução, antes mantêm o seu crescimento gradual a cada módulo que se acrescenta.

Para pontes com vãos entre 33 m e 48 m, o estudo efetuado concluiu que a configuração DD sem qualquer tipo de reforço assegura, para todos os elementos estruturais, o cumprimento das disposições regulamentares avaliadas. Isto deixa de se verificar para vãos iguais ou superiores a 51 m, em que a configuração DD deixa de apresentar uma resposta capaz para as ações consideradas, sendo condicionada por cordas superiores e diagonais.

Concretamente para a ponte de 51 m de vão, observa-se que mais de uma dezena de cordas superiores não cumprem com as verificações de segurança estrutural definidas no Eurocódigo 3 e, no que se refere às diagonais, apesar de estarem próximas do limiar da sua capacidade, ainda se encontram dentro dos limites normativos. A cedência das cordas indica a predominância do efeito do momento fletor global pelo que se deve reforçar a estrutura para tal ação utilizando cordas de reforço. Para determinar o número de cordas necessárias realizou-se uma análise idêntica àquela que se efetuou para a ponte de 30 m, tendo-se concluído que a configuração DDRL2+, com 14 cordas de reforço superiores e painéis de corte na treliça interior era a mais indicada para o vão em questão, como se refere no quadro 4.11. Para esta configuração, com a adição das cordas de reforço, verificou-se pela primeira vez que a maioria das cordas com rácios mais elevados eram cordas inferiores tracionadas, invertendo o padrão que se observou até aqui em que tal facto se verificava para as cordas superiores, como se demonstra na figura 4.31. Efetivamente, para as configurações até 48 m, verifica-se que as cordas superiores limitam a capacidade resistente da ponte ao momento fletor pelo facto de estarem comprimidas, portanto suscetíveis de instabilizar; a partir do momento em que se instalam reforços nas cordas superiores, pelo aumento da área, aumenta a capacidade resistente da associação corda-reforço e os rácios das cordas superiores ficam mais afastados do limite regulamentar, passando as cordas inferiores, em contrapartida, a receber mais carga.

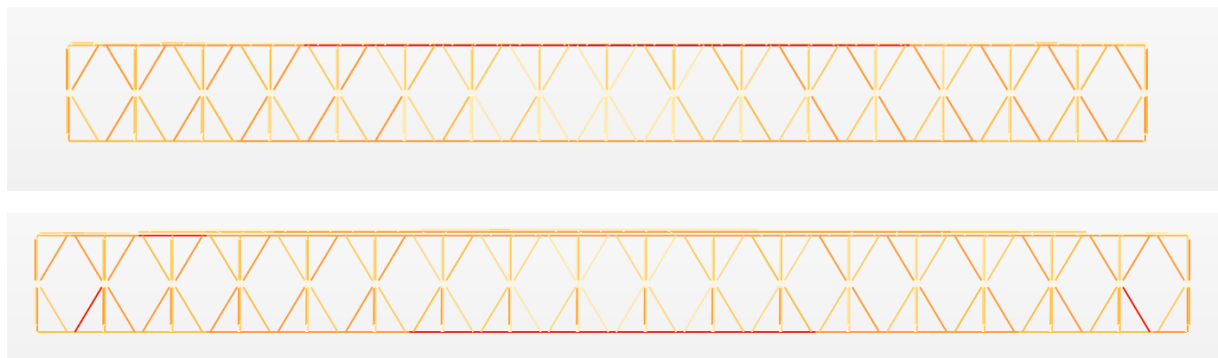


Fig. 4.31 – Alçado lateral das pontes de 48 m (acima) e de 51 m (abaixo) evidenciando, com diferentes tonalidades, os rácios solicitação/capacidade

Para vãos de 54 m, a configuração DDRL2+, detalhada no quadro 4.11 (pág. 82), mantém-se capaz de resistir eficazmente às solicitações estudadas, tendo-se observado novamente que a maioria das cordas com rácios mais elevados eram cordas inferiores. Este facto sugere que para vãos superiores as estruturas poderão ter necessidade de cordas de reforço inferior de forma a controlar os esforços e tensões nas cordas mais solicitadas.

Efetivamente, para vãos de 57 m, confirma-se a suposição feita, uma vez que utilizando uma configuração com cordas de reforço superiores apenas, a ponte é condicionada por três cordas inferiores da viga mais carregada. Para a determinação do número de cordas inferiores e superiores necessárias procedeu-se novamente a um estudo das combinações possíveis de cordas de reforço, partindo de um número mínimo de cordas inferiores que foi aumentando até que, para a totalidade das barras, o rácio solicitação/capacidade fosse inferior a 1,00, tendo-se chegado à conclusão que a configuração mais eficiente seria DDRL2+, com 14 cordas superiores, 12 inferiores e painéis de corte apenas na treliça interior.

Para vãos de 60 m concluiu-se, pelos mesmos procedimentos utilizados para todas as pontes anteriores, que a configuração DDRL2++, com 15 cordas superiores, 13 inferiores e painéis de corte apenas na treliça interior, é aquela que corresponde aos requisitos estabelecidos com a maior economia de peso.

4.2.3.2. Resultados relevantes

Como ponto de partida para a avaliação das estruturas para o conjunto de vãos em apreço, procedeu-se a uma breve análise do gráfico 4.5, construído para a configuração DD, sem reforços de nenhum tipo, utilizando os mesmos critérios e pressupostos definidos em 4.2.2.2., com a finalidade de perceber a influência dos principais esforços globais no comportamento da estrutura e com isso argumentar a favor das configurações encontradas.

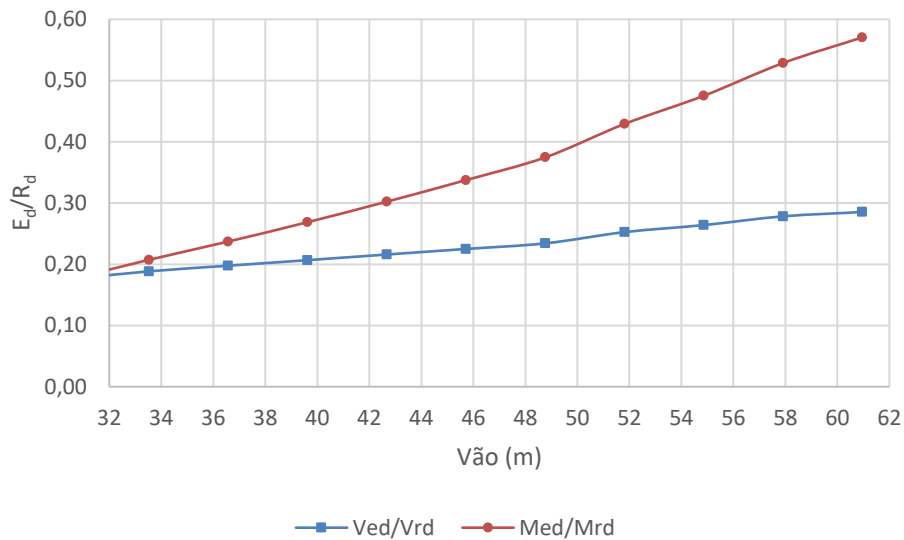


Gráfico 4.5 – Comparação dos efeitos do esforço de corte e momento fletor globais, para os vãos em análise

Como se pode observar, para este intervalo de vãos, a curva que representa o efeito do momento fletor global apresenta uma inclinação superior àquela da curva relativa ao esforço de corte global, resultando desta diferença que quanto maior o vão, tanto maior será a influência do momento fletor global na resposta da estrutura. Em certa medida, estas considerações vão de encontro às conclusões retiradas dos modelos criados que, como se referiu em 4.2.3.1., apresentam estruturas cada vez mais condicionadas pelo momento fletor global. Também os resultados do quadro 4.12 (pág. 87) apresentam uma característica que se observa nas curvas do gráfico 4.5, a saber, a sua inclinação. De facto, quer para o efeito do momento fletor global, avaliado através dos esforços das cordas da estrutura, quer para o efeito do esforço de corte global, avaliado através dos esforços das diagonais, verifica-se uma coerência entre as inclinações das curvas e os rácios dos elementos mais esforçados: a maior inclinação da curva que representa o efeito do momento fletor é comparável com rácios crescentes de 0,52 a 0,99 e a menor inclinação da curva que representa o efeito do esforço de corte é comparável com rácios compreendidos entre 0,84 e 0,99.

Naquilo que se refere aos elementos de reforço, nomeadamente às cordas de reforço, a análise da evolução da flecha máxima na estrutura mostra-se de grande interesse e permite confirmar as conclusões retiradas em 4.2.2.2. Efetivamente, a deformação é crescente até à ponte de 48 m, verificando-se um recuo da flecha com a utilização de cordas de reforço superiores, na ponte de 51 m. Entre as pontes de 51 m e 54 m, ambas com reforço superior, constata-se que a taxa de crescimento da flecha máxima é aproximadamente igual àquela que se verifica para as pontes com vãos menores, o que não ocorre para as pontes com vãos superiores, em que se adiciona reforço inferior: para estas estruturas, a flecha máxima apresenta um valor aproximadamente estabilizado. Esta última constatação permitiu concluir que a utilização de cordas de reforço superiores e inferiores é de grande utilidade para o controlo da deformação da estrutura.

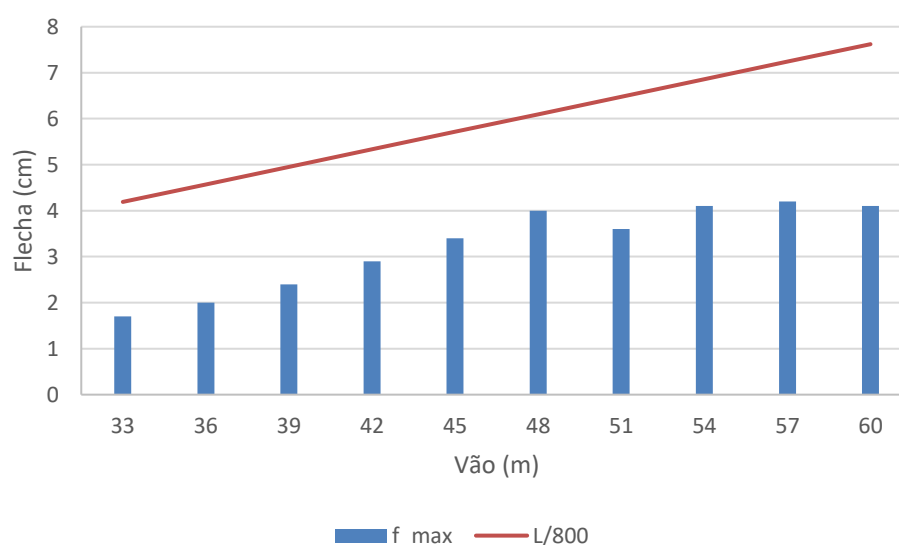


Gráfico 4.6 – Evolução da flecha máxima medida e admissível

Passando ao estudo do painel modular em configurações DD, começou por se analisar os seus elementos mais solicitados a fim de conhecer qual ou quais condicionam cada configuração e a partir dessa análise retirar conclusões gerais acerca do comportamento do painel. Para tal, registaram-se no quadro 4.12 os valores dos rácios solicitação/capacidade e as secções dos elementos mais solicitados, podendo observar-se que:

- As diagonais são os elementos que condicionam todas as estruturas à exceção da ponte de 60 m e apresentam sempre rácios elevados, superiores a 0,80;
- Os rácios das cordas mais solicitadas são crescentes desde a ponte de 33 m até à de 60 m, embora com diferentes taxas de crescimento;
- Os rácios das diagonais mais solicitadas em geral são crescentes, apresentando reduções nas pontes em que se verifica uma mudança de configuração que inclua a adição de um módulo com painéis de corte, como é o caso das pontes de 51 m e 60 m.

Quadro 4.12 – Rádios solicitação/capacidade e secções dos elementos mais solicitados

Vão (m)	Configuração	Corda		Diagonal		Elemento condicionante
		Secção	Rácio	Secção	Rácio	
33,528	DD	2 UPN 180	0,52	SHSC100x100x5	0,84	Diagonal
36,576	DD	2 UPN 180	0,58	SHSC100x100x5	0,87	Diagonal
39,624	DD	2 UPN 180	0,64	SHSC100x100x5	0,90	Diagonal
42,672	DD	2 UPN 180	0,70	SHSC100x100x5	0,93	Diagonal
45,720	DD	2 UPN 180	0,76	SHSC100x100x5	0,96	Diagonal
48,768	DD	2 UPN 180	0,83	SHSC100x100x5	0,98	Diagonal
51,816	DDRL2+	2 UPN 180	0,84	SHSC100x100x5	0,89	Diagonal
54,864	DDRL2+	2 UPN 180	0,87	SHSC100x100x5	0,93	Diagonal
57,912	DDRL2+	2 UPN 180	0,93	SHSC100x100x5	0,99	Diagonal
60,960	DDRL2++	2 UPN 180	0,99	SHSC100x100x5	0,90	Corda superior

Continuando a analisar o comportamento do painel modular, procedeu-se a uma avaliação mais detalhada da capacidade resistente ao esforço axial, das cordas e diagonais do painel corrente, visto ser essa a principal solicitação das barras numa ponte em treliça. Para isso, tal como para o conjunto de pontes estudado em 4.2.2., construiu-se o gráfico 4.7 onde se organiza, por elemento constituinte do painel, a respetiva percentagem de “utilização da resistência da secção transversal ao esforço axial”, calculada a partir do esforço obtido no modelo numérico para a barra mais solicitada, considerado *esforço resistente efetivo*, e daquele calculado segundo as disposições do Eurocódigo 3, contemplando a redução de resistência devida a fenómenos de encurvadura, considerado *esforço resistente teórico*.

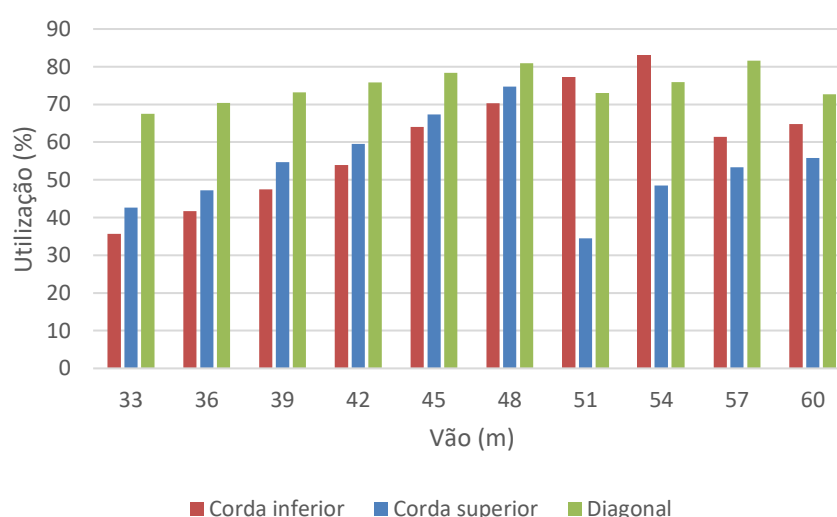


Gráfico 4.7 – “Utilização da capacidade resistente ao esforço axial” nos elementos constituintes do painel corrente

A partir da análise do gráfico 4.7 podem formular-se diversas considerações relevantes para o estudo dos elementos do painel, das quais se salientam as seguintes:

- A utilização da capacidade resistente das cordas inferiores e superiores é aproximadamente da mesma ordem de grandeza, em configurações sem cordas de reforço (33 m a 48 m) ou com reforço superior e inferior (57 m e 60 m), em clara oposição ao que se verifica em pontes que utilizam configurações com reforço superior, apenas (51 m e 54 m);
- Em pontes com configurações não reforçadas, as cordas inferiores apresentam uma utilização da sua capacidade resistente ao esforço axial mais limitada em comparação com as cordas superiores, o que se reverte para pontes com configurações reforçadas;
- Em configurações com reforço inferior, as cordas inferiores desenvolvem esforços menos elevados, pelo que se verifica uma redução apreciável na utilização da sua capacidade resistente;
- Para as cordas superiores observa-se que, à semelhança das cordas inferiores, a utilização de cordas de reforço tem um impacto muito significativo na utilização da sua capacidade resistente, também motivada pela redução dos esforços nas próprias cordas e não por alguma perda de eficiência;
- Em geral, à exceção das pontes de 51 m e 54 m, as diagonais são o elemento com melhor aproveitamento da sua capacidade resistente.

Nomeadamente para as cordas superiores, o cruzamento dos dados do gráfico 4.7 (pág. 87) e do quadro 4.12 (pág. 87), pode gerar alguma confusão. Isto porque a partir da ponte de 51 m se verifica uma redução elevada da utilização da capacidade resistente da secção ao esforço axial, de acordo com o gráfico 4.7, enquanto o rácio relativo à verificação de segurança segundo o Eurocódigo 3 continua a apresentar valores crescentes, como se pode observar no quadro 4.12. Isto justifica-se tendo em conta a natureza do rácio condicionante da corda superior, ou mais concretamente, dos esforços que intervêm no cálculo desse rácio. Verifica-se que para todas as pontes com cordas de reforço, a corda mais esforçada é a primeira corda reforçada (assinalada a vermelho nas figuras 4.32 e 4.33) onde se desenvolvem momentos segundo o eixo de maior inércia da secção com alguma relevância e onde se verifica um pico no valor do esforço axial, ambos os fenómenos compreensíveis dada a maior proximidade aos apoios, que acentua efeitos do esforço de corte global, e pelo facto de ser esta uma zona singular de transição entre uma corda mais robusta (reforçada) e outra menos, próxima da intersecção com uma diagonal. Assim, os rácios crescentes apresentados no quadro 4.12 não refletem valores de esforço axial igualmente crescentes, antes pelo contrário, os valores do esforço axial nas pontes com cordas de reforço são consideravelmente mais reduzidos que aqueles registados para as pontes sem reforço.

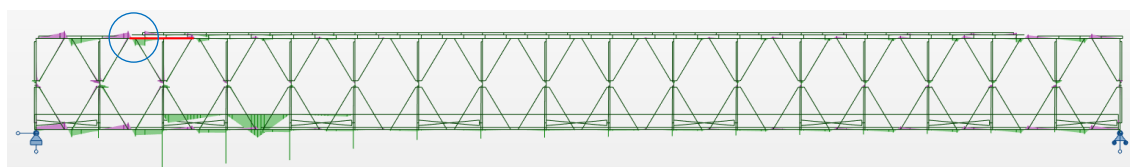


Fig. 4.32 – Alçado lateral da ponte de 51 m com a representação dos diagramas de momento fletor segundo o eixo de maior inércia

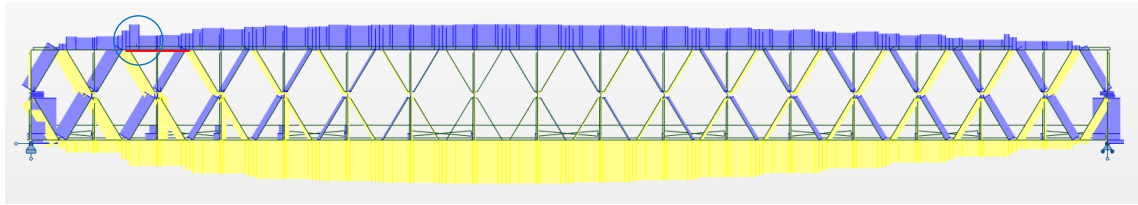


Fig. 4.33 – Alçado lateral da ponte de 51 m com a representação dos diagramas de esforço axial

À semelhança daquilo que foi feito para o conjunto de pontes anteriormente estudado, compararam-se as percentagens de utilização da resistência ao momento fletor e ao esforço de corte da “unidade modular básica” – para as configurações em estudo, dois painéis sobrepostos - composta por painéis correntes.

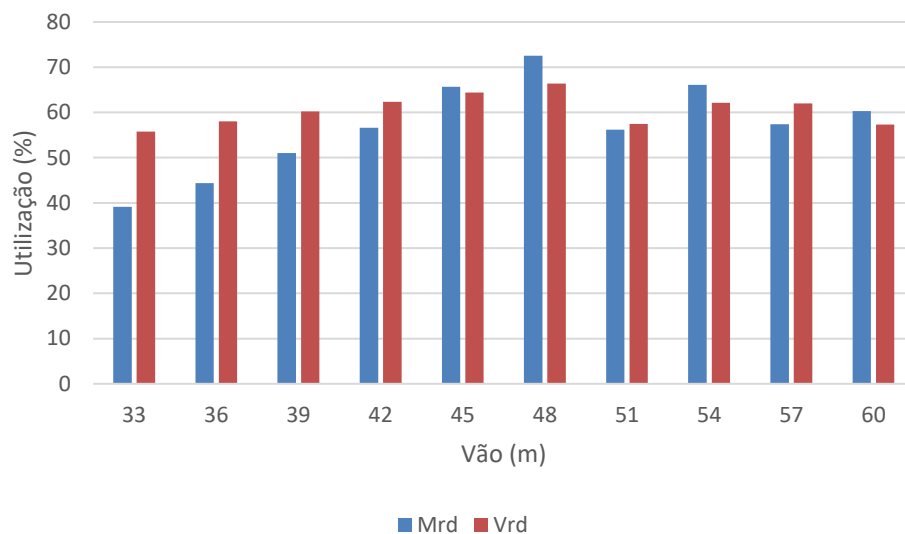


Gráfico 4.8 – Comparação da taxa de utilização da capacidade resistente aos esforços globais da unidade modular de painéis correntes mais esforçada

Por observação do gráfico, concluiu-se que para as pontes com configurações DD a capacidade resistente da unidade modular básica ao esforço de corte é, em geral, melhor explorada que a capacidade resistente ao momento fletor. Os padrões observados permitem ainda concluir que a percentagem de utilização da capacidade resistente ao momento fletor aumenta significativamente com o vão e é mais sensível a alterações de configuração, enquanto para o esforço de corte, a mesma percentagem se mantém mais constante.

4.2.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No estudo realizado foi efetuado um trabalho de modelação de 16 pontes do sistema MBPanelX com vãos entre 15,240 m e 60,960 m, por múltiplos de 3,048 m, com o objetivo de determinar a configuração para cada vão e estudar o desempenho do painel modular, para as ações permanentes e rodoviárias. Como resultado deste estudo, as 16 estruturas analisadas foram organizadas em três conjuntos de acordo com as suas configurações, contando o conjunto das pontes com configurações mais ligeiras com 1 ponte apenas, o seguinte conjunto com 5 pontes e o conjunto de pontes com configurações mais pesadas,

com 10 pontes. Esta distribuição desigual em que as configurações mais pesadas são aquelas que se adaptam e viabilizam um maior número de vãos sugere a relevância da realização de um estudo de otimização dos elementos estruturais modulares que permita, em hipótese, conseguir alguma melhoria das capacidades resistentes das configurações mais leves de modo a aumentar o intervalo de vãos aplicáveis.

A aplicabilidade das configurações determinadas, foi avaliada pela verificação das disposições do Eurocódigo 3 relativas à verificação da resistência e estabilidade de cada barra da estrutura, como se confirma no gráfico 4.9, e através do controlo da flecha máxima na estrutura, seguindo um critério sugerido pela AASHTO, como se pode ver no gráfico 4.10.

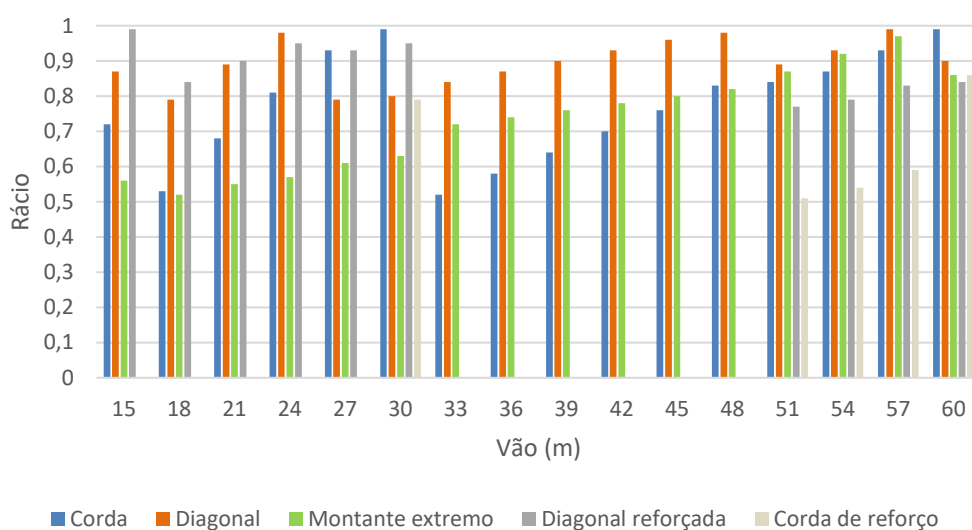


Gráfico 4.9 – Verificação das disposições do Eurocódigo 3 relativas à resistência e estabilidade dos elementos mais relevantes

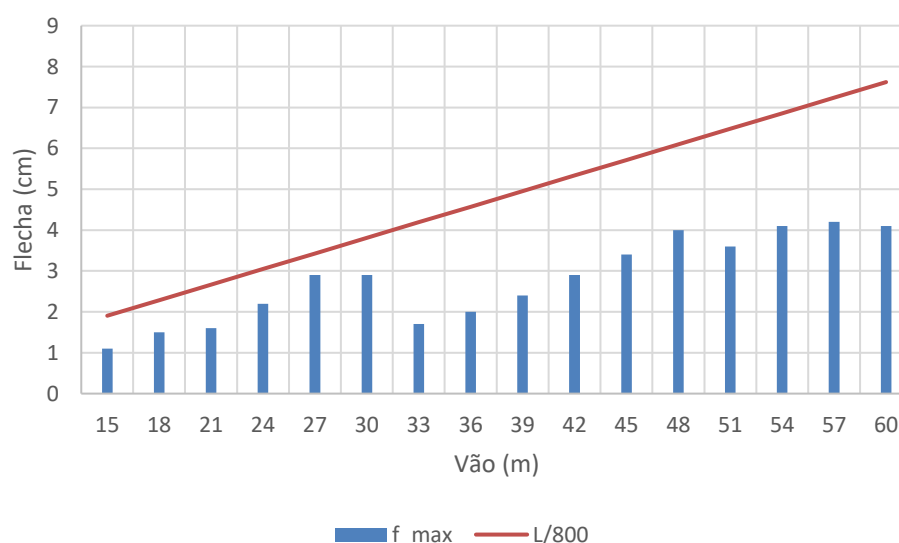


Gráfico 4.10 – Evolução da flecha máxima medida e admissível

Apresentam-se na página seguinte as configurações determinadas, com a indicação dos respetivos pesos lineares, dado que esta é a variável que deve ser otimizada no estudo das configurações pela influência direta que tem no custo da estrutura. Com o intuito de permitir uma melhor visualização da evolução do peso linear, depois do quadro das configurações incluiu-se um gráfico simples que apresenta a evolução referida.

Quadro 4.13 – Informações detalhadas para as pontes estudadas

Vão (m)	Configuração	N.º de módulos	Cordas de reforço		Painéis de corte		Peso (ton/m)
			Superior	Inferior	Exterior	Interior	
15,240	SS+	4	-	-	-	1	0,6
18,288	DS+	5	-	-	-	1	1,0
21,336	DS+	6	-	-	-	1	1,0
24,384	DS+	7	-	-	-	1	1,0
27,432	DS++	8	-	-	-	2	1,0
30,480	DSRL2++	9	6	-	1	2	1,1
33,528	DD	10	-	-	-	-	1,2
36,576	DD	11	-	-	-	-	1,2
39,624	DD	12	-	-	-	-	1,2
42,672	DD	13	-	-	-	-	1,2
45,72	DD	14	-	-	-	-	1,2
48,768	DD	15	-	-	-	-	1,2
51,816	DDRL2+	16	14	-	-	1	1,3
54,864	DDRL2+	17	13	-	-	1	1,3
57,912	DDRL2+	18	14	12	-	1	1,4
60,960	DDRL2++	19	15	13	-	2	1,4

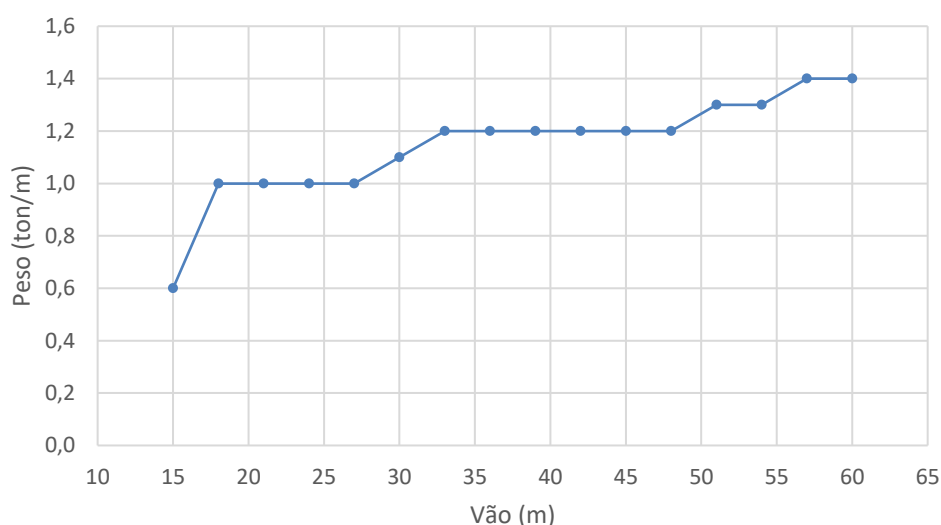


Gráfico 4.11 – Evolução do peso linear para o sistema de pontes estudado

Como síntese do estudo realizado, apresentam-se de seguida as principais constatações e conclusões relativas ao sistema de pontes modulares MBPanelX:

- Para a grande maioria das pontes estudadas, as diagonais são o elemento condicionante, o que sugere o interesse num futuro estudo de otimização deste elemento;
- A utilização de painéis especiais de corte até dois módulos em cada metade da ponte apresenta benefícios notórios para a resistência ao corte da ponte, mas não contribui significativamente para a limitação da deformação;
- Em configurações com duas treliças por viga longitudinal, a treliça exterior é menos solicitada ao corte que a interior, pelo que apenas numa das pontes estudadas se utilizaram painéis especiais de corte no plano exterior;
- Quer em pontes com configurações DS quer em pontes com configurações DD, para os últimos vãos aplicáveis as cordas superiores são condicionantes, mesmo quando reforçadas;
- A utilização de cordas de reforço tem um impacto muito significativo na redução das tensões nas cordas reforçadas, permitindo vencer vãos maiores sem necessidade de uma alteração relevante da configuração da ponte;
- Quando apenas são utilizadas cordas de reforço superiores verifica-se um aumento muito significativo nos esforços das cordas inferiores;
- Nas primeira e última cordas reforçadas de uma treliça verificam-se fenómenos localizados de concentração de esforços;
- A utilização de cordas de reforço tem um grande impacto no controlo da deformação da estrutura;
- Verificou-se uma diferença apreciável nas percentagens de utilização da resistência ao corte e ao momento fletor, apresentando a primeira valores mais estáveis para diferentes vãos e configurações.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Uma vez finalizado o estudo desenvolvido no âmbito desta dissertação, apresenta-se no presente capítulo um breve resumo de todo o trabalho realizado e propõem-se temas para possíveis estudos futuros, com o objetivo de complementar e melhorar os resultados obtidos.

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho foi alcançado o objetivo central proposto de determinar as configurações utilizadas em todas as pontes dentro de um intervalo pré-definido de vãos e com uma largura pré-definida e realizar uma análise dos principais elementos estruturais constituintes das vigas longitudinais das estruturas.

Para enquadrar e melhor compreender os resultados procurados começou por se investigar, no capítulo 2, a origem histórica deste tipo de estruturas e os sucessivos desenvolvimentos até ao presente. De seguida analisaram-se os diferentes tipos de pontes modulares em função de diferentes critérios e apresentaram-se exemplos de modelos existentes ou relevantes para os objetivos do trabalho. Finalmente, procedeu-se a uma caracterização detalhada das pontes modulares do tipo Bailey, onde se apresentou o sistema de pontes estudado, e descreveu-se o processo de montagem e instalação.

No capítulo 3 apresentaram-se as considerações gerais de cálculo utilizadas na análise estrutural do caso de estudo, nomeadamente no que se refere a ações e combinações, e verificações de segurança e deformação. A definição das ações e combinações foi feita com base na norma norte americana AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications (8ª Edição), visto ser essa a norma mais utilizada para pontes civis pela grande maioria dos fornecedores (Ferraz s.d.), considerando-se apenas a influência da ação rodoviária e das ações permanentes, utilizando as combinações Strength I e Service II. No respeitante às verificações efetuadas, optou-se por utilizar o Eurocódigo 3 para as verificações relativas à segurança estrutural e, novamente, a AASHTO para a verificação de conformidade da deformação da estrutura.

O capítulo 4 foi, na sua totalidade, dedicado ao caso de estudo - o sistema de pontes modulares metálicas MBPanelX -, partindo da modelação das estruturas e das ações regulamentares que seriam alvo de análise, prosseguindo para a análise estrutural e determinação das configurações de 16 pontes do sistema modular em questão, e terminando com o tratamento dos resultados obtidos, a partir dos quais se procurou avaliar a contribuição, potencial e limitações dos diferentes elementos constituintes das vigas longitudinais das pontes estudadas.

Com o trabalho realizado no âmbito desta dissertação foram adquiridas importantes competências e noções de modelação de estruturas, bem como conhecimentos de análise estrutural e dimensionamento,

que facilmente se extrapolam do caso de estudo analisado para qualquer estrutura de engenharia civil. Acrescenta-se que a pesquisa efetuada acerca do estado da arte relativo às pontes modulares metálicas, reforçada com o estudo de um número considerável destas estruturas, permitiu ganhar alguma sensibilidade para diferentes fenómenos e desafios que se colocam nesta área da engenharia.

5.2. CONCLUSÕES DO CASO DE ESTUDO

O Caso de Estudo permitiu concluir que dentro das vertentes de análise estrutural consideradas existem combinações modulares que permitem vencer vãos de 15 a 60 m com consumos de aço de 0.6 ton/m a 1.4 ton/m para obras com uma largura útil da faixa de rodagem de 4,20 m.

No que se refere à deformabilidade em serviço, estas pontes apresentam um bom desempenho, observando-se nas estruturas modeladas, em média, deformações na ordem de 60% da deformação máxima estabelecida na AASHTO, $L/800$.

Sendo o Caso de Estudo um sistema modular, não devem deixar de se ressaltar alguns aspetos relevantes acerca da modularidade do sistema, precisamente a característica que o difere das outras tipologias de pontes. Em primeiro lugar, deve mencionar-se a sua notável versatilidade que lhe permite, como se comprovou, adequar-se a um amplo intervalo de vãos, podendo cada um suportar diferentes classes de carga, através da utilização dos mesmos elementos principais, dispostos de diferentes formas. Em segundo, deve referir-se a facilidade e rapidez de montagem permitida pela pré-fabricação, standardização e reduzido número dos principais elementos do sistema. Por último salienta-se a capacidade de contenção de todos os elementos do sistema, que permite o seu armazenamento e transporte até ao local de montagem.

5.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A partir das limitações e dificuldades sentidas do decorrer deste estudo, apresentam-se, de seguida, possíveis desenvolvimentos do trabalho realizado que contribuirão para uma avaliação mais robusta e fundamentada dos temas tratados.

Propõe-se, assim, o estudo mais aprofundado dos seguintes tópicos:

- Influência das imperfeições geométricas no dimensionamento e verificação de segurança dos diferentes elementos estruturais;
- Realização de uma análise não linear geométrica, com especial atenção para as cordas superiores comprimidas;
- Pelo facto de se tratarem de pontes metálicas reveste-se de grande importância a avaliação do comportamento à fadiga das estruturas;
- Inclusão do estudo das ligações soldadas, entre as barras constituintes de cada elemento modular, e aparafusadas ou cavilhadas, entre os diferentes elementos do sistema;
- Avaliação da resposta dinâmica da estrutura às diferentes solicitações a que as pontes podem estar sujeitas durante a sua vida útil;
- Análise do impacto das restantes ações definidas na norma utilizada no dimensionamento e verificação de segurança das pontes modulares estudadas;
- Influência das folgas nas ligações, particularmente aquelas em que são utilizadas cavilhas, para a deformabilidade da estrutura;
- Estudo de otimização dos elementos modulares, com vista a melhorar o seu desempenho;

- Determinação das configurações e estudo do desempenho da estrutura, em pontes com duas vias e com passarelas para peões.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. 2017. *AASHTO LFRD Bridge Design Specifications*. AASHTO, Washington DC.
- Acrow Corporation of America. 2023a. "Dry gap". <https://acrow.com/solutions/military-bridges/dry-gap-bridges/>.
- Acrow Corporation of America. 2023b. "Acrow products". <https://acrow.com/solutions/acrow-products/>.
- Acrow Corporation of America. 2023c. "Railroad". <https://acrow.com/solutions/permanent-bridges/railroad-bridges/>.
- Acrow Corporation of America. 2023d. "Installation Methods". <https://acrow.com/solutions/installation-methods/>.
- André, António. 2016. "Estudo da aplicação de pré-esforço orgânico em pontes provisórias". Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. <https://hdl.handle.net/10216/91908>.
- André, A., H. Coelho, J. Fernandes, I. Ferraz e P. Pacheco. 2019. "The 125 Modular Bridges Project to Peru". Poster apresentado no XII Congresso de Construção Metálica e Mista, Coimbra, Portugal, novembro de 2019. 10.1002/cepa.1189.
- André, A., J. Fernandes, I. Ferraz e P. Pacheco. 2018. "New Modular Bridges Solutions". Poster apresentado no 9th International Symposium on Steel Bridges, Praga, República Checa, setembro de 2018. <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/419/1/012021/meta>.
- BERD. 2022. *MBPanelX Technical Data Sheet*.
- Canadiansoldiers.com. 1999. "Bailey bridge". <https://www.canadiansoldiers.com/equipment/engineerequipment/baileybridge.htm>.
- Cools, Ben. 2017. "Why must you use assumptions in structural analysis?". Quora. <https://www.quora.com/Why-must-you-use-assumptions-in-structural-analysis>.
- Engineering and Technology. 2018. "Transportable bridges: how the Bailey Bridge idea has spanned the decades". <https://eandt.theiet.org/content/articles/2018/11/transportable-bridges-how-the-bailey-bridge-idea-has-spanned-the-decades/>.
- ESC Steel Structures. 2020. "Bailey bridge". <https://www.escsteelstructures.com/bailey-bridge>.
- European Committee for Standardization (CEN). 2010. *Projeto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. NP EN 1993-1-1. Lisboa: LNEC.
- Exército Português. 2020. "Exército encontra-se a instalar uma ponte militar em A dos Cunhados". Facebook, 13 de novembro de 2020. https://www.facebook.com/story.php?story_fbid=2654319548150060&id=1981081602140528&paipv=0&eav=AfZcU5oqBaRljFmpx7p0YZZB7HYVXyhaEsgs6jATWSQFFcFJJwaqLQ-JQ028k0DIo&_rdr.
- Fardilha, Daniela. 2016. "Dimensionamento de uma ponte provisória metálica para um vão de 80 metros". Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. <https://hdl.handle.net/10216/85956>.
- Ferraz, Inês. s.d.. "Guideline - Overview on construction method and critical lessons", IABSE- Commission 4.
- General Dynamics European Land Systems. 2023. "The bridge for the movable army", <https://www.gdels.com/rebs.php>.

- Headquarters, Department of the Army. 2008. *Combined Arms Gap-crossing Operations*. Washington, DC , USA: HDA.
- Ingólfsson, E.T., C.T. Georgakis, J. Jönsson. 2012. "Pedestrian-induced lateral vibrations of footbridges: A literature review". *Engineering Structures* 45, (dezembro): 21-52. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.05.038>.
- Mabey Bridge. 2023a. "Mabey Universal Bridge". <https://www.mabeybridge.com/products/bridging/mabey-universal-bridge>.
- Mabey Bridge. 2023b. "Pontes para Pedestres Mabey". <https://www.mabeybridge.com/pt/encontrar-um-produto/pontes/pontes-para-pedestres-mabey>.
- Mabey Bridge. 2023c. "Ponte sobre o Rio Berbice, Guiana". <https://www.mabeybridge.com/pt/projetos/ponte-sobre-o-rio-berbice-guiana>.
- Mabey Hire. 2023. <https://www.mabeyhire.co.uk/engineered-solutions/our-products/temporary-bridging/vehicle-bridging/compact-200-vehicle-bridge>.
- Matos Fernandes, Manuel. 2018. "Aulas 1 e 2: História da Engenharia Civil". Powerpoint de apoio à disciplina de História da Engenharia Civil, lecionada na FEUP, MIEC.
- National Steel Bridge Alliance. 2022. *Steel Bridge Design Handbook*. AISC, Estados Unidos da América.
- Pacheco, Pedro. 2016a. "Aula 1: História da engenharia de pontes". Powerpoint de apoio à disciplina de Pontes, lecionada na FEUP, M.EC.
- Pacheco, Pedro. 2016b. "Aula 3: Ações em pontes e viadutos". Powerpoint de apoio à disciplina de Pontes, lecionada na FEUP, M.EC.
- Pacheco, Pedro. 2016c. "Aula 4: Noções fundamentais sobre modelação". Powerpoint de apoio à disciplina de Pontes, lecionada na FEUP, M.EC.
- Paoli, Paulo. 2009. *Manual do pontoneiro*. Brasília: s.n.
- Parivallal, S., T. Narayanan, K. Ravisanakar, K. Kesavan e S. Maji. 2005. "Instrumentation and Response Measurement of a Double-Lane Bailey Bridge During Load Test". *Strain* 41, 1 (fevereiro): 25-30. <https://doi.org/10.1111/j.1475-1305.2004.00160.x>.
- Pereira, Ricardo. 2015. "Comportamento Estrutural de Pontes Logísticas do tipo Mabey do Exército Português". Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.
- Ramos, Tiago. 2020. "Reforço de Pontes Modulares do tipo Bailey com recurso a sistemas de Pré-esforço". Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.
- Think Defense. 2012. "UK Military Bridging – Equipment (The Bailey Bridge)". <https://think-defence.wordpress.com/2012/01/08/uk-military-bridging-equipment-the-bailey-bridge/>.
- U.S. Army. 2019. "Ft. Bliss Engineer Soldiers test Joint Assault Bridge to discover issues before combat". https://www.army.mil/article/220324/ft_bliss_engineer_soldiers_test_joint_assault_bridge_to_discover_issues_before_combat.
- Washington State Department of Transportation. 2013. "Acrow Bridge in Rockaway, NJ". Acrow Bridge in Rockaway, NJ (Photo courtesy Acrow) | Flickr.
- Wikipédia. 2011. "Bailey bridge", Wikipédia, A Enciclopédia Livre. https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=Bailey_bridge&oldid=1175001064.

WFEL Limited. 2022. “Dry Support Bridge (DSB)”. <https://www.wfel.com/project/dry-support-bridge>.

WFEL Limited. 2022. “Medium Girder Bridge (MGB)”. <https://www.wfel.com/project/medium-girder-bridge>.

U.S. National Archives and Records Administration. 1983. “An M60A3 main battle tank crosses a medium girder bridge during Exercise REFORGER '83”. <https://catalog.archives.gov/id/6388500>.

ANEXO A

BREVE ESTUDO DO ESPAÇAMENTO A CONSIDERAR ENTRE EIXOS DA CARGA DE CAMIÃO

A.1. ENQUADRAMENTO

O modelo de carga rodoviária HL-93, define a carga de camião com um espaçamento entre os eixos mais carregados a definir pelo projetista, permitindo-se valores entre os 4,267 m e os 9,144 m. Para economizar tempo e esforço computacional, decidiu fazer-se a análise das estruturas para apenas um dos espaçamentos possíveis e nesse sentido procurou-se com este estudo simplificado perceber qual o espaçamento que produz os efeitos mais severos nas estruturas. Como referido no capítulo 3 espera-se que o menor espaçamento seja condicionante.

A.2. PROCEDIMENTO

Para avaliar a influência dos diferentes espaçamentos, aplicou-se um sistema de três cargas, correspondentes às cargas por eixo do camião, a uma barra simplesmente apoiada, por ser estruturalmente semelhante às pontes em estudo.

O vão escolhido foi de 40 m, pelo facto de ser um vão bastante frequente para este tipo de pontes. A secção transversal não é um dado relevante já que se trata de um sistema isostático.

O sistema de cargas aplicado pretende reproduzir o efeito do camião. As cargas correspondem à carga por eixo sendo duas de 142,34 kN e uma 35,59 kN.

De forma a estudar o momento máximo a meio vão e o corte máximo junto aos apoios, foram considerados, para cada uma destas situações, três cenários de carga:

- Cenário 1 - distância entre cargas mais elevadas igual a 4,267 m;
- Cenário 2 - distância entre cargas mais elevadas igual a 7,927 m;
- Cenário 3 - distância entre cargas mais elevadas igual a 9,144 m.

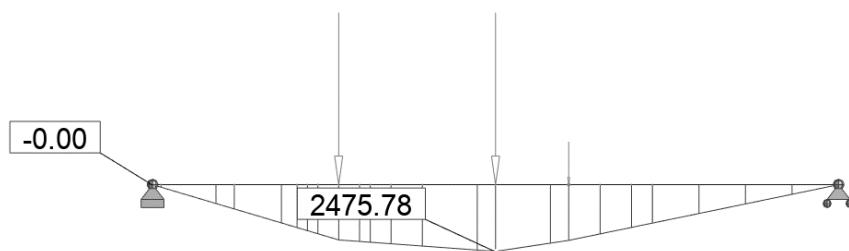


Fig. A.1 – Exemplo da aplicação das cargas para o cálculo do momento máximo a meio vão

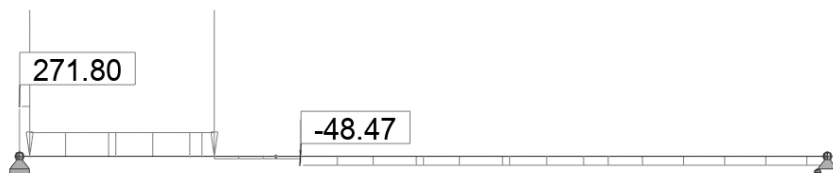


Fig. A.2 – Exemplo da aplicação das cargas para o cálculo do esforço máximo a meio vão

A.3. RESULTADOS

A análise dos resultados deste estudo simplificado permite confirmar que o efeito mais desfavorável na estrutura é causado pelo sistema de forças com a menor distância possível entre os eixos mais carregados, como se esperava. Nos quadros A.1 e A.2 apresentam-se os valores obtidos que confirmam a conclusão a que se chegou.

Quadro A.1 – Momento máximo para os três cenários de carga

Cenário	Espaçamento (m)	Momento Máximo (kNm)
1	4,267	2823,11
2	7,927	2562,60
3	9,144	2475,78

Quadro A.2 – Esforço de corte para os três cenários de carga

Cenário	Espaçamento (m)	Corte Máximo (kN)
1	4,267	293,49
2	7,927	277,21
3	9,144	271,80

ANEXO B

PROCEDIMENTO DE CÁLCULO DAS TAXAS DE UTILIZAÇÃO DAS CAPACIDADES RESISTENTES APRESENTADAS

B.1. TAXA DE UTILIZAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE AO MOMENTO FLETOR

Os gráficos da taxa de utilização da capacidade resistente pretendem apresentar uma medida da utilização da unidade modular básica das vigas longitudinais, no que se refere à resistência ao momento fletor. Assim, a percentagem apresentada corresponde ao quociente entre a resistência efetiva e a resistência teórica, calculadas de forma aproximada considerando que apenas as cordas¹ contribuem para a resistência ao momento fletor global.

O momento fletor resistente teórico ou efetivo foi calculado, para a secção transversal de meio vão da viga, como o somatório, para todas as cordas, dos produtos do esforço axial máximo teórico ou efetivo de cada corda pela distância vertical do eixo da corda ao centro de gravidade da viga, como se explica na equação B.1. Por sua vez, o centro de gravidade considerado foi obtido tendo em conta apenas a contribuição das cordas.

$$M_{Rd} = N_s \times b_s + N_i \times b_i \quad (B.1)$$

N_i Esforço axial da corda inferior

b_i Distância vertical do eixo da corda inferior ao centro de gravidade da viga

N_s Esforço axial da corda superior

b_s Distância vertical do eixo da corda superior ao centro de gravidade da viga

No que se refere aos esforços considerados, para a resistência teórica utilizou-se o esforço axial resistente de cálculo, definido de acordo com a secção 6 do Eurocódigo 3, e para a resistência efetiva utilizou-se o esforço axial máximo mobilizado na corda (inferior e superior) com rácio mais elevado.

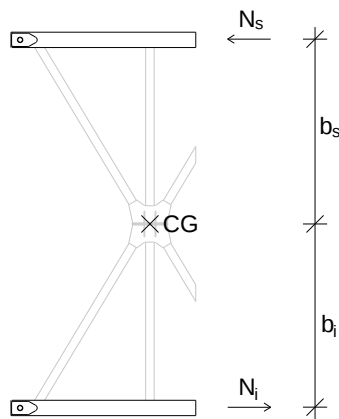


Fig. B.1 – Esquema representativo do cálculo simplificado do momento fletor, para pontes com configurações DD.

B.2. TAXA DE UTILIZAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE AO ESFORÇO DE CORTE

Os gráficos da taxa de utilização da capacidade resistente ao esforço de corte pretendem apresentar uma medida de utilização da unidade modular básica das vigas longitudinais, no que se refere à resistência ao esforço de corte global. Assim, a percentagem apresentada corresponde ao quociente entre a resistência efetiva e a resistência teórica, calculadas de forma aproximada considerando que apenas as diagonais contribuem para a resistência ao esforço de corte.

O esforço de corte resistente teórico ou efetivo foi considerado igual à projeção vertical da força máxima teórica ou efetiva de uma diagonal em configurações com um nível de painéis, ou igual ao somatório das referidas projeções para as duas diagonais da unidade modular básica, como se explica na equação B.2.

$$V_{Rd} = \sum_i (N_i \times \sin 59^\circ) \quad (\text{B.2})$$

N_i Esforço axial da diagonal i

i número de diagonais

No que se refere aos esforços considerados, para a resistência teórica utilizou-se o esforço axial resistente de cálculo, definido de acordo com a secção 6 do Eurocódigo 3, considerando a diminuição da resistência devida à encurvadura, e para a resistência efetiva utilizou-se o esforço axial máximo mobilizado na diagonal com rácio mais elevado. Ressalva-se que ambos as resistências mencionadas dizem respeito às diagonais dos painéis correntes e não dos painéis especiais de corte, pelo facto de, neste trabalho, apenas se ter analisado o desempenho dos painéis correntes.

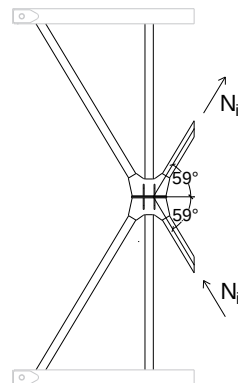


Fig. B.2 - Esquema representativo do cálculo simplificado do esforço de corte, para pontes com configurações DD.

ANEXO C

ALÇADOS E PERSPETIVAS DAS PONTES ESTUDADAS

C.1. PONTES MODULARES COM CONFIGURAÇÃO SS+



Fig. C.1 – Alçado frontal

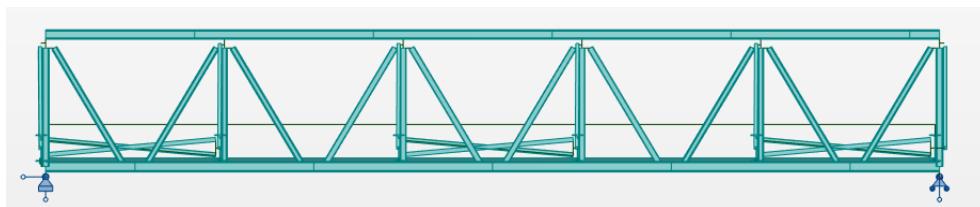


Fig. C.2 – Alçado lateral

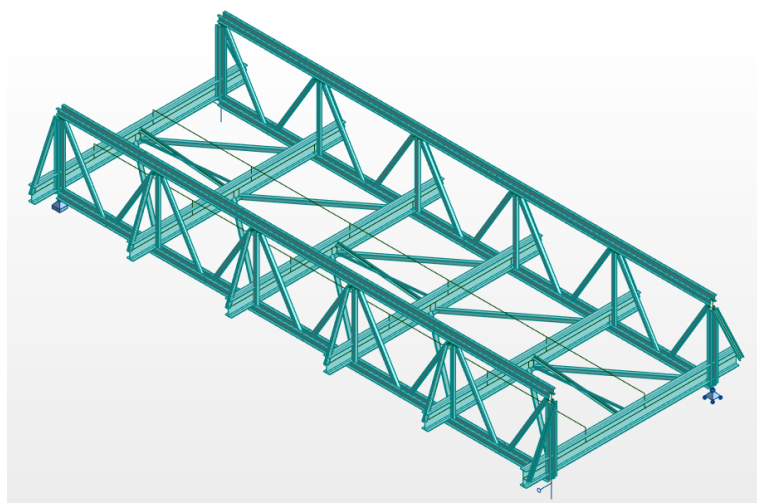


Fig. C.3 – Vista em perspectiva

C.2. PONTES MODULARES COM CONFIGURAÇÃO DS+ E DS++

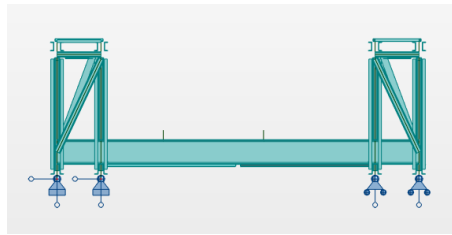


Fig. C.4 - Alçado frontal

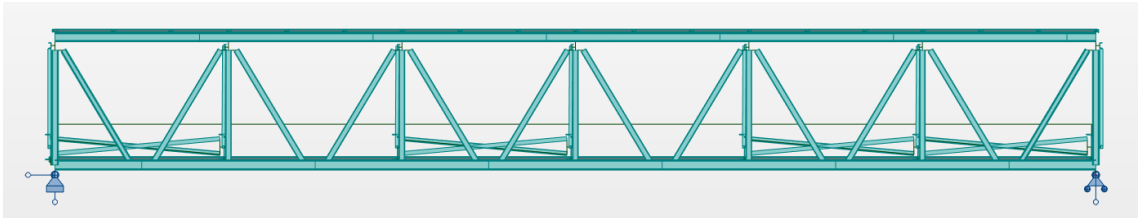


Fig. C.5 - Alçado lateral

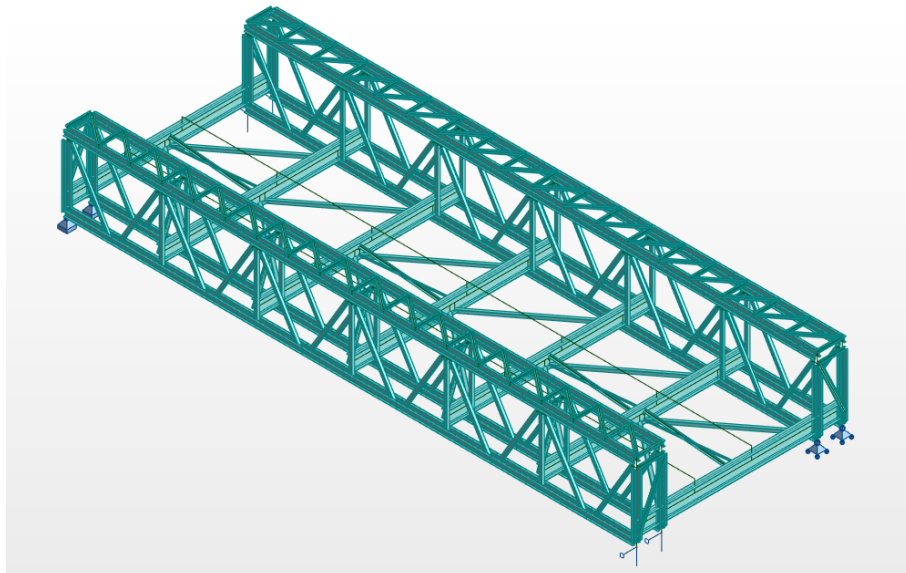


Fig. C.6 – Vista em perspectiva

C.3. PONTES MODULARES COM CONFIGURAÇÃO DSRL2++

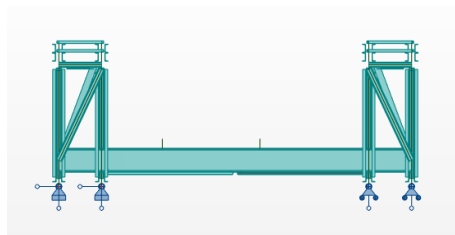


Fig. C.7 - Alçado frontal (configuração com cordas de reforço superiores)

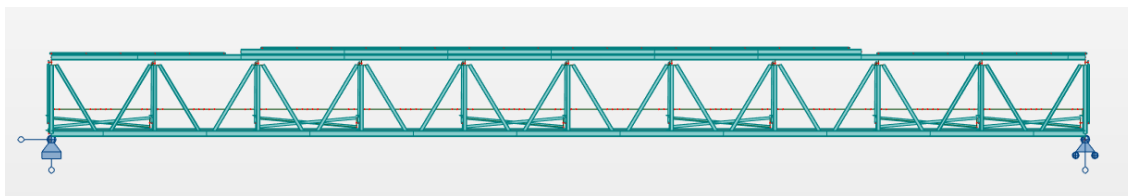


Fig. C.8 - Alçado lateral (configuração com cordas de reforço superiores)

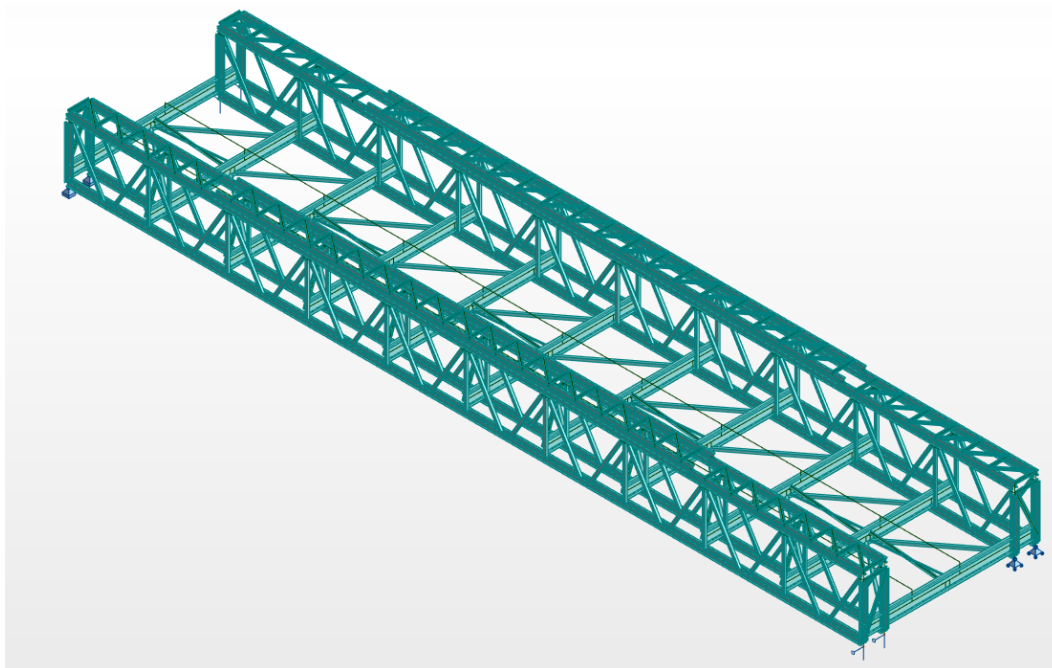


Fig. C.9 – Vista em perspetiva (configuração com cordas de reforço superiores)

C.4. PONTES MODULARES COM CONFIGURAÇÃO DD

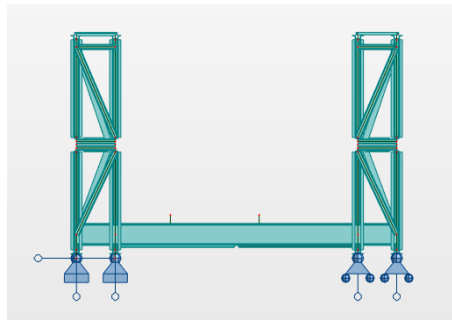


Fig. C.10 - Alçado frontal

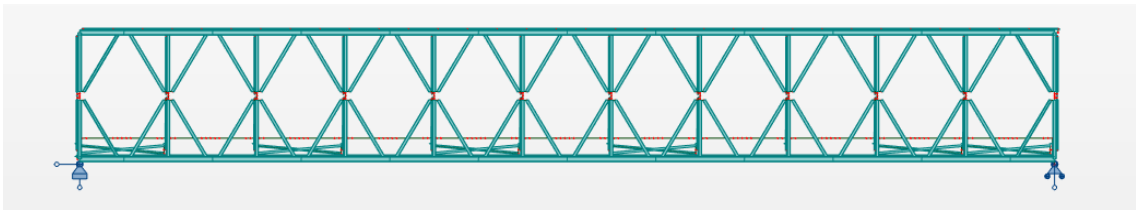


Fig. C.11 - Alçado lateral

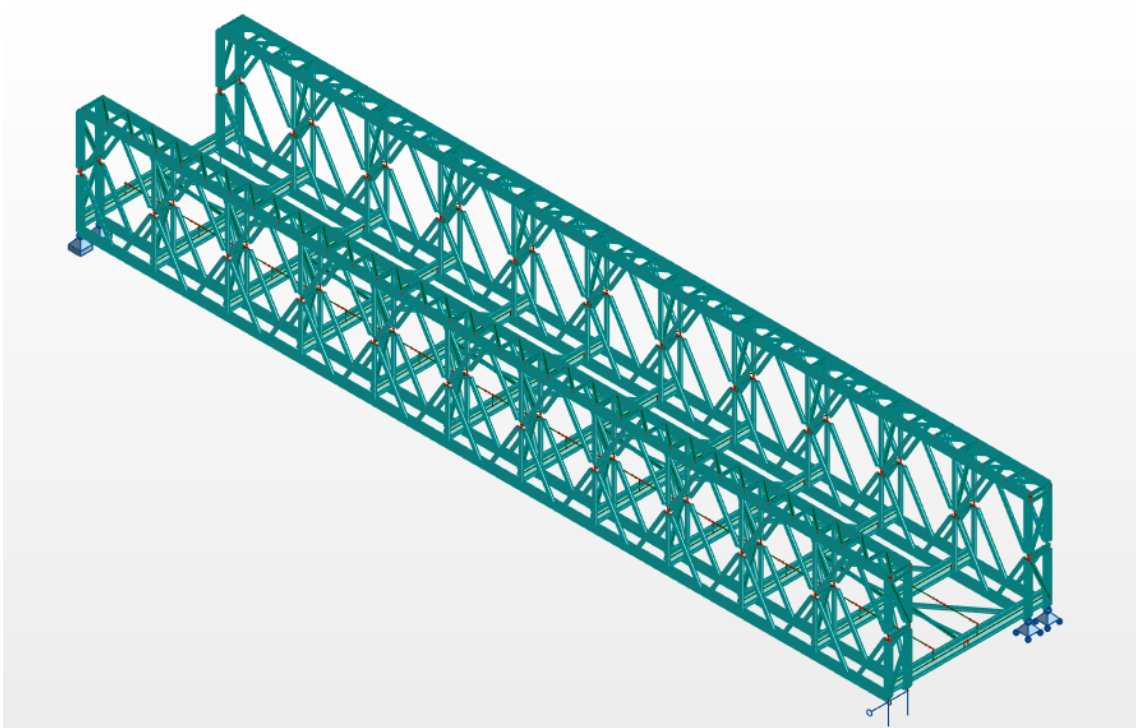


Fig. C.12 - Vista em perspectiva

C.5. PONTES MODULARES COM CONFIGURAÇÃO DDRL2+ E DDRL2++

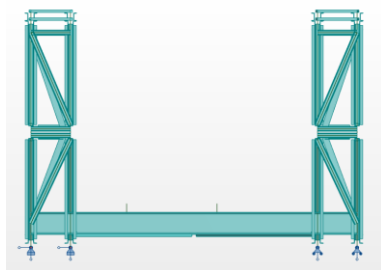


Fig. C.13 - Alçado frontal (configuração com cordas de reforço superiores)

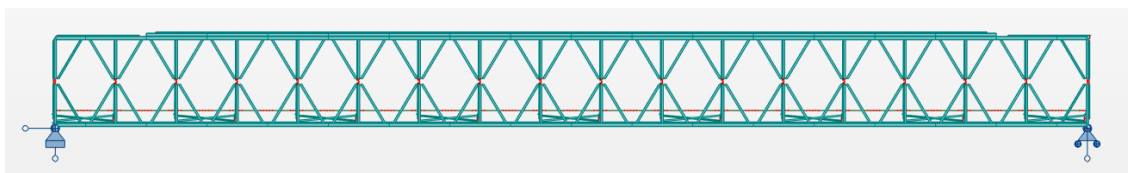


Fig. C.14 - Alçado lateral (configuração com cordas de reforço superiores)

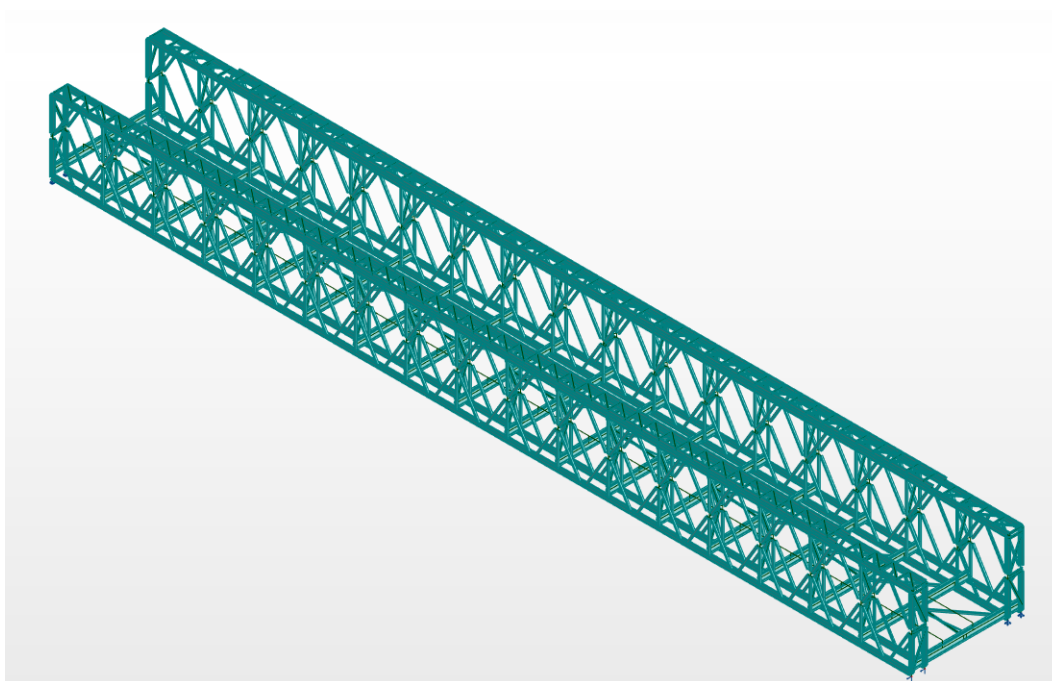


Fig. C.15 – Vista em perspectiva (configuração com cordas de reforço superiores)

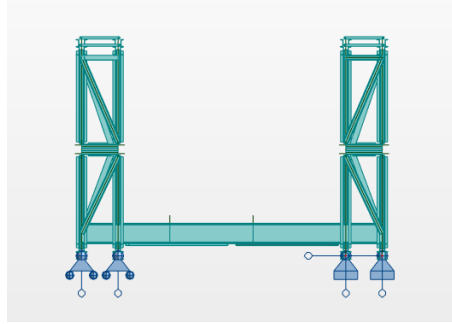


Fig. C.16 - Alçado frontal (configuração com cordas de reforço superiores e inferiores)



Fig. C.17 - Alçado lateral (configuração com cordas de reforço superiores e inferiores)

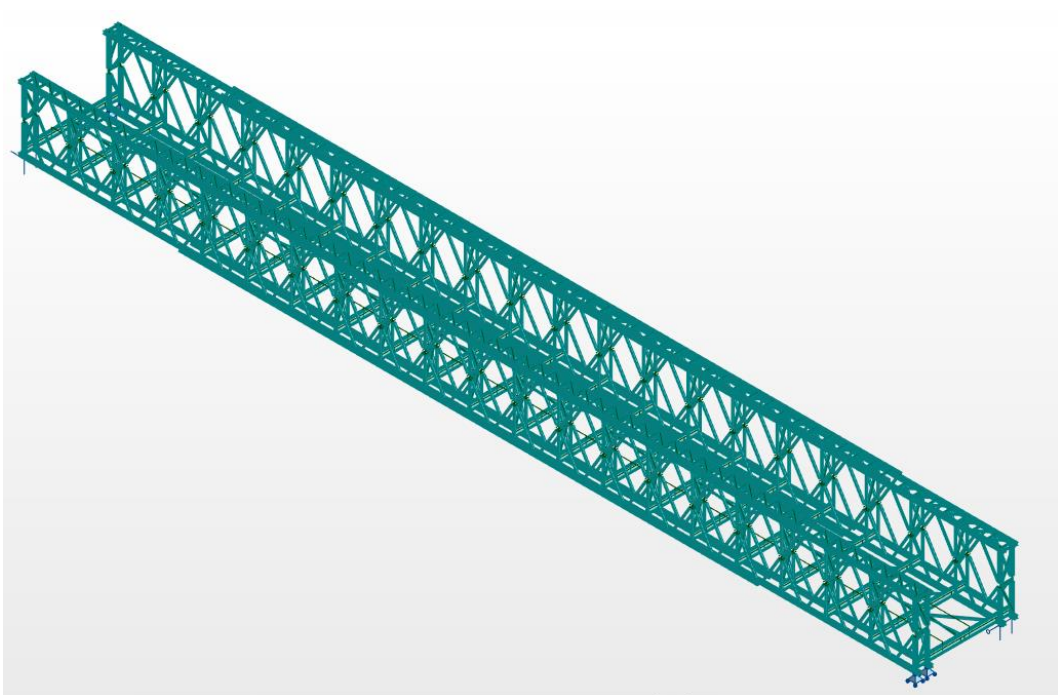


Fig. C.18 – Vista em perspectiva (configuração com cordas de reforço superiores e inferiores)