

ESTUDO DO CONSUMO DE AÇO EM TABULEIROS METÁLICOS DE PONTES RODOVIÁRIAS

TOMÁS MARTINS SILVA

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

Julho de 2025

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2024/2025

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 - 2024/2025 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2025*.

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 Irmã.

A meus Avós.

*Para Realizar grandes conquistas, devemos não apenas agir, não apenas sonhar;
não apenas planejar, mas também acreditar.*

Anatole France

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação representa o desfecho de cinco anos intensos, repletos de desafios, crescimento e aprendizagem que só foram possíveis graças ao apoio de várias pessoas, cuja presença, direta ou indireta, deixou uma marca significativa neste percurso. A todas elas, expresso o meu mais sincero agradecimento.

Aos meus pais e à minha irmã, deixo um profundo obrigado pelos valores, princípios e pelo suporte incondicional ao longo de toda esta jornada. A vossa paciência, dedicação e incentivo foram fundamentais para a construção deste caminho e da pessoa que sou hoje.

Ao professor Pedro Pacheco, agradeço pela orientação prestada ao longo do trabalho, pela constante disponibilidade e, sobretudo por ter facilitado o contacto com a empresa onde tive a oportunidade de desenvolver esta dissertação.

À BERD, deixo um agradecimento especial pela forma como me receberam e pelo contributo valioso ao nível técnico e humano. Obrigado por partilharem conhecimento, disponibilizarem recursos e por todo o acompanhamento durante o projeto.

Quero ainda reconhecer o apoio do João Mesquita e do Cristiano Moreira, também da BERD, pela partilha de saberes sobre a modelação em *software* ROBOT e por todo o esclarecimento prestado, no estudo das pontes inicialmente analisadas.

A todos os docentes que marcaram este percurso académico, um especial obrigado pela forma dedicada com que transmitiram os seus conhecimentos. Em particular, agradeço ao professor Miguel Castro e à professora Elsa Caetano por me despertarem o gosto pelas estruturas metálicas, e aos professores Pedro Pacheco e Filipe Magalhães pela forma envolvente com que apresentaram o universo da engenharia de pontes, que se tornou desde então uma área de profundo interesse.

Aos colegas e amigos de curso, que se tornaram amigos para a vida, deixo uma palavra de gratidão. Em especial à Joana Silva, Carlota Barbosa, Ana Alves, Lara Magalhães, Pedro Pinto, Francisco Oliveira, Alexandre Carvalho e ao Diogo Barroso, juntos enfrentamos desafios, superamos obstáculos e partilhamos conquistas. A FEUP uniu-nos desde o início, e essa ligação perdurará para além desta etapa.

Por fim, a todos aqueles com que me cruzei nesta caminhada, que contribuíram com ensinamentos ou que, de alguma forma, me inspiraram: obrigado por fazerem parte desta etapa da minha vida.

O futuro encarregar-se-á de traçar os próximos passos e caminhos a seguir. Seja qual for o rumo, levo comigo as boas memórias construídas ao longo destes últimos cinco anos, bem como o carinho por todos aqueles que, de alguma forma, contribuíram positivamente para esta jornada, e com esperança de também, ter deixado algo de bom em cada um deles.

A vida é breve e passa num instante. São dois dias, e passam a correr. Por isso, devemos vivê-la com intensidade, sem adiar sonhos ou adormecer vontades. Que nunca falte coragem para perseguir desejos, por mais distante que pareçam, pois, o verdadeiro limite é o céu.

RESUMO

Esta dissertação centra-se no desenvolvimento de modelos numéricos de estruturas metálicas, com recurso a *software* de cálculo estrutural, tendo como principal objetivo a análise da resistência e da capacidade de carga de tabuleiros metálicos em pontes modulares rodoviárias. O trabalho pretende avaliar, de forma rigorosa, a influência da quantidade de aço na eficiência estrutural e no peso total das soluções propostas, em função das variáveis geométricas e de carregamento.

Numa primeira fase, é realizada uma revisão bibliográfica sobre pontes metálicas modulares, abordando os seus principais tipos, características construtivas e vantagens no contexto da engenharia civil moderna. Esta fundamentação teórica é complementada com a apresentação das normas de dimensionamento adotadas ao longo do estudo, com especial destaque para o Eurocódigo 3 (EN 1993) e a norma americana AASHTO LRFD, cujas diretrizes regulam as verificações dos estados limites últimos e de serviço das estruturas analisadas.

De seguida, procede-se à definição das ações a considerar, incluindo cargas permanentes, cargas móveis rodoviárias e ações de montagem, bem como à formulação das combinações de cargas representativas das situações de projeto mais desfavoráveis. A modelação foi realizada através do *software* ROBOT, tendo sido construídos diversos modelos estruturais com diferentes configurações geométricas, variações de vão, largura e número de vias, simulando o comportamento de painéis metálicos modulares ligados entre si.

Na fase final, é conduzida uma análise paramétrica que permite avaliar o impacto da quantidade de aço incorporado na estrutura em função das variáveis estudadas. São apresentados e discutidos os resultados relativos à distribuição de esforços, deformações e pesos totais das soluções desenvolvidas, com o intuito de aferir o equilíbrio entre desempenho estrutural e economia de material.

Este estudo contribui para uma melhor compreensão da influência do material em estruturas metálicas modulares, evidenciando a importância de um dimensionamento otimizado face às exigências normativas e funcionais. São ainda identificadas possíveis linhas de continuidade para trabalhos futuros no âmbito do projeto de pontes modulares mais leves, eficientes e sustentáveis.

PALAVRAS-CHAVE: Vigas Metálicas, Modelos Numéricos, Estruturas Modulares, Modelação computacional, Peso total

ABSTRACT

This dissertation focuses on the development of numerical models of steel structures using structural analysis *software*, with the main objective of assessing the strength and load-bearing capacity of steel bridge decks in modular road bridges. The study aims to rigorously evaluate the influence of amount of steel on structural efficiency and the total weight of proposed solutions, considering geometric and loading variables.

The first part presents a literature review on modular steel bridges, covering their main types, construction features and advantages within the context of modern civil engineering. This theoretical foundation is complemented by the introduction of the design standards adopted throughout the study, with particular emphasis on Eurocode 3 (EN 1993) and the American AASHTO LRFD specification, whose guidelines regulate the verification of ultimate and service limit states for the structures analyzed.

Subsequently, the relevant loads are defined, including permanent actions, traffic loads, and construction loads, followed by the formulation of load combinations that represent the most unfavorable design scenarios. Structural modeling was carried out using ROBOT *software*, where several models, with varying geometric configurations, including span length, deck width and number of traffic lanes, were created to simulate the behavior of interconnected modular steel panels.

In the final phase, a parametric analysis is conducted to assess the impact of the amount of steel quantity incorporated into the structure as a function the studied variables. Results concerning internal forces, deformations, failure modes and total structural weights are presented and discussed, with the aim of evaluating the balance between structural performance and material efficiency.

This study contributes to a deeper understanding of the influence of material usage in modular steel structures, highlighting the importance of optimized design in accordance with both regulatory and functional requirements. Potential directions for future works are also identified, particularly regarding the development of lighter, more efficient, and sustainable modular bridge solutions.

KEYWORDS: Steel Girders, Numerical Models, Modular Structures, Computational Modeling, Total Weight

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1.Introdução.....	1
1.1. APRESENTAÇÃO DO TEMA E SUA RELEVÂNCIA.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	1
1.3. METODOLOGIA ADOTADA	2
1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
2.ESTADO DA ARTE	5
2.1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1.1. PONTES METÁLICAS RODOVIÁRIAS	5
2.2. TABULEIROS METÁLICOS: TIPOLOGIAS E EVOLUÇÃO CONSTRUTIVA	8
2.3. TABULEIROS METÁLICOS MODULARES	9
2.3.1. INTRODUÇÃO AOS SISTEMAS MODULARES EM PONTES METÁLICAS	9
2.3.2. HISTÓRIA DOS TABULEIROS METÁLICOS MODULARES.....	10
2.3.3. TIPOLOGIAS DE TABULEIROS MODULARES METÁLICOS	11
2.3.3.1. Tabuleiros em vigas longitudinais padronizadas	12
2.3.3.2. Tabuleiros ortotrópicos modulares	13
2.3.3.3. Tabuleiros mistos modularizados.....	14
2.3.3.4. Sistemas modulares com vigas em caixão	17
2.3.4. VANTAGENS COMPARATIVAS DOS SISTEMAS MODULARES	18
2.3.4.1. Eficiência construtiva e rapidez de execução	18
2.3.4.2. Redução do consumo de materiais e otimização estrutural	18
2.3.4.3. Controlo de qualidade e aumento da durabilidade	19
2.3.4.4. Flexibilidade, reutilização e adaptabilidade.....	19
2.3.4.5. Redução do impacto ambiental e sustentabilidade	19
2.3.4.6. Redução dos custos globais e manutenção facilitada	19
2.3.4.7. Considerações finais	20
2.3.5. LIMITAÇÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	20
2.3.5.1. Condicionantes estruturais e funcionais	20
2.3.5.2. Desafios construtivos e logísticos	20

2.3.5.3. Manutenção, inspeção e durabilidade	21
2.3.5.4. Limitações normativas e de dimensionamento	21
2.3.5.5. Considerações finais	22
2.3.6. IMPACTO DA MODULARIDADE NO CONSUMO DE AÇO	22
2.3.6.1. Modularidade e repetição de elementos	22
2.3.6.2. Condicionantes das ligações modulares	22
2.3.6.3. Efeitos da pré-fabricação e transporte	23
2.3.6.4. Otimização com auxílio da modelação numérica	23
2.3.6.5. Comparação com soluções não modulares	23
2.3.7. CASOS DE ESTUDO E APLICAÇÕES RELEVANTES	24
2.3.7.1. Ponte Bailey – O modelo modular pioneiro	24
2.3.7.2. Desenvolvimentos das Pontes Bailey	25
2.3.7.3. Pontes modulares em cenários de emergência e reconstrução	26
2.3.7.4. Aplicações urbanas: eficiência e estética	26
2.3.7.5. Pontes modulares em regiões remotas e com acesso limitado	27
2.3.7.6. Projetos de investigação e simulação numérica	27
3. NORMAS E CRITÉRIOS DE PROJETO	28
3.1. ENQUADRAMENTO GERAL DAS NORMAS ESTRUTURAIS	28
3.1.1. IMPORTÂNCIA DAS NORMAS DE PROJETO ESTRUTURAL	28
3.1.2. OBJETIVOS DAS NORMAS NO PROJETO DE ESTRUTURAS METÁLICAS	28
3.1.3. EVOLUÇÃO DAS ABORDAGENS NORMATIVAS	29
3.2. NORMA AASHTO LRFD	29
3.2.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO E INSTITUCIONAL	29
3.2.2. ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DA NORMA	30
3.2.3. PRINCÍPIOS FUNDAMENTAIS DO MÉTODO LRFD	30
3.2.4. APLICAÇÃO ESPECÍFICA AO PROJETO DE TABULEIROS METÁLICOS	31
3.2.5. VANTAGENS E LIMITAÇÕES DA NORMA	31
3.3. EUROCÓDIGO 3	31
3.3.1. INTRODUÇÃO AO CONJUNTO DOS EUROCÓDIGOS	31
3.3.2. ESTRUTURAS E PARTES RELEVANTES DO EN 1993	32
3.3.3. FILOSOFIA DE PROJETO E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	32
3.3.4. APLICAÇÃO ESPECÍFICA AO PROJETO DE TABULEIROS METÁLICOS	33
3.3.5. CONSIDERAÇÕES SOBRE DURABILIDADE, FADIGA E EXECUÇÃO	33

3.4. COMPARAÇÃO ENTRE AASHTO LRFD E EUROCÓDIGO 3.....	34
3.4.1. DIFERENÇAS FILOSÓFICAS E ESTRUTURAIS ENTRE OS CÓDIGOS.....	34
3.4.2. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE PERFIS E LIGAÇÕES.....	34
3.4.3. ABORDAGEM AS AÇÕES DE TRÁFEGO E COMBINAÇÕES DE CARGA.....	35
3.4.4. POTENCIAIS IMPLICAÇÕES NO CONSUMO DE AÇO	35
3.5. CRITÉRIOS DE PROJETO RELEVANTES PARA O CONSUMO DE AÇO	36
3.5.1. TIPOLOGIA ESTRUTURAL E GEOMETRIA DO TABULEIRO	36
3.5.2. AÇÕES, COMBINAÇÕES E DIAGRAMAS DE CARGA.....	36
3.5.3. VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA E INSTABILIDADE	36
3.5.4. COEFICIENTES DE SEGURANÇA E FATORES PARCIAIS	37
3.5.5. ESTRATÉGIAS DE OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL	37
3.6. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	38
3.6.1. COMBINAÇÕES.....	38
3.6.1.1. Combinação strength	39
3.6.1.2. Combinação Service	41
3.7. AÇÕES.....	42
3.7.1. AÇÕES PERMANENTES	42
3.7.1.1. Estruturas metálicas.....	43
3.7.1.2. Pavimentos.....	43
3.7.1.3. Restantes cargas permanentes	43
3.7.2. AÇÕES VARIÁVEIS	43
3.7.2.1. Carga rodoviária	43
3.7.2.2. Ação do vento	49
3.7.2.3. Assentamentos diferenciais	54
3.7.2.4. Temperatura uniforme.....	55
3.7.2.5. Gradiente térmico.....	57
3.8. VERIFICAÇÕES.....	57
3.8.1. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE SECÇÕES TRANSVERSAIS.....	58
3.8.1.1. Aço S355.....	58
3.8.1.2. Verificação à tração.....	59
3.8.1.3. Verificação à compressão	60
3.8.1.4. Verificação ao momento fletor	60
3.8.1.5. Verificação ao esforço de corte.....	61

3.8.1.6. Verificação ao momento torsor.....	61
3.8.1.7. Verificação à flexão com esforço de corte	63
3.8.1.8. Verificação à flexão composta.....	63
3.8.1.9. Verificação à flexão composta com esforço de corte	64
3.8.2. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DAS BARRAS À ENCURVADURA.....	65
3.8.2.1. Encurvadura em elementos comprimidos	65
3.8.2.2. Encurvadura em elementos em flexão	65
3.8.3. VERIFICAÇÃO DA DEFORMADA DA ESTRUTURA	66
4.MODELAÇÃO E CASO DE ESTUDO	68
4.1. MODELOS PARA ANÁLISE	68
4.2. MODELAÇÃO	69
4.2.1. SIMPLIFICAÇÕES E LIMITAÇÕES DA ANÁLISE	69
4.2.1.1. Fadiga	70
4.2.1.2. Instabilidade global	70
4.2.2. GEOMETRIA	71
4.2.3. MATERIAIS	76
4.2.4. ELEMENTOS DE BARRA	76
4.2.4.1. Secções transversais	76
4.2.4.2. Tipos de barras.....	76
4.2.4.3. Condições de fronteira	78
4.2.5. QUANTIFICAÇÃO E MODELAÇÃO DE AÇÕES	79
4.2.5.1. Peso próprio da estrutura	79
4.2.5.2. Peso próprio do pavimento.....	80
4.2.5.3. Carga rodoviária	80
4.2.6. MODELAÇÃO DAS COMBINAÇÕES.....	83
4.2.6.1. COMBINAÇÃO STRENGTH I	84
4.2.6.2. Combinação service II	84
5.análise de resultados	86
5.1. VERIFICAÇÃO DE MODELOS	87
5.1.1. ANÁLISE GERAL E EXEMPLIFICATIVA.....	88
5.2. INFLUENCIA DA QUANTIDADE DE AÇO NAS PONTES ESTUDADAS.....	102
5.2.1. RELAÇÃO ENTRE O VÃO E A QUANTIDADE DE TOTAL DE AÇO	102
5.2.1.1. Evolução com o comprimento do vão	102

5.2.1.2. Taxa de crescimento do peso de aço	104
5.2.2. RAZÃO DE PESO MEDIANTE O VÃO ENTRE AS 2 SOLUÇÕES DE PONTES	106
5.2.3. EFICIÊNCIA ESTRUTURAL	108
5.2.4. VARIAÇÃO DO PESO SOBRE VARIAÇÃO DO VÃO.....	109
5.2.5. PESO POR METRO LINEAR DE VÃO	111
5.2.6. PESO POR METRO QUADRADO DE TABULEIRO	112
5.2.7. CONCLUSÕES FINAIS	114
6.Considerações finais e desenvolvimentos futuros	116
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	116
6.2. CONCLUSÕES DO ESTUDO	117
6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	119
Bibliografia.....	120
Anexos	123
A. ESTUDO DO ESPAÇAMENTO A CONSIDERAR ENTRE EIXOS DA CARGA DE CAMIÃO	125
A.1. ENQUADRAMENTO	125
A.2. PROCEDIMENTO DE ANÁLISE.....	125
A.3. RESULTADOS.....	126
B. ALÇADOS E PERSPETIVAS DAS PONTES ANALISADAS	129
B.1. PONTE DE 15 M E UMA FAIXA DE RODAGEM.....	130
B.2. PONTE DE 27 M E UMA FAIXA DE RODAGEM.....	131
B.3. PONTE DE 40 M E UMA FAIXA DE RODAGEM.....	132
B.4. PONTE DE 54 M E UMA FAIXA DE RODAGEM.....	133
B.5. PONTE DE 60 M E UMA FAIXA DE RODAGEM.....	134
B.6. PONTE DE 15 M E TRÊS FAIXAS DE RODAGEM.....	135
B.7. PONTE DE 27 M E TRÊS FAIXAS DE RODAGEM.....	136
B.8. PONTE DE 40 M E TRÊS FAIXAS DE RODAGEM.....	137
B.9. PONTE DE 54 M E TRÊS FAIXAS DE RODAGEM.....	138
B.10. PONTE DE 60 M E TRÊS FAIXAS DE RODAGEM.....	139
C. PERFIS UTILIZADOS NOS MODELOS ANALISADOS	141

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Iron Bridge (Inglaterra)	5
Fig. 2.2 - Esquema de ponte tipo Warren	6
Fig. 2.3 - Esquema de ponte tipo Howe	6
Fig. 2.4 - Forth Bridge (Escócia)	6
Fig. 2.5 - Tabuleiro em vigas metálicas longitudinais padronizadas.....	12
Fig. 2.6 - Tabuleiro ortotrópico modular (Canam Bridges).....	13
Fig. 2.7 - Instalação de tabuleiro modular misto	14
Fig. 2.8 - Módulo de tabuleiro metálico composto por vigas em caixão	17
Fig. 2.9 - Montagem de uma Ponte Bailey em situação de guerra.....	24
Fig. 2.10 - Montagem de uma Ponte Acrow (ViaCon)	26
Fig. 3.1 - Alçados frontais do tabuleiro com descrição das dimensões da faixa de rodagem, da via de projeto e largura restante	44
Fig. 3.2 - Representação da carga de caminhão (Design Truck) de acordo com a norma AASHTO LRFD	45
Fig. 3.3 - Posição do caminhão no tabuleiro da ponte para o modelo simples de uma via de carregamento	46
Fig. 3.4 - Caracterização da carga tandem	46
Fig. 3.5 - Representação da carga distribuída em um tabuleiro (representação da vista lateral do tabuleiro).....	47
Fig. 3.6 - Representação da carga distribuída em um tabuleiro (vista frontal do tabuleiro)	47
Fig. 3.7 - Esquema de aplicação de força de frenagem	48
Fig. 3.8 - Setores de vento (Adaptado de AASHTO LRFD 2017).....	50
Fig. 3.9 - Representação esquematicamente da ação do vento nos veículos (Adaptado de AASHTO LRFD 2017).....	53
Fig. 3.10 - Representação esquemática dos apoios do tabuleiro de uma ponte com 2 planos de painéis	55
Fig. 4.1 - Alçado lateral do modelo de 27,432 m, com passarelas laterais (gentilmente cedido pela BERD)	71
Fig. 4.2 - Vista superior do modelo de 27,432 m, com passarelas para peões (gentilmente cedido pela BERD)	72
Fig. 4.3 - Alçado frontal do modelo de 27,432 m, com passarelas para peões (gentilmente cedido pela BERD)	72
Fig. 4.4 - Definição dos eixos dos perfis dos painéis correntes (esquerda) e extremos (direita)	73
Fig. 4.5 - Definição das barras rígidas nas ligações entre corda inferior e reforço de corda (esquerda) e da ligação de perfis de um painel (direita)	73
Fig. 4.6 - Secção transversal, de ponte com um nível de painéis, um plano e uma faixa de rodagem	74
Fig. 4.7 - Secção transversal, de ponte com dois níveis de painéis, dois planos e uma faixa de rodagem	74
Fig. 4.8 - Secção transversal, de ponte com um nível de painéis, dois planos e três faixas de rodagem	74
Fig. 4.9 - Secção transversal, de ponte com dois níveis de painéis, três planos e três faixas de rodagem	75
Fig. 4.10 - Condições de apoio exemplo.....	75
Fig. 4.11 - Menu de definição de tipo de barra	77
Fig. 4.12 - Extremidade da viga longitudinal de 40 metros com destaque dos tipos de perfis utilizados	78

Fig. 4.13 - Distribuição do peso próprio da estrutura no modelo de 40 m com três faixas de rodagem	79
Fig. 4.14 - Distribuição do peso próprio do pavimento no modelo de 40 m com três faixas de rodagem	80
Fig. 4.15 - Definição da carga de caminhão	81
Fig. 4.16 - Planta de um modelo de uma faixa de rodagem com marcação dos “carris” demarcados a cinza.....	81
Fig. 4.17 - Planta de um modelo de três faixas de rodagem com marcação dos “carris” demarcados a cinza.....	81
Fig. 4.18 - Definição da carga tandem	82
Fig. 4.19 - Definição da carga distribuída para modelo de uma faixa de rodagem	83
Fig. 4.20 - Definição da carga distribuída para modelo de três faixas de rodagem.....	83
Fig. 5.1 - Alçado lateral com representação do diagrama de esforço axial, e respectivos máximos globais expressos em kN, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5	90
Fig. 5.2 - Alçado lateral com representação do diagrama de esforço axial, e respectivos máximos globais expressos em kN, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5	91
Fig. 5.3 - Alçado lateral com representação do diagrama de esforço de corte de cada barra, e respectivos máximos globais expressos em kN, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5.....	92
Fig. 5.4 - Alçado lateral com representação do diagrama de esforço de corte de cada barra, e respectivos máximos globais expressos em kN, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5.....	92
Fig. 5.5 - Alçado frontal com representação do diagrama de esforço de corte, e respectivos máximos globais expressos em kN, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5	92
Fig. 5.6 - Alçado frontal com representação do diagrama de esforço de corte, e respectivos máximos globais expressos em kN, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5	93
Fig. 5.7 - Alçado lateral com representação do diagrama de momento fletor, e respectivos máximos globais expressos em kN/m, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5	93
Fig. 5.8 - Alçado lateral com representação do diagrama de momento fletor, e respectivos máximos globais expressos em kN/m, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5	94
Fig. 5.9 - Alçado frontal com representação do diagrama de momento fletor, e respectivos máximos globais expressos em kN/m, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5	94
Fig. 5.10 - Alçado frontal com representação do diagrama de momento fletor, e respectivos máximos globais expressos em kN/m, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5	94
Fig. 5.11 - Alçado lateral com representação da deformada, e respectivo máximo global expressos em cm, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5	95
Fig. 5.12 - Alçado lateral com representação da deformada, e respectivo máximo global expressos em cm, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5	95

Fig. 5.13 - Perspetiva da representação da deformada, e respetivo máximo global expressos em cm, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5	96
Fig. 5.14 - Perspetiva da representação da deformada, e respetivo máximo global expressos em cm, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5.....	97
Fig. 5.15 - Exemplo de resultados de verificação proveniente do <i>software</i> ROBOT.....	101

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 - Fatores de múltipla presença, m (adaptado de AASHTO, 2017)	47
Quadro 3.2 - Fatores de amplificação dinâmica, IM (adaptado de AASHTO, 2017)	48
Quadro 3.3 – Velocidades de projeto (adaptado de AASHTO, 2017)	49
Quadro 3.4 - Categorias de rugosidade do terreno (adaptado de AASHTO, 2017)	50
Quadro 3.5 - Categorias de exposição do vento (adaptado de AASHTO, 2017)	51
Quadro 3.6 - Fatores de efeito da rajada, G (adaptado de AASHTO, 2017)	52
Quadro 3.7 - Coeficiente de arrasto, C _D (adaptado de AASHTO, 2017)	52
Quadro 3.8 - Componentes da ação do vento nos veículos para diferentes direções (adaptado de AASHTO, 2017)	53
Quadro 3.9 - Intervalos de temperatura de projeto (adaptado de AASHTO LRFD, 2017)	56
Quadro 4.1 - Coeficientes majorativos aplicados aos casos de carga	84
Quadro 4.2 - Coeficientes majorativos aplicados aos casos de carga	84
Quadro 5.1 - Extensão da metodologia de validação	88
Quadro 5.2 - Informação para a ponte 15 m e uma faixa de rodagem	89
Quadro 5.3 - Informação para a ponte 15 m e três faixas de rodagem	90
Quadro 5.4 - Flexas máximas para ponte de 15 m e uma faixa de rodagem	98
Quadro 5.5 - Flexas máximas para ponte de 15 m e três faixas de rodagem	98
Quadro 5.6 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 15 m e uma faixa de rodagem	99
Quadro 5.7 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 15 m e três faixas de rodagem	100
Quadro 5.8 - Peso total de aço utilizado nos tabuleiros metálicos	102
Quadro 5.9 - Taxa de crescimento de peso de aço	105
Quadro 5.10 - Razão de peso por vão	107
Quadro 5.11 - Peso de aço por metro linear de vão	111
Quadro 5.12 - Peso de aço por metro quadrado de área útil do tabuleiro	113

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 5.1 - Peso total de aço vs. Vão da ponte	103
Gráfico 5.2 - Taxa de crescimento do peso de aço.....	105
Gráfico 5.3 - Razão de peso de aço entre as pontes de três faixas de rodagem e as pontes com uma faixa de rodagem em %.....	107
Gráfico 5.4 - Eficiência estrutural da solução com uma faixa de rodagem e três faixas de rodagem	108
Gráfico 5.5 - Variação do peso sobre a variação do vão	110
Gráfico 5.6 - Peso por metro linear de vão.....	111
Gráfico 5.7 - Peso por metro quadrado de tabuleiro	113

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

α	Coeficiente de expansão térmica
γ_{MO}	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 torção de St. Venant atuante
X	Coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura relevante
X_{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 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 torção
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
EC1	Eurocódigo 1
EC3	Eurocódigo 3

Glossário

Treliça – estrutura formada por unidade em forma de triângulo, compostas por elementos retos que se unem em pontos chamados de nós; no caso das pontes modulares metálicas, esse termo também designa o conjunto obtido pela ligação sucessiva de painéis.

Painel modular – Elemento estrutural fundamental de uma ponte modular, cuja repetição em série e disposição em paralelo possibilita a formação das vigas longitudinais da estrutura.

Painéis especiais de corte – Módulos estruturais com sistema de contraventamento diagonal reforçado.

Módulo corrente – Elemento modular intermediário da ponte, com comprimento fixo de 3,048 m e largura variável de acordo com o número de faixas de rodagem.

Módulo de corte – Elemento modular convencional com reforço adicional composto por painéis especiais de absorção de esforços cortantes.

1

INTRODUÇÃO

1.1. APRESENTAÇÃO DO TEMA E SUA RELEVÂNCIA

As pontes desempenham um papel fundamental na infraestrutura de transporte, promovendo a mobilidade, a integridade regional e o desenvolvimento socioeconómico. No contexto das pontes rodoviárias, o tabuleiro (estrutura que sustenta diretamente o tráfego de veículos e/ou pessoas) assume um papel crítico, tanto do ponto de vista funcional quanto estrutural.

Entre os diversos tipos de materiais utilizados na construção de tabuleiros, o aço destaca-se pelas suas propriedades mecânicas, como a elevada resistência, ductilidade e leveza relativa. Estas características fazem com que muitas das vezes os tabuleiros metálicos constituam obras de arte especiais, sobretudo em situações que exigem grandes vãos, montagem rápida ou condições geotécnicas menos favoráveis à utilização de outro tipo de tabuleiro.

Contudo, a escolha de tabuleiros metálicos implica uma análise criteriosa do consumo de aço, que influencia diretamente o custo da obra, a sustentabilidade ambiental da construção e o desempenho estrutural a longo prazo. O consumo excessivo pode levar a desperdícios e aumento do impacto ambiental, enquanto um consumo subdimensionado pode comprometer a segurança da estrutura.

Dessa forma, o estudo do consumo de aço em tabuleiros metálicos de pontes rodoviárias revela-se relevante e atual, pois permite uma melhor compreensão das variáveis envolvidas no dimensionamento, seleção de sistemas construtivos e estratégias de otimização estrutural. Tal análise contribui não apenas para eficiência técnica e económica das obras, mas também para avanço de práticas, mas sustentáveis e inovadoras na engenharia civil.

Esta dissertação tem como objetivo investigar os fatores que influenciam o consumo de aço em tabuleiros metálicos de pontes rodoviárias, considerando diferentes tipologias estruturais, métodos de construção e diretrizes normativas, com foco na busca por soluções mais eficientes do ponto de vista técnico económico e ambiental.

1.2. OBJETIVOS

Esta dissertação tem como objetivo principal analisar o consumo de aço em tabuleiros metálicos de pontes rodoviárias, considerando os diferentes fatores que influenciam diretamente a quantidade de material empregado, bem como as suas implicações técnicas, económicas e ambientais. Com isso, pretende-se contribuir para uma compreensão mais aprofundada sobre a eficiência estrutural dessas soluções e promover diretrizes que favoreçam o uso racional do aço nas obras de arte especiais garantindo o desempenho e a segurança da infraestrutura.

O estudo concentra-se em tabuleiros metálicos do tipo modular, frequentemente utilizados em soluções de montagem rápida e transporte facilitado, especialmente em contextos de acessibilidade condicionada, intervenções provisórias ou reabilitações urgentes. Neste enquadramento, procura-se avaliar como o vão da ponte, a largura do tabuleiro (número de faixas de rodagem) e a configuração estrutural adotada impactam o peso total de aço, e de que forma esse peso pode ser otimizado sem comprometer a integridade estrutural.

Além disso, são estabelecidos como objetivos complementares:

- Quantificar e comparar o consumo de aço por diferentes métricas (peso total, por metro linear e por metro quadrado de tabuleiro);
- Estudar a evolução do peso estrutural com o aumento do vão, identificando se o comportamento segue uma tendência linear, quadrática ou exponencial;
- Avaliar o impacto da largura do tabuleiro, verificando se o aumento do número de faixas implica acréscimos proporcionais ou desproporcionais de massa estrutural;
- Analisar graficamente e numericamente os índices de eficiência estrutural, incluindo peso por área útil e por comprimento, taxa de crescimento e desempenho relativo entre diferentes configurações;
- Verificar a compatibilidade do uso de aços estruturais europeus em projetos baseados nas normas americanas, AASHTO, assegurando a consequência normativa e a segurança do dimensionamento.

Com base nestes objetivos, pretende-se contribuir para um entendimento mais aprofundado sobre o dimensionamento de pontes metálicas modulares rodoviárias, oferecendo subsídios técnicos que auxiliem engenheiros projetistas na tomada de decisões mais eficientes e sustentáveis quanto ao uso de aço em estruturas desse tipo.

1.3. METODOLOGIA ADOTADA

A metodologia adotada nesta dissertação baseia-se numa abordagem comparativa e paramétrica, com foco na modelagem estrutural de tabuleiros de pontes rodoviárias, a fim de analisar o consumo de aço em diferentes configurações geométricas e estruturais. O estudo será conduzido por meio de modelação computacional, utilizando o *software* de análise estrutural, Autodesk Robot Structural Analysis Professional, que permite avaliar o comportamento mecânico e quantificar os volumes de aço empregues nas estruturas.

Para garantir uma análise técnica realista e aplicável à prática de engenharia, serão consideradas pontes do tipo modular, uma solução desenvolvida pela BERD, nas quais se empregam perfis metálicos tabelados e padronizados, amplamente disponíveis no mercado e compatíveis com os critérios e normas de estruturas metálicas e pontes rodoviárias. A adoção de perfis padronizados visa refletir soluções construtivas viáveis e já utilizados em projetos anteriores.

A análise será conduzida com base em modelos representativos de tabuleiros metálicos, variando dois parâmetros principais, o vão longitudinal (comprimento livre entre apoios) e a largura do tabuleiro, variando o comprimento das travessas (vigas perpendiculares ao vão do tabuleiro). Esses modelos permitirão simular diferentes cenários de projeto, mantendo constante a tipologia estrutural, mas alterando as dimensões geométricas, de forma a observar como tais variações influenciam o consumo de aço por metro quadrado de tabuleiro.

Cada modelo será avaliado quanto ao desempenho estrutural, incluindo esforços solicitantes, deformações admissíveis e estabilidade global, além da quantificação do aço necessário para atender às

exigências normativas de segurança e serviço. Os resultados obtidos permitirão uma comparação direta entre as diversas configurações analisadas, possibilitando a identificação de padrões e tendências no comportamento estrutural e no consumo do material.

Com base nos dados obtidos, serão elaboradas relações entre consumo de aço, vão e largura do tabuleiro, e discutidas as implicações técnicas e económicas dessas variações. Ao final, as conclusões tiradas a partir das simulações e comparações servirão de base para recomendações práticas que possam orientar o dimensionamento mais eficiente de tabuleiros metálicos em projetos futuros.

1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está estruturada em seis capítulos, organizados de forma a conduzir o leitor por uma progressão lógica do conteúdo, desde a contextualização do tema e fundamentação teórica até a apresentação dos métodos adotados, dos resultados obtidos e das conclusões finais.

O capítulo 1 compreende a introdução do tema em estudo, abordando a sua relevância no contexto da engenharia civil, com especial ênfase na conceção e dimensionamento de tabuleiros metálicos em pontes rodoviárias. São ainda definidos os objetivos gerais e específicos da investigação, apresentada a metodologia adotada e descrita a estrutura geral do trabalho.

O capítulo 2 é dedicado à revisão do estado da arte, reunindo e analisando contribuições relevantes da literatura técnica e científica acerca do uso de estruturas metálicas em pontes rodoviárias. São abordadas as principais tipologias de tabuleiros metálicos, suas características estruturais e construtivas, bem como estudos e investigações anteriores que tratam do consumo de materiais e da eficiência estrutural.

O capítulo 3 tem por finalidade apresentar os principais critérios normativos que orientam o dimensionamento de estruturas metálicas de pontes. São analisadas as diretrizes estabelecidas pelas normas AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials) e pelo Eurocódigo 3 (EN 1993), com ênfase nos critérios de seguranças, combinações de ações e verificações de estados-limite pertinentes ao dimensionamento.

No capítulo 4 são descritas as modelações estruturais desenvolvidas com o auxílio de *software* especializado. Este capítulo detalha os parâmetros adotados para a construção dos modelos, como as dimensões dos tabuleiros (vão e largura), os perfis metálicos padronizados utilizados, a aplicação das ações normativas e as combinações de carregamento previstas. Também são descritas as hipóteses de verificação estrutural e os procedimentos de análise.

O capítulo 5 apresenta e discute os resultados obtidos a partir das modelações. A análise concentra-se na quantificação do consumo de aço para as diferentes configurações estruturais simuladas, permitindo estabelecer relações entre as variáveis geométricas (vão e largura) e o volume de material requerido. São ainda propostas comparações entre os modelos, com base em critérios de eficiência estrutural e racionalidade no uso do material.

Por fim, o capítulo 6 sintetiza as principais conclusões da investigação, destacando os contributos do estudo para o conhecimento técnico no domínio do dimensionamento de pontes metálicas. São ainda apresentadas recomendações práticas e sugestões para trabalhos futuros, com vistas à continuidade do desenvolvimento técnico-científico nesta área.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1. PONTES METÁLICAS RODOVIÁRIAS

A história das pontes metálicas rodoviárias acompanha, de forma intrínseca, os avanços tecnológicos, industriais e científicos desde o século XVIII até à atualidade. A substituição dos materiais tradicionais por elementos metálicos marcou um ponto de inflexão na engenharia de pontes, possibilitando a superação de limitações estruturais que restringiam o comprimento dos vãos, a resistência das estruturas e a sua durabilidade. O desenvolvimento histórico dessas pontes deve ser compreendido não apenas como uma sequência de inovação, mas como o reflexo de transformações sociais, económicas e logísticas que moldaram a infraestrutura viária moderna.

- Primeiras estruturas metálicas: Ferro Fundido e Forjado

O uso do ferro fundido na construção de pontes surgiu no final do século XVIII, sendo a Iron Bridge (1779), no Reino Unido, o primeiro exemplo notável. Esta ponte, com 30 metros de vão, marcou o início da era metálica na engenharia civil.



Fig. 2.1 - Iron Bridge (Inglaterra)

Apesar da sua importância histórica, o ferro fundido apresentou limitações severas devido à sua baixa resistência à tração e alta fragilidade, o que levou a sucessivos colapsos estruturais em outras aplicações. Como resposta, engenheiros passaram a utilizar o ferro forjado, mais maleável e resistente, permitindo a conceção de estruturas em treliça e a construção de vãos progressivamente maiores ao longo do século XIX.

Nesta fase, os engenheiros europeus e norte-americanos experimentaram diferentes geometrias e soluções técnicas. Destacam-se as pontes de treliça de Howe e Warren, que permitiram não apenas maior estabilidade, mas também uma organização modular dos elementos, antecipando os princípios da pré-fabricação. A crescente necessidade de interligar regiões por meio de ferrovias e rodovias impôs novos desafios à engenharia, impulsionando o uso de materiais mais leves, resistentes e duráveis.

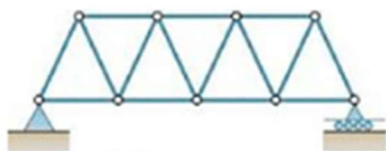


Fig. 2.2 - Esquema de ponte tipo Warren

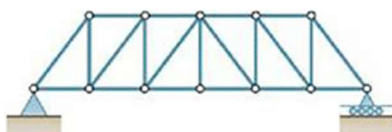


Fig. 2.3 - Esquema de ponte tipo Howe

- A revolução do Aço e a Consolidação das Estruturas Metálicas

O surgimento do aço, no final do século XIX, transformou radicalmente o panorama da engenharia de pontes. O desenvolvimento dos processos de produção Bessemer e Siemens-Martin permitiu a fabricação em larga escala de aço com propriedades superiores ao ferro, tanto em resistência quanto em ductilidade. Isso proporcionou o surgimento de obras monumentais, como a Forth Bridge (1890) na Escócia, uma ponte ferroviária com mais de 500 metros de vão livre, que consolidou o uso do aço como principal material para grandes estruturas.



Fig. 2.4 - Forth Bridge (Escócia)

No campo das pontes rodoviárias, o aço passou a ser valorizado pela leveza relativa, alta resistência específica e facilidade de configuração dos perfis. Estes fatores permitiram o desenvolvimento de tabuleiros metálicos mais delgados e com menor consumo de material. A transição de sistemas rebitados para sistemas soldados, que se intensificou no século XX, proporcionou maior liberdade de projeto, redução de peso próprio e otimização da distribuição de esforços.

- A normalização técnica e os desafios da fadiga

A partir da primeira metade do século XX, com a crescente padronização da infraestrutura viária, surgiram os primeiros esforços para a codificação de normas técnicas para pontes metálicas rodoviárias. Nos Estados Unidos, a AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials) passou a liderar esse movimento, estabelecendo critérios mínimos para projeto, execução e manutenção. Entretanto, foi apenas a partir da década de 1960, com o AASHO Road Test, que se reconheceu a complexidade dos fenômenos de fadiga, principalmente em elementos soldados submetidos a cargas repetidas.

A fadiga estrutural passou a ser uma das principais preocupações no dimensionamento de pontes metálicas. Estudos experimentais demonstram que falhas poderiam ocorrer mesmo abaixo das tensões admissíveis, caso os ciclos de carregamento fossem suficientemente numerosos. Este fato levou à revisão das normas de projeto e à introdução de classificações específicas para detalhes estruturais com diferentes resistências à fadiga. Ao longo dos anos, diversas edições das normas AASTHO e, posteriormente, dos Eurocódigos, incorporam essas descobertas, promovendo maior robustez e segurança às estruturas e a quem as utiliza.

- A consolidação dos Eurocódigos e das Normas Internacionais

Na Europa, o desenvolvimento dos Eurocódigos representou um esforço coletivo para unificar os critérios de projeto e promover a segurança estrutural com base em fundamentos probabilísticos. O Eurocódigo 3 (EN 1993), dedicado às estruturas metálicas, estabeleceu diretrizes claras para o dimensionamento de elementos, ligações, estabilidade global e local, além de critérios detalhados para verificação de fadiga e durabilidade. O seu disseminado permitiu a comparação entre diferentes soluções estruturais e a racionalização do consumo de aço, promovendo a eficiência material e económica.

A utilização de perfis laminados padronizados, amplamente difundida na indústria metalúrgica, facilitou a produção, o transporte e a montagem das pontes, reduzindo desperdícios e otimizando o uso do material. O avanço de *softwares* de análise estrutural também possibilitou avaliações mais rigorosas do comportamento das estruturas, permitindo a modelação precisa dos tabuleiros metálicos e a verificação dos esforços com base em modelos tridimensionais, combinações normativas complexas e análises não lineares.

- Pontes Mistas e sustentabilidade material

Nas últimas décadas, verificou-se uma evolução significativa no uso de sistemas mistos aço-betão, especialmente em tabuleiros rodoviários. Esta solução combina o desempenho à tração do aço com a boa resistência à compressão do betão, permitindo uma redução considerável no consumo de aço e, simultaneamente, aumentando a rigidez e a durabilidade da estrutura. Este sistema tornou-se particularmente relevante em vãos médios e grandes, sendo hoje uma das soluções mais utilizadas em projetos de pontes rodoviárias modernas.

Além disso, no atual contexto da construção sustentável, o consumo racional de materiais tornou-se um critério central nos projetos de engenharia civil. O aço, por ser 100% reciclável e de alto valor estrutural por unidade de peso, realça-se como material estratégico na busca por soluções eficientes, leves e ambientalmente responsáveis. Neste sentido, o estudo comparativo entre diferentes geometrias estruturais, perfis metálicos padronizados e larguras de tabuleiros constitui um importante contributo para a compreensão da eficiência estrutural e da viabilidade técnica das pontes metálicas rodoviárias.

2.2. TABULEIROS METÁLICOS: TIPOLOGIAS E EVOLUÇÃO CONSTRUTIVA

A evolução dos tabuleiros metálicos em pontes rodoviárias está intrinsecamente ligada ao progresso dos materiais estruturais, ao desenvolvimento das técnicas construtivas e as crescentes exigências do tráfego viário moderno. Desde as primeiras aplicações de ferro fundido até aos atuais sistemas mistos e ortotrópicos, a configuração dos tabuleiros tem desempenhado um papel central na busca por soluções mais leves, resistentes, duráveis e economicamente viáveis. O estudo da tipologia e da evolução construtiva dos tabuleiros metálicos permite compreender os critérios que orientam a sua seleção e dimensionamento, bem como os fatores que influenciam o seu desempenho estrutural e o consumo de aço.

Historicamente, os primeiros tabuleiros metálicos surgiram no século XIX com o uso do ferro forjado e fundido, aplicados inicialmente em pontes ferroviárias e, posteriormente, adaptados ao tráfego rodoviário. As primeiras estruturas apresentavam geometrias simples, como lajes suportadas por vigas em treliça ou por vigas em perfil I. A principal vantagem dessas soluções era a possibilidade de vencer vãos maiores do que os permitidos pelo uso de pedra ou madeira, o que se revelou essencial com o crescimento das redes viárias durante a revolução industrial. No entanto, essas tipologias iniciais eram muitas vezes pesadas, de difícil manutenção e com desempenho limitado em relação à fadiga e à durabilidade.

Com o advento do aço. No final do século XIX, deu-se um salto significativo na concepção dos tabuleiros metálicos. A resistência superior do aço à tração e à compressão, combinada com a sua ductilidade e maior homogeneidade, permitiu a concepção de tabuleiros mais esbeltos, eficientes e adaptáveis a uma variedade de geometrias e cargas. A padronização de perfis metálicos laminados (como os perfis IPE, HE e UPN) permitiu a repetibilidade e a racionalização da produção, reduzindo custos e aumentando a velocidade de execução das obras.

Durante o século XX, com o aumento das cargas rodoviárias e das velocidades de circulação, intensificou-se a necessidade de tabuleiros com maior rigidez e melhor desempenho à fadiga. Surgiram então novas soluções tipológicas, destacando-se os tabuleiros com vigas longitudinais em perfil I, frequentemente associados a lajes colaborantes em betão, formando sistemas mistos aço-betão. Esta combinação aproveita as qualidades estruturais de ambos os materiais: o aço atua eficientemente na tração e a laje de betão na compressão., proporcionando elevada rigidez à flexão com uma considerável redução de peso próprio e consumo de aço. A partir da década de 1960, esta tipologia consolidou-se como uma das mais utilizadas em pontes rodoviárias de vãos curtos a médios, sobretudo pela sua simplicidade construtiva, desempenho mecânico e economia global.

Outras tipologias relevantes no contexto da evolução construtiva dos tabuleiros metálicos é o tabuleiro em laje ortotrópica. Este sistema, composto por uma chapa metálica de rolamentos ligada a nervuras longitudinais e transversais, é integralmente metálico e caracteriza-se pela sua leveza e elevada capacidade de suporte. Desenvolvido originalmente para pontes ferroviárias e estruturas moveis, como pontes levadiças, o sistema ortotrópico foi amplamente adotado em pontes rodoviárias urbanas e em grandes travessias, especialmente quando o peso da superestrutura é um fator crítico. Apesar das vantagens relacionadas à leveza e capacidade portante, os tabuleiros ortotrópicos exigem elevados níveis de controlo de qualidade na soldadura e apresentam sensibilidade à fadiga em detalhes estruturais, o que tem motivado contínuos aperfeiçoamentos nas normas de projeto e fabricação.

Em termos construtivos, a evolução dos métodos de ligação, desde sistemas rebitados, passando pelos parafusos até aos totalmente soldados, influenciou diretamente a configuração dos tabuleiros. O uso de ligações soldadas tornou-se predominantemente a partir da segunda metade do século XX, permitindo a execução de perfis soldados de grandes dimensões, como as vigas em caixão metálico, que passaram

a ser utilizadas em pontes com grandes vãos ou em traçados curvilíneos, onde a rigidez à torção se torna determinante. Este tipo de tabuleiro, frequentemente associado a soluções estaiadas ou suspensa, representa uma evolução sofisticada tanto do ponto de vista estrutural quanto estético.

Mais recentemente, os avanços na modelação computacional e nos *softwares* de análise estrutural tem permitindo a simulação precisa do comportamento dos tabuleiros metálicos, com verificações de estados limite últimos e de serviço em múltiplas combinações de carregamento. Isso tem permitido a adoção de soluções cada vez mais otimizados do ponto de vista estrutural e material, contribuindo para a redução do consumo de aço por metro quadrado de tabuleiro e para a melhoria da sustentabilidade das obras.

Em resumo, a evolução construtiva dos tabuleiros metálicos rodoviários tem sido marcada pela adaptação a novos materiais, processos industriais e exigências funcionais. A tendência contemporânea aponta para sistemas mistos e modulares, com elevado grau de pré-fabricação, maior leveza e desempenho estrutural superior. O conhecimento aprofundado das tipologias existentes e da sua evolução histórica constitui um passo fundamental para a avaliação crítica do consumo de aço e para elaboração de projetos mais eficientes, duráveis e sustentáveis.

Tendo em consideração que o objetivo do presente trabalho é o estudo do consumo de aço em tabuleiros de pontes metálicas modulares, as abordagens teóricas e técnicas apresentadas a partir deste ponto passam a incidir exclusivamente sobre esta tipologia construtiva. Assim, as reflexões, análises e referências serão orientadas para os aspetos diretamente relacionados com pontes modulares, em detrimento de outras soluções metálicas mais convencionais, garantindo maior coerência com os objetivos delineados e profundidade no estudo.

2.3. TABULEIROS METÁLICOS MODULARES

2.3.1. INTRODUÇÃO AOS SISTEMAS MODULARES EM PONTES METÁLICAS

Os sistemas modulares aplicados à construção de pontes metálicas representam uma evolução significativa no campo da engenharia estrutural, marcada pela industrialização dos processos, pela eficiência construtiva e pela versatilidade na resposta a diferentes exigências funcionais e logísticas. Este tipo de solução estrutural tem vindo a ganhar relevância nas últimas décadas, não só em contextos de emergência ou acessibilidade limitada, mas também em obras permanentes que exigem prazos reduzidos de execução, racionalização de recursos e controlo de custos e qualidade.

As pontes metálicas modulares distinguem-se, fundamentalmente, pela utilização de componentes pré-fabricados, geralmente padronizados, sendo transportados para o local da obra e montados por meio de sistemas de encaixe, parafusos ou soldas. Estes elementos modulares podem incluir vigas longitudinais, transversais, lajes metálicas, contraventamentos e acessórios complementares, concebidos de forma a garantir compatibilidade nos processos de fabrico e montagem. A modularidade permite, assim, uma elevada flexibilidade no dimensionamento da estrutura, facilitando a sua adaptação a diferentes vãos, larguras de plataforma e cargas de tráfego.

Do ponto de vista histórico, os sistemas modulares têm origem nas soluções desenvolvidas para fins militares, nomeadamente durante a Segunda Guerra Mundial, com a criação da célebre ponte Bailey, cuja configuração permitia montagem rápida e com meios limitados. Com o passar do tempo, este conceito foi adaptado e evoluiu para aplicações civis, incorporando melhorias significativas em termos de materiais, ligações estruturais e desempenho mecânico. Atualmente, os sistemas modulares são amplamente utilizados em obras provisórias, pontes de substituição temporária, acessos remotos ou em projetos que exigem intervenções com mínima interrupção do tráfego.

A principal vantagem das pontes metálicas modulares reside na redução do tempo de construção e na minimização das interferências no local da obra, uma vez que grande parte das operações é realizada em ambiente fabril, sob condições controladas. Esta abordagem permite ganhos significativos em termos de segurança, qualidade e produtividade. Além disso, a pré-fabricação favorece uma gestão mais eficiente dos recursos, nomeadamente o consumo de aço, permitindo a otimização do projeto com base em modelos repetitivos e eficientes.

Do ponto de vista estrutural, os tabuleiros metálicos modulares podem assumir diferentes configurações, sendo comuns as soluções com vigas em perfil I ou em caixão, com lajes colaborantes ou inteiramente metálicas. A escolha da tipologia depende de diversos fatores, incluindo o vão a vencer, as cargas atuantes, o tipo de fundações, as condições de transporte e montagem, entre outros. A crescente sofisticação dos *softwares* de modelação e verificação estrutural tem permitido explorar novas possibilidades de otimização do consumo de aço e melhorar o desempenho global das estruturas modulares.

Por outro lado, importa salientar que os sistemas modulares não estão isentos de desafios. As ligações entre módulos, a durabilidade dos materiais e a resposta à fadiga e às cargas dinâmicas exigem cuidados específicos na fase de projeto e execução. A adoção de normas adequadas, como a AASHTO LRFD ou o Eurocódigo 3, é fundamental para garantir a segurança, a durabilidade e o cumprimento dos critérios de desempenho exigidos pelas autoridades rodoviárias.

Em síntese, os sistemas modulares em pontes metálicas constituem uma resposta contemporânea às necessidades crescentes de mobilidade, sustentabilidade e eficiência construtiva. A sua aplicação em contextos diversos, desde obras provisórias até infraestruturas permanentes, confirma a maturidade e a versatilidade deste conceito, cujo estudo detalhado, nomeadamente no que respeita ao consumo de aço por metro quadrado de tabuleiro, é de elevada pertinência técnica, económica e ambiental no contexto da engenharia civil moderna.

2.3.2. HISTÓRIA DOS TABULEIROS METÁLICOS MODULARES

A evolução histórica dos tabuleiros metálicos modulares insere-se num contexto mais amplo de desenvolvimento de engenharia estrutural e da industrialização da construção, refletindo uma resposta continua às necessidades de rapidez construtiva, economia de recursos e adaptabilidade a diversos cenários de aplicação. Desde as primeiras soluções metálicas do século XIX até aos sofisticados sistemas modulares atuais, o progresso tecnológico e as exigências funcionais moldaram de forma significativa as tipologias e os métodos construtivos dos tabuleiros em pontes rodoviárias.

A génese dos tabuleiros modulares metálicos pode ser identificada no período da Revolução Industrial, marcado pela introdução do ferro forjado e fundido na construção de pontes. Embora estas primeiras estruturas ainda não fossem modulares no sentido moderno do termo, já revelam uma preocupação com a repetibilidade de elementos estruturais e com a eficiência na montagem. Com o advento do aço, no final do século XIX, surgiram soluções mais robustas e leves, com peças padronizadas e ligações que permitiam uma montagem mais célere, lançando as bases do conceito de modularidade.

O verdadeiro impulso para o desenvolvimento dos tabuleiros modulares metálicos ocorre durante a Segunda Guerra Mundial, com o projeto e implementação da ponte Bailey pelo exército britânico. Esta estrutura revolucionária, composta por módulos metálicos pré-fabricados e interligados por pinos, permitia uma montagem rápida e sem necessidade de maquinaria pesada. A sua eficiência logística e estrutural provou ser determinante em cenários de emergência e reconstrução, tornando-se um marco na história da construção modular. A ponte Bailey foi amplamente adotada também no pós-guerra, em

projetos civis temporários e permanentes, consolidando o conceito de modularidade como solução viável e eficaz.

Durante as décadas subsequentes, os princípios fundamentais da modularidade foram adaptados às novas exigências de tráfego rodoviário. A crescente intensidade do tráfego, o aumento das cargas por eixo e a necessidade de reduzir os tempos de intervenção em vias existentes motivaram a evolução para sistemas modulares mais robustos, com maior capacidade portante e melhores comportamentos à fadiga. Os tabuleiros passaram a incorporar perfis metálicos laminados padronizados, como os perfis IPE, HE ou UPN, e sistemas de ligação parafusada ou soldada que permitiam não só a montagem rápida como também a desmontagem e reutilização dos componentes.

Com o avanço da tecnologia de soldadura e o surgimento de novos processos de fabrico, como o corte a laser e conformação automatizada, os sistemas modulares evoluíram para incorporar componentes estruturais, mais complexos, incluindo lajes ortotrópicas, vigas em caixão soldadas e sistemas mistos aço-betão. Esta evolução permitiu a aplicação dos tabuleiros modulares não apenas em obras provisórias, mas também em pontes definitivas, com elevados padrões de desempenho estrutural, durabilidade e estética.

Na segunda metade do século XX, os tabuleiros modulares mistos ganharam especial relevância. A associação entre vigas metálicas e lajes de betão armado ou pré-esforçado permitiu melhorar o comportamento global da estrutura, especialmente em termos de rigidez à flexão, comportamento dinâmico e resistência à fadiga. Este tipo de solução passou a ser amplamente utilizado em obras públicas, com destaque para pontes urbanas de pequeno e médio vão, passagens inferiores e acessos rodoviários.

Atualmente, a evolução dos tabuleiros modulares está intimamente ligada ao desenvolvimento de ferramentas digitais de projeto e simulação estrutural, que permite otimizar o consumo de materiais, prever o comportamento em serviço com elevado grau de precisão e facilitar a integração dos modelos com processos de fabrico e montagem. Os conceitos de BIM (Building Information Modeling), fabrico off-site e gestão digital de ativos reforçam o papel dos tabuleiros modulares como soluções tecnicamente avançadas, economicamente eficientes e ambientalmente sustentáveis.

Além disso, os tabuleiros modulares modernos tem beneficiado do desenvolvimento de novos materiais metálicos, com melhores características mecânicas, resistência à corrosão e durabilidade. Também se verifica uma crescente preocupação com a sustentabilidade, promovendo o uso de aço reciclado, a minimização de desperdícios e a reutilização dos elementos estruturais, sempre que possível.

A evolução histórica dos tabuleiros metálicos modulares reflete um percurso marcado pela inovação, adaptabilidade e resposta às exigências de cada época. De estruturas emergenciais de guerra a soluções sofisticadas para mobilidade urbana contemporânea, os tabuleiros modulares continuam a afirmar-se como uma das abordagens mais versáteis e promissoras na engenharia de pontes.

2.3.3. TIPOLOGIAS DE TABULEIROS MODULARES METÁLICOS

A evolução tecnológica da construção de pontes metálicas rodoviárias conduziu ao desenvolvimento de diferentes tipologias de tabuleiros modulares, cuja aplicação depende de fatores como o vão a vencer, as cargas a suportar, as condições de montagem, os custos envolvidos e os objetivos de durabilidade e manutenção. Os tabuleiros modulares metálicos distinguem-se pela sua composição em unidades estruturais pré-fabricadas, repetitivas e interligáveis, permitindo uma montagem célere e racional, com elevado controlo de qualidade e adaptabilidade a diversas situações, incluindo obras temporárias ou permanentes, emergenciais ou de difícil acesso.

De modo geral, as tipologias de tabuleiros modulares metálicos podem ser agrupadas em três grandes categorias principais: tabuleiros com vigas longitudinais padronizadas, tabuleiros ortotrópicos modulares, e sistemas mistos modularizados. Cada um destes sistemas apresenta características próprias em termos de desempenho estrutural, eficiência construtiva e consumo de aço, sendo fundamental compreender as suas particularidades no âmbito do dimensionamento e seleção para obras rodoviárias.

A compreensão das diferentes configurações modulares é, portanto, essencial para promover projetos mais eficientes, sustentáveis e tecnologicamente integrados, num cenário em que a rapidez construtiva, a durabilidade e a racionalização dos materiais se tornam imperativos crescentes da engenharia de pontes.

2.3.3.1. Tabuleiros em vigas longitudinais padronizadas

Este tipo de tabuleiro modular é composto por unidades formadas por perfis metálicos padrão, geralmente do tipo IPE, HE ou UPN, dispostos longitudinalmente ao vão da ponte, sobre os quais assenta a plataforma de rolamento. Os elementos são dimensionados com base em combinações padronizadas de vãos e larguras, o que permite uma produção em série e a sua aplicação em múltiplos contextos.

A principal vantagem desta tipologia reside na simplicidade construtiva e na facilidade de montagem e substituição. As vigas podem ser pré-fabricadas com precisão em ambiente fabril e transportadas para o local em módulos, reduzindo significativamente o tempo de obra. Esta solução é particularmente utilizada em passagens inferiores, obras provisórias, acessos industriais e infraestruturas de média dimensão.



Fig. 2.5 - Tabuleiro em vigas metálicas longitudinais padronizadas

As vigas metálicas são habitualmente executadas em aço estrutural, como S355 ou S460, e podem ser protegidas contra a corrosão através de galvanização, pintura ou outros com a utilização de outros aços, como o aço corten, especialmente em ambientes agressivos. A plataforma de rolamento pode ser constituída por uma laje colaborante em betão armado ou por uma chapa metálica reforçada, dependendo das cargas previstas e do tipo de utilização da obra. As ligações entre os diferentes elementos estruturais são geralmente aparafusadas, permitindo uma montagem rápida e uma eventual desmontagem ou substituição de componentes. Travessas metálicas e diafragmas transversais são frequentemente utilizados para garantir uma adequada rigidez e distribuição das cargas.

O comportamento estrutural do tabuleiro baseia-se na ação principal das vigas longitudinais, responsáveis por suportar diretamente as cargas verticais provenientes do tráfego ou das ações de serviço. A distribuição transversal das cargas depende do grau de continuidade entre vigas e da rigidez

da laje superior. Em vãos mais extensos, é comum introduzir travamentos transversais ou dispositivos de reforço para limitar efeitos de torção e encurvadura lateral, garantindo assim um comportamento mais estável e seguro.

Devido à sua modularidade e facilidade de transporte, esta tipologia apresenta claras vantagens logísticas, sendo especialmente adequada para intervenções rápidas, reabilitação de infraestruturas existentes e situações em que se pretenda minimizar a interrupção do tráfego. A padronização dos componentes permite ainda uma racionalização dos custos de fabrico e uma elevada repetibilidade construtiva, assegurando uma boa relação entre desempenho estrutural e economia global da solução.

Contudo, esta tipologia pode apresentar limitações em termos de comportamento dinâmico e rigidez à torção em vãos mais extensos ou em geometrias mais complexas, sendo por vezes necessário introduzir elementos de travamento transversal ou dispositivos de reforço.

2.3.3.2. Tabuleiros ortotrópicos modulares

Os tabuleiros ortotrópicos representam uma das soluções tecnicamente mais sofisticadas e eficientes em termos de resistência estrutural e leveza. São constituídos por uma chapa de rolamento metálica ligada a nervuras longitudinais e transversais, formando uma estrutura tridimensional onde a rigidez é garantida pela interação entre os elementos.

Na sua versão modular, estes tabuleiros são fabricados em unidades de grande precisão dimensional e elevada qualidade de soldadura, sendo posteriormente unidos por ligação aparafusada ou soldada em obra. A modularidade deste sistema permite não apenas a aceleração dos processos construtivos, mas também uma maior consistência estrutural e possibilidade de desmontagem e reutilização.

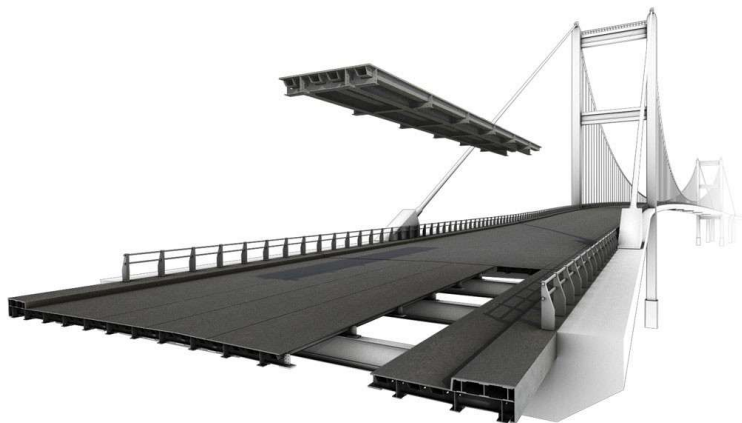


Fig. 2.6 - Tabuleiro ortotrópico modular (Canam Bridges)

A sua principal vantagem está na elevada relação resistência/peso, permitindo vencer grandes vãos com reduzido peso próprio, o que contribui diretamente para a redução do consumo de aço nas estruturas de apoio. Contudo, exigem um rigoroso controlo na execução, sobretudo ao nível das ligações soldadas, bem como uma análise minuciosa dos efeitos de fadiga nos pontos críticos.

Estes tabuleiros são normalmente fabricados em aço estrutural de alta resistência, como os aços S355 ou S460, que oferecem excelente comportamento mecânico aliado a uma boa soldabilidade. A chapa de rolamento pode ser dotada de tratamentos superficiais, como galvanização ou revestimentos epóxi, de modo a aumentar a durabilidade e a resistência à corrosão, especialmente em ambientes marinhos ou urbanos agressivos. O processo de fabrico é altamente mecanizado, garantindo uniformidade e precisão

nas soldaduras e nos alinhamentos das nervuras, aspetos fundamentais para o desempenho global da estrutura.

Do ponto de vista estrutural, a interação entre a chapa de rolamento e as nervuras confere ao tabuleiro uma elevada rigidez à flexão e à torção, permitindo uma distribuição eficiente das cargas. As nervuras longitudinais resistem essencialmente aos esforços de flexão e corte, enquanto as transversais asseguram a estabilidade global e a rigidez lateral. Esta configuração resulta num comportamento estrutural muito favorável, capaz de suportar cargas concentradas do tráfego rodoviário ou ferroviário com deformações reduzidas. Contudo, a análise de fadiga deve ser cuidadosamente considerada, pois as ligações soldadas entre chapa e nervuras estão sujeitas a tensões alternadas significativas, sobretudo em zonas de elevada solitação dinâmica.

A leveza estrutural destes tabuleiros traduz-se também em vantagens logísticas e construtivas. O peso reduzido facilita o transporte e a montagem em obra, permitindo o uso de equipamentos mais leves e a execução de montagens rápidas por meio de guias de menor capacidade. Além disso, a possibilidade de pré-fabricação integral em ambiente controlado contribui para um maior rigor dimensional e uma diminuição de erros ou ajustes em obra.

Os tabuleiros ortotrópicos modulares são amplamente utilizados em pontes rodoviárias e ferroviárias de grande vão, viadutos urbanos, passagens superiores e obras onde o condicionamento do tráfego ou o tempo de execução constituem fatores críticos. Em algumas situações, são também aplicados em passagens móveis, tabuleiros basculantes ou infraestruturas marítimas, devido à sua combinação de resistência, leveza e versatilidade.

2.3.3.3. Tabuleiros mistos modularizados

Os sistemas mistos modularizados resultam da combinação entre vigas metálicas longitudinais e transversais de uma laje colaborante em betão armado ou pré-esforçado. Estes sistemas conjugam as vantagens estruturais do aço (excelente comportamento quando sujeito a tração) e do betão (resistência à compressão e durabilidade), apresentando-se como uma solução equilibrada e de elevado desempenho.

A modularidade nestes casos verifica-se na pré-fabricação dos painéis mistos em unidades transportáveis, incluindo frequentemente a armadura e a cofragem integrada. A montagem em obra é célere e permite uma execução com menor impacto nas infraestruturas envolventes, sendo ideal para intervenções em vias urbanas ou zonas sensíveis.



Fig. 2.7 - Instalação de tabuleiro modular misto

Esta tipologia destaca-se pelo seu bom comportamento face às ações de tráfego, elevada rigidez global e versatilidade de aplicação. Em termos de consumo de aço, revela-se bastante eficiente, uma vez que o trabalho combinado entre os materiais permite reduzir a secção metálica necessária para resistir às solicitações.

Os tabuleiros mistos modularizados baseiam-se no princípio da interação entre aço e betão, garantida através de conectores de cisalhamento, normalmente do tipo “stud bolts” soldados à mesa superior das vigas. Estes conectores asseguram a transferência eficaz de esforços entre os dois materiais, permitindo que o betão trabalhe predominantemente à compressão e o aço à tração. O comportamento conjunto proporciona uma elevada rigidez à flexão e uma excelente capacidade de dissipação de energia sob cargas dinâmicas. Em situações em que se utilizam lajes pré-fabricadas, o betão é frequentemente completado em obra com uma camada de enchimento, assegurando a continuidade estrutural e o comportamento monolítico do tabuleiro.

A utilização de módulos mistos permite ainda um elevado grau de industrialização. As vigas e lajes podem ser fabricadas em ambiente controlado, garantindo precisão dimensional, qualidade das soldaduras e um acabamento adequado da superfície do betão. O transporte e a montagem são simplificados, e a ligação entre módulos pode ser feita por aparafusamento ou soldadura, consoante as especificações do projeto. Esta abordagem modular reduz significativamente o tempo de execução e minimiza a necessidade de cofragens e escoramentos em obra, o que representa uma vantagem importante em locais de difícil acesso ou em intervenções com restrições de tráfego.

Do ponto de vista do desempenho estrutural, estes tabuleiros apresentam boa resistência à fadiga e uma rigidez transversal satisfatória, podendo ser adaptados a diferentes condições de carga e geometrias. A durabilidade é também reforçada, uma vez que o betão protege as partes metálicas superiores da ação direta do ambiente, reduzindo os riscos de corrosão. Para garantir o bom comportamento a longo prazo, é essencial assegurar uma correta execução das ligações aço-betão e um adequado controlo das deformações diferenciais, sobretudo nos casos em que o betão é pré-esforçado.

As aplicações mais comuns dos tabuleiros mistos modularizados incluem pontes rodoviárias e ferroviárias de médio vão, passagens superiores, viadutos urbanos e obras de substituição rápida, onde se pretende aliar desempenho estrutural, rapidez construtiva e durabilidade. Em contextos urbanos ou industriais, esta tipologia permite ainda uma maior flexibilidade arquitetónica, uma vez que pode integrar soluções de pavimento contínuo e acabamentos personalizados.

Apesar das suas vantagens, esta solução requer um rigoroso controlo dimensional e uma coordenação cuidada entre o fabrico, transporte e montagem dos módulos. O custo inicial de produção pode ser ligeiramente superior ao de soluções tradicionais, mas é frequentemente compensado pela redução do tempo de execução e pela menor necessidade de manutenção ao longo da vida útil da estrutura.

2.3.3.4. Sistemas modulares com vigas em caixão

Uma tipologia menos comum, mas particularmente relevante em obras de maior dimensão ou geometria complexa, é a dos tabuleiros modulares com vigas metálicas em caixão. Estes sistemas apresentam elevada rigidez à torção, sendo indicados para pontes curvas, obras estaiadas ou suspensas, e situações em que as cargas são excêntricas ou variáveis.



Fig. 2.8 - Módulo de tabuleiro metálico composto por vigas em caixão

A modularidade aplica-se através da pré-fabricação dos segmentos de vigas-caixão e das lajes metálicas associadas, formando unidades que são montadas por lanço em obras. Apesar de implicar maior complexidade técnica e cuidados acrescidos no transporte e soldadura, estes sistemas possibilitam um elevado desempenho estrutural e estético.

As vigas em caixão caracterizam-se por uma secção fechada, normalmente soldada a partir de chapas planas ou dobradas, podendo assumir geometrias retangulares ou trapezoidais. Esta configuração confere-lhes grande rigidez torsional e uma distribuição eficiente das tensões internas, o que as torna ideais para estruturas submetidas a ações assimétricas, ventos transversais ou cargas dinâmicas variáveis. A construção modular destas vigas permite fabricar em ambiente controlado segmentos de elevada precisão, nos quais se incluem diafragmas internos, travessas e dispositivos de ligação à laje superior.

O fabrico é geralmente realizado em oficinas especializadas, onde as tolerâncias geométricas e a qualidade das soldaduras são rigidamente controladas. Os módulos são depois transportados para o local da obra e montados por meio de uniões aparafusadas ou soldadas, podendo as ligações longitudinais ser executadas por soldadura de penetração total para assegurar continuidade estrutural. Devido ao seu peso e dimensão, a movimentação e o encaixe dos módulos exigem planeamento logístico rigoroso, frequentemente recorrendo a gruas de grande capacidade ou a sistemas de empurro incremental.

Em termos de comportamento estrutural, os tabuleiros com vigas em caixão apresentam excelente desempenho à flexão e à torção, garantindo uma distribuição uniforme das tensões e reduzidas deformações sob cargas móveis. A elevada rigidez também contribui para minimizar vibrações e aumentar o conforto do utilizador. Quando combinadas com lajes colaborantes em betão, as vigas em caixão podem formar sistemas mistos altamente eficientes, aproveitando a resistência à compressão do betão e a capacidade à tração do aço.

Do ponto de vista da durabilidade, é essencial assegurar uma adequada proteção anticorrosiva, sobretudo no interior dos caixões, onde a ventilação é limitada. São comuns os tratamentos por pintura epóxi de

elevada espessura, a aplicação de revestimentos metálicos ou a introdução de sistemas de drenagem e inspeção. A manutenção preventiva assume particular importância neste tipo de estruturas, dada a dificuldade de acesso a algumas zonas internas.

Os tabuleiros modulares com vigas em caixão são frequentemente utilizados em pontes rodoviárias e ferroviárias de grande vão, viadutos com traçados curvos, travessias urbanas estaiadas ou pontes com requisitos estéticos exigentes. A sua forma fechada permite ainda soluções arquitetónicas elegantes e esbeltas, com superfícies contínuas e facilmente integráveis em contextos urbanos ou paisagísticos.

Apesar das suas vantagens, esta tipologia apresenta custos de fabrico e montagem mais elevados, bem como maiores exigências de controlo dimensional e soldadura, o que restringe a sua utilização a obras onde o desempenho estrutural e a qualidade estética justificam o investimento. Ainda assim, a combinação entre resistência, rigidez e potencial arquitetónico faz dos sistemas modulares com vigas em caixão uma solução de excelência para obras singulares e de elevado valor técnico.

2.3.4. VANTAGENS COMPARATIVAS DOS SISTEMAS MODULARES

A aplicação de sistemas modulares em pontes metálicas rodoviárias representa uma evolução significativa no domínio da engenharia estrutural, respondendo de forma eficiente às exigências atuais de celeridade construtiva, otimização de recursos, durabilidade e sustentabilidade. Os sistemas modulares distinguem-se pela conceção e fabrico de unidades estruturais padronizadas e repetitivas, que podem ser facilmente transportadas, montadas e adaptadas a diversas configurações geométricas e funcionais. Esta abordagem construtiva tem-se revelado especialmente vantajosa em contextos urbanos, zonas de difícil acesso ou obras de emergência, mas também em projetos definitivos que privilegiam a racionalização de materiais e processos.

As vantagens comparativas dos sistemas modulares face às soluções tradicionais podem ser agrupadas em diversas dimensões fundamentais, nomeadamente: eficiência construtiva, redução do consumo de materiais, controlo de qualidade e durabilidade, flexibilidade e adaptabilidade, redução do impacto ambiental e custos de manutenção.

2.3.4.1. Eficiência construtiva e rapidez de execução

Uma das principais vantagens dos sistemas modulares reside na significativa redução dos prazos de execução. A pré-fabricação em ambiente controlado permite a produção simultânea dos elementos estruturais, enquanto as obras de fundação e preparação do local decorrem em paralelo. Esta simultaneidade acelera o cronograma global do projeto.

Além disso, a montagem dos módulos em obra é geralmente simples, mecanizada e pouco dependente de condições climáticas adversas, o que aumenta a previsibilidade dos prazos e reduz os riscos associados a atrasos. Esta característica é particularmente relevante em intervenções em vias de tráfego intenso, onde a minimização do tempo de interdição da via é um fator crítico.

2.3.4.2. Redução do consumo de materiais e otimização estrutural

Os sistemas modulares são concebidos com base em princípios de racionalização geométrica e estrutural. A repetibilidade dos módulos permite o desenvolvimento de soluções otimizadas, onde as secções metálicas são dimensionadas com maior eficiência face às ações atuantes, resultando numa redução significativa do consumo de aço por metro quadrado de tabuleiro.

Esta otimização é ainda reforçada pelo uso crescente de *softwares* avançados de modelação e análise estrutural, que permitem prever com elevado rigor os estados limite de utilização e resistência. Consequentemente, os sistemas modulares não apenas reduzem o peso próprio da superestrutura, como também exigem apoios e fundações menos robustos, traduzindo-se em ganhos económicos e técnicos consideráveis.

2.3.4.3. Controlo de qualidade e aumento da durabilidade

A produção dos módulos em ambiente fabril favorece o rigor no fabrico, na soldadura, nas ligações e nos tratamentos anticorrosivos. Este controlo de qualidade mais apertado, em comparação com a construção *in situ*, contribui para a obtenção de estruturas com melhor desempenho a longo prazo.

Além disso, a padronização das peças permite a sua substituição ou manutenção de forma mais fácil e eficaz, melhorando a resiliência do sistema ao longo do tempo. A utilização de revestimentos modernos, como pinturas epóxi, galvanização ou tratamentos duplex, assegura uma maior durabilidade mesmo em ambientes agressivos.

2.3.4.4. Flexibilidade, reutilização e adaptabilidade

Os sistemas modulares oferecem elevada flexibilidade de aplicação, podendo ser ajustados a diferentes geometrias, vãos, larguras e condições topográficas. Esta adaptabilidade é especialmente útil em contextos onde as soluções tradicionais não são viáveis ou seriam demasiado complexas.

Outro fator relevante é a possibilidade de reutilização dos módulos, em particular em obras temporárias, acessos provisórios ou estruturas militares. A desmontagem e remontagem dos componentes permite prolongar a vida útil dos materiais e maximizar o seu retorno económico e ambiental.

2.3.4.5. Redução do impacto ambiental e sustentabilidade

Ao permitirem uma utilização mais racional dos materiais e a realização de componentes, os sistemas modulares contribuem para a redução da pegada ecológica das obras. A produção fabril gera resíduos e permite um melhor aproveitamento dos recursos.

A menor necessidade de transporte contínuo de materiais e a redução do tempo de permanência da obra no local também se traduzem em menor poluição sonora, visual e atmosférica, tornando os sistemas modulares uma opção mais sustentável, sobretudo em zonas urbanas ou ambientalmente sensíveis.

2.3.4.6. Redução dos custos globais e manutenção facilitada

Embora o custo inicial de fabrico dos módulos possa ser superior ao de uma solução convencional, os sistemas modulares tendem a apresentar um custo global inferior, devido à rapidez de execução, à menor mobilização de mão de obra e equipamentos e à redução das intervenções em obra.

Em termos de manutenção, a possibilidade de substituição seletiva dos módulos danificados, aliada à durabilidade resultante do controlo de fabrico, permite uma gestão mais eficiente ao longo do ciclo de vida da estrutura, com menores custos operacionais e menor necessidade de interrupção do tráfego.

2.3.4.7. Considerações finais

As vantagens comparativas dos sistemas modulares em tabuleiros metálicos rodoviários são de claras e multifacetadas, abrangendo desde a concepção e fabrico até à montagem, operação e manutenção. Estes sistemas respondem eficazmente às exigências contemporâneas da engenharia civil, nomeadamente no que diz respeito à eficiência estrutural, à sustentabilidade e à flexibilidade construtiva.

Neste contexto, a presente dissertação justifica-se pela necessidade de avaliar, com base em modelações e comparações, o comportamento estrutural e o consumo de aço associado a diferentes configurações modulares de um determinado tipo de solução. A compreensão aprofundada destas vantagens será essencial para orientar decisões de projeto mais racionais, económicas e ambientalmente responsáveis.

2.3.5. LIMITAÇÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apesar das inúmeras vantagens associadas aos sistemas modulares em pontes metálicas, especialmente no que concerne à rapidez de execução, racionalização de materiais e adaptabilidade construtiva, é fundamental reconhecer que este sistema apresenta, igualmente um conjunto de limitações e requisitos técnicos específicos que devem ser cuidadosamente analisados em sede de projeto. A compreensão destes condicionantes é essencial para garantir a segurança, durabilidade e eficiência estrutural das soluções adotadas, evitando compromissos inadequados com a qualidade ou o desempenho a longo prazo.

As limitações dos sistemas modulares podem ser agrupadas em diferentes categorias: condicionantes estruturais e funcionais, desafios construtivos e logísticos, questões de manutenção e durabilidade, e restrições normativas e de dimensionamento.

2.3.5.1. Condicionantes estruturais e funcionais

Os sistemas modulares, por natureza, baseiam-se em unidades repetitivas com geometrias e ligações padronizadas. Esta repetibilidade, embora benéfica para a produção em série e montagem rápida, pode resultar em menor flexibilidade na adaptação a configurações geométricas complexas ou a requisitos específicos de carga, ou tráfego.

Em termos estruturais, a compartimentação dos tabuleiros em módulos pode introduzir zonas de descontinuidade ou de concentração de tensões, nomeadamente nas juntas entre módulos. Estas regiões tendem a ser mais vulneráveis à fadiga, especialmente em pontes com tráfego intenso e cargas dinâmicas elevadas. Assim, sendo a avaliação adequada destas zonas exige uma modelação rigorosa e detalhada, que por vezes ultrapassa os métodos simplificados usados em projetos convencionais.

Além disso, os sistemas modulares apresentam por vezes uma menor rigidez global, sobretudo se forem mal confinados ou se houver folgas excessivas nas ligações. Isso pode comprometer o comportamento dinâmico da ponte e o conforto dos utilizadores, exigindo uma calibração precisa dos apoios, juntas de dilatação e elementos de travamento lateral.

2.3.5.2. Desafios construtivos e logísticos

Embora a montagem em obra dos módulos seja geralmente rápida, o transporte e a elevação de peças volumosas e pesadas podem ser um desafio logístico significativo, especialmente em locais de difícil acesso ou com restrições urbanas. O planeamento detalhado do sistema de fornecimento, bem como a

disponibilidade de meios de elevação adequados, é fundamental para evitar atrasos e riscos durante a instalação.

Outra limitação relevante é a necessidade de elevada precisão na execução das peças em fábrica. Pequenas variações dimensionais podem resultar em desalinhamentos nas ligações ou dificuldades de acoplamento, comprometendo a integridade do conjunto. Este aspeto exige um controlo de qualidade rigoroso, tanto na fase de fabrico como durante o transporte e montagem.

Em obras de substituição ou reabilitação de pontes existentes, a adaptação dos módulos aos apoios e infraestruturas pré-existentes pode exigir soluções de transição ou reforços localizados, o que aumenta a complexidade do projeto e pode limitar os ganhos económicos inicialmente previstos.

2.3.5.3. Manutenção, inspeção e durabilidade

Os sistemas modulares metálicos, sendo compostos maioritariamente por elementos soldados ou aparafusados, estão particularmente sujeitos a fenómenos de fadiga e degradação induzida por vibrações ou ciclos térmicos. Assim, as zonas de ligação devem ser cuidadosamente inspecionadas e mantidas ao longo da vida útil da ponte.

A durabilidade do sistema depende diretamente da qualidade da proteção anticorrosiva aplicada aos módulos metálicos. Em ambientes agressivos (marítimos, urbanos com poluição atmosférica ou zonas de salinização no inverno), a manutenção preventiva das camadas protetoras é fundamenta. A eventual substituição de módulos danificados requer procedimentos específicos, o que nem sempre é viável sem interrupção parcial do tráfego.

Adicionalmente, a compartimentação modular pode dificultar a inspeção interna de alguns elementos estruturais, sobretudo se não forem previstos acessos adequados no projeto. Este aspeto pode traduzir-se em maiores custos de manutenção a médio e longo prazo.

2.3.5.4. Limitações normativas e de dimensionamento

O dimensionamento de tabuleiros metálicos modulares obriga ao cumprimento rigoroso das normas estruturais aplicáveis, como o Eurocódigo 3 (EN 1993) e a norma americana AASHTO LRFD. No entanto, estas normas foram, em muitos casos, concebidas para estruturas monolíticas ou com ligações convencionais, pelo que a sua aplicação a soluções modulares nem sempre é direta.

Surgem, por vezes, lacunas ou ambiguidade nas prescrições normativas relativamente à verificação de elementos modulares sujeitos a ações combinadas, à avaliação da resistência à fadiga em juntas múltiplas, ou à consideração dos efeitos de montagem e transporte. Esta limitação exige uma interpretação criteriosa dos regulamentos ou, em alternativa, a aplicação de métodos numéricos avançados (elementos finitos), o que pode aumentar o tempo e os custos de projeto.

Por outro lado, o recurso à padronização e ao uso de perfis tabelados limita a liberdade do projetista em adaptar a estrutura às solicitações específicas ao local, podendo, em alguns casos, conduzir a um ligeiro subdimensionamento de componentes e, por conseguinte, a um consumo de aço superior ao estritamente necessário.

2.3.5.5. Considerações finais

Embora os sistemas modulares em tabuleiros metálicos ofereçam uma série de vantagens operacionais e económicas, o seu uso eficiente requer a consideração atenta de conjunto de limitações técnicas e construtivas. O sucesso de aplicação modular depende, em larga medida, de um projeto bem fundamentado, da escolha criteriosa dos materiais e ligações, de uma modelação estrutural precisa e de um rigoroso controlo de qualidade em todas as fases do processo construtivo.

No contexto do presente estudo, que se foca na avaliação do consumo de aço em tabuleiros metálicos modulares, estas limitações serão consideradas como parte integrante do processo de análise comparativa, visando identificar as soluções mais eficientes e sustentáveis dentro dos parâmetros normativos e funcionais estabelecidos.

2.3.6. IMPACTO DA MODULARIDADE NO CONSUMO DE AÇO

A adoção de sistemas modulares em tabuleiros metálicos tem vindo a ganhar destaque no âmbito da engenharia de pontes, sobretudo pela sua eficiência construtiva e capacidade de adaptação a diferentes contextos geográficos e logísticos. Contudo, a escolha por soluções modulares deve ser cuidadosamente analisada à luz do seu impacto direto no consumo de materiais, nomeadamente do aço estrutural, cuja quantidade influencia não só o custo da obra, mas também fatores como a sustentabilidade, a logística de montagem e a manutenção futura.

A modularidade introduz especificidades no processo de conceção e dimensionamento estrutural que influenciam tanto a distribuição das massas quanto a otimização dos elementos resistentes. Neste sentido, este subcapítulo tem como objetivos expressar, de forma crítica, o impacto da modularidade no consumo de aço em pontes rodoviárias, explorando as causas, vantagens e desafios associados a esta abordagem.

2.3.6.1. Modularidade e repetição de elementos

Uma das características centrais dos sistemas modulares é a repetição de unidades estruturais idênticas ou semelhantes, o que permite uma abordagem racional e padronizada na produção e montagem. Esta repetição contribui para a uniformização do dimensionamento, conduzindo frequentemente ao uso de perfis padrão ou de secções ligeiramente subdimensionadas para garantir a compatibilidade entre módulos.

Embora esta padronização facilite a produção em série e reduza os custos de fabrico, pode resultar num aumento pontual do consumo de aço, uma vez que os elementos são dimensionados para condições críticas generalizadas e não para solicitações específicas de cada zona da estrutura. Em oposição às soluções convencionais, onde o projeto pode ser otimizado ponto a ponto, os sistemas modulares privilegiam a versatilidade e a simplicidade em detrimento da otimização local, o que pode levar a um ligeiro excedente de material.

2.3.6.2. Condicionantes das ligações modulares

As ligações entre módulos, sejam elas aparafusadas, soldadas ou mistas, desempenham um papel fundamental determinante na segurança e desempenho do sistema. Para garantir a integridade estrutural, estas zonas de conexão exigem reforços locais, chapas de ligação, sobreposições ou duplicações de elementos, que inevitavelmente aumentam o consumo de aço por metro linear de tabuleiro.

Adicionalmente, o dimensionamento das ligações modulares exige frequentemente que se incorporem margens de segurança adicionais, nomeadamente para efeitos de tolerância de fabrico, transporte e montagem, o que reforça o uso de secções mais robustas. Estas soluções, embora necessárias do ponto de vista construtivo, tendem a penalizar a quantidade total de aço utilizado quando comparadas a estruturas monolíticas otimizadas.

2.3.6.3. Efeitos da pré-fabricação e transporte

A modularidade está intimamente ligada à pré-fabricação dos elementos estruturais. Neste contexto, o transporte e manuseamento das unidades impõem limitações geométricas (dimensões máximas e peso admissível) que influenciam diretamente o seu dimensionamento. Para assegurar a integridade dos módulos durante o transporte, sujeito a esforços de vibração, torção e flexão, é comum recorrer ao esforço temporário ou ao subdimensionamento de secções, o que pode resultar num aumento não negligenciável do volume de aço.

No entanto, esta penalização inicial pode ser compensada por ganhos relevantes na fase de montagem, uma vez que a redução do tempo em obra e a menor necessidade de equipamentos pesados contribuem para a racionalização global do processo construtivo.

2.3.6.4. Otimização com auxílio da modelação numérica

O uso de ferramentas avançadas de modelação computacional tem vindo a mitigar algumas das limitações anteriores descritas. Através de simulações precisas do comportamento estrutural dos módulos e das suas ligações, é possível identificar zonas críticas, redistribuir esforços e ajustar de forma mais eficiente, promovendo uma redução significativa do consumo de aço sem comprometer a segurança ou a durabilidade.

Além disso, os *softwares* de cálculo permitem avaliar com maior rigor os estados limite últimos e de serviço, bem como os efeitos das ações dinâmicas e ambientais, proporcionando dados essenciais para a seleção dos materiais e para a otimização do projeto modular.

2.3.6.5. Comparação com soluções não modulares

Em comparação com tabuleiros metálicos convencionais, monolíticos ou construídos em continuidade in situ, os sistemas modulares apresentam, em geral, um consumo de aço ligeiramente superior por metro quadrado, especialmente quando não são plenamente otimizados. Contudo, este acréscimo tende a ser compensado por outras vantagens operacionais: menor tempo de execução, redução dos custos indiretos, menor interferência com o tráfego, possibilidade de reutilização ou expansão futura e maior previsibilidade no controlo de qualidade.

Importa ainda referir que, em situações de obras temporárias, emergenciais ou em locais com acessibilidade reduzida, a modularidade representa uma solução extremamente vantajosa, mesmo com maior consumo de aço, dado que a rapidez e facilidade de montagem tornam-se critérios preponderantes na tomada de decisão.

2.3.7. CASOS DE ESTUDO E APLICAÇÕES RELEVANTES

A análise de casos de estudo e de aplicações reais constitui um instrumento fundamental para a validação de conceitos teóricos e para a compreensão do desempenho estrutural e construtivo dos tabuleiros metálicos modulares. A observação de projetos já executados permite não só aferir o impacto da modularidade no consumo de aço, mas também identificar os desafios técnicos enfrentados e as soluções adotadas para garantir eficiência, durabilidade e sustentabilidade.

2.3.7.1. Ponte Bailey – O modelo modular pioneiro

Um dos exemplos mais paradigmáticos da aplicação de sistemas modulares metálicos é a ponte Bailey, desenvolvida durante a Segunda Guerra Mundial pelo engenheiro britânico Donald Bailey. Este sistema revolucionário foi concebido com base em painéis metálicos modulares, leves e facilmente transportáveis, que podiam ser montados manualmente sem recurso a maquinaria pesada. A ponte Bailey destaca-se pela sua robustez, versatilidade e capacidade de ser reutilizada em múltiplas localizações.



Fig. 2.9 - Montagem de uma Ponte Bailey em situação de guerra

Apesar de ser uma solução inicialmente pesada para contextos militares e emergenciais, a ponte Bailey encontrou aplicação em contextos civis sobretudo em situações de obras provisórias, reconstruções rápidas e zonas de difícil acesso. No que diz respeito ao consumo de aço, trata-se de um sistema bastante intensivo em termos de material, devido à necessidade de assegurar segurança estrutural com margens de tolerância elevadas, em especial quando sujeitas a cargas dinâmicas em ambientes de guerra. No entanto, o seu valor histórico e pedagógico continua a ser de extrema relevância para a engenharia modular contemporânea.

Do ponto de vista técnico, o sistema baseia-se na repetição de painéis treliçados de aço galvanizado, que podem ser dispostos em configurações simples ou múltiplas, simples, dupla ou tripla, conforme as exigências de carga e de vão. A estrutura é geralmente apoiada em estribos provisórios, podendo incorporar elementos como rampas de acesso, contraventamentos e reforços longitudinais. A

modularidade do sistema permite adaptações in situ e facilita a sua aplicação em terrenos com geometrias irregulares, bem como em situações de acesso condicionado.

Além disso, a ponte Bailey tornou-se um marco no desenvolvimento de soluções pré-fabricadas, inspirando gerações de engenheiros na concepção de infraestruturas com montagem acelerada e manutenção simplificada. A sua longevidade e disseminação internacional, com adaptações e versões em diversos países, atestam a eficácia do conceito. Atualmente, permanece como referência em cursos de engenharia civil e militar, sendo frequentemente utilizada em exercícios de formação e em intervenções de emergência humanitária. A ponte Bailey representa, assim, uma síntese notável entre simplicidade construtiva e desempenho estrutural, reafirmando a importância dos sistemas modulares na resposta a necessidades críticas de mobilidade e reconstrução.

2.3.7.2. Desenvolvimentos das Pontes Bailey

Após a Segunda Guerra Mundial, o conceito da ponte Bailey continuou a evoluir, passando de uma solução essencialmente militar para uma infraestrutura amplamente utilizada em contextos civis. O sucesso do sistema original, baseado na modularidade, leveza e facilidade de montagem, levou à sua adoção por organismos de engenharia civil e departamentos de obras públicas em diversos países, que viram no sistema uma resposta eficaz às necessidades de reconstrução e de acessos temporários em zonas devastadas pelo conflito.

Durante as décadas de 1950 e 1960, o sistema Bailey começou a ser aperfeiçoado estruturalmente, com o objetivo de aumentar a sua capacidade de carga, durabilidade e adaptabilidade a diferentes condições de serviço. Foram introduzidas melhorias nos materiais, substituindo o aço original por aços estruturais de maior resistência e melhor comportamento à fadiga, e começaram a ser aplicados tratamentos anticorrosivos, como galvanização a quente ou sistemas de pintura de elevada durabilidade.

Paralelamente, surgiram novos métodos de ligação e sistemas de reforço, que permitiram ampliar o vão máximo e o peso suportado. O sistema original de montagem em “painéis simples” evoluiu para configurações mais robustas, como as montagens “double-single”, “double-double” e “triple-triple”, que combinavam múltiplos painéis em altura e largura, conferindo à estrutura maior rigidez e capacidade resistente. Estes desenvolvimentos tornaram as pontes Bailey adequadas não apenas a passagens pedonais ou de veículos ligeiros, mas também a tráfego pesado e a obras permanentes de pequena e média dimensão.

Nos anos 1970 e 1980, as empresas Mabey & Johnson (Reino Unido) e Acrow Corporation (EUA) modernizaram significativamente o conceito, desenvolvendo versões como a Mabey Compact 200, a Mabey Universal Bridge e a Acrow 700XS. Estes sistemas mantinham a filosofia modular da Bailey original, mas com painéis mais leves, ligações aparafusadas de elevada resistência, sistemas de pré-lançamento otimizados e componentes galvanizados para maior durabilidade. Introduziu-se também o pré-esforço local em elementos-chave, bem como pinos e parafusos de precisão, que reduziram folgas e aumentaram o desempenho global.

Com a industrialização da construção, as pontes Bailey e suas derivações passaram a ser fabricadas em larga escala e normalizadas internacionalmente, tornando-se parte integrante dos catálogos de pontes modulares metálicas. A sua utilização expandiu-se para infraestruturas civis permanentes, acessos industriais, pontes de emergência, obras de substituição rápida e intervenções humanitárias, sobretudo em regiões remotas ou afetadas por catástrofes naturais.

Mais recentemente, a evolução tecnológica permitiu o desenvolvimento de versões híbridas e sistemas mistos aço-betão, baseados nos princípios Bailey, mas adaptados a normas de dimensionamento atuais,

como o Eurocódigo 3 (EN 1993) e o Eurocódigo 4 (EN 1994). Estas novas gerações integram materiais de alto desempenho, elementos modulares pré-fabricados com elevada precisão e métodos de montagem mecanizados, reduzindo significativamente o tempo de execução e o custo de manutenção.

Em síntese, os desenvolvimentos posteriores à Segunda Guerra Mundial transformaram a ponte Bailey de uma solução militar de emergência num sistema de engenharia modular universal, com aplicações permanentes e temporárias. O conceito original, baseado na repetição de elementos simples e facilmente manuseáveis, permanece como referência no projeto de pontes modulares contemporâneas, influenciando diretamente sistemas atuais de pontes portáteis, tabuleiros metálicos padronizados e estruturas pré-fabricadas de montagem rápida.

2.3.7.3. Pontes modulares em cenários de emergência e reconstrução

Diversos países, nomeadamente os Estados Unidos, o Reino Unido, o Brasil e o Japão, tem vindo a aplicar soluções modulares metálicas em contextos de emergência, como desastres naturais (inundações, terremotos, deslizamentos de terras, ...), onde a rapidez na reconstrução da infraestrutura viária é crítica. Nesses cenários, sistemas como o Acrow 700 XS ou o Compact 200 têm sido amplamente utilizados.



Fig. 2.10 - Montagem de uma Ponte Acrow (ViaCon)

Estes sistemas são constituídos por módulos pré-fabricados de aço galvanizado, com elevada resistência mecânica e elevada durabilidade em ambientes agressivos. A sua modularidade permite configurar vãos e larguras variáveis, adaptando-se a diferentes topografias e condições geotécnicas. Apesar do consumo de aço por metro quadrado ser geralmente superior ao de pontes construídas in situ a sua durabilidade, facilidade de transporte e rapidez de instalação justificam a escolha, sobretudo quando comparadas com o impacto económico e social da interrupção prolongada das vias de comunicação.

2.3.7.4. Aplicações urbanas: eficiência e estética

Em zonas urbanas de elevada densidade populacional, onde os constrangimentos logísticos e os tempos de execução são limitados, as pontes modulares metálicas assumem-se como soluções particularmente eficazes. Um exemplo representativo é a instalação de tabuleiros modulares em viadutos urbanos na cidade de Tóquio, onde o tempo de interdição das vias é minimizado graças à pré-fabricação em fábrica e à montagem noturna dos módulos.

Nestes contextos, verifica-se uma crescente preocupação com o equilíbrio entre eficiência estrutural e integração arquitetónicas. A modulação das peças permite incorporar revestimentos exteriores, elementos acústicos e infraestruturas associadas (iluminação, redes técnicas), sem comprometer a integridade estrutural. O consumo de aço, neste caso, tende a ser otimizável, uma vez que os projetos são frequentemente acompanhados de modelações avançadas e análises paramétricas que permitem ajustar espessuras e perfis ao mínimo necessário.

2.3.7.5. Pontes modulares em regiões remotas e com acesso limitado

Em zonas de difícil acesso, como regiões montanhosas, florestais ou rurais isoladas, a escolha por sistemas modulares metálicos é particularmente vantajosa. A possibilidade de transportar os módulos por via aérea ou em veículos ligeiros e de realizar a montagem com recursos técnicos limitados é um fator decisivo nestes casos.

Um exemplo notável é o conjunto de pontes metálicas modulares implantadas em zonas remotas da América do Sul e do Sudeste Asiático, em projetos promovidos por organizações de cooperação internacional. A configuração dos módulos foi estudada de forma a garantir leveza e elevada resistência, recorrendo a perfis tubulares e chapas de aço de alta resistência (ex.: S355 e S460). Nestes casos, a modularidade representa uma solução de equilíbrio entre resistência e consumo racional de aço, considerando as limitações e a necessidade de baixo custo de manutenção.

2.3.7.6. Projetos de investigação e simulação numérica

No meio académico e científico, diversos estudos têm sido realizados com o objetivo de simular o comportamento estrutural de pontes metálicas e avaliar o impacto de diferentes tipologias sobre o consumo de aço. Estudos desenvolvidos em universidades técnicas da Europa e América do Norte têm revelado que, com recurso a técnicas de otimização estrutural, é possível reduzir o consumo de aço em 15% em comparação com projetos modulares convencionais, sem comprometer a segurança ou a durabilidade.

Adicionalmente, projetos-piloto realizados em ambiente de laboratório têm validado a eficácia de soluções híbridas, combinando elementos metálicos modulares com componentes em betão pré-fabricado, aumentando a rigidez e flexão e otimizando a distribuição dos esforços. Estas investigações constituem uma base científica essencial para a evolução dos sistemas modulares e para a redução progressiva da pegada ecológica associada ao consumo de aço.

3

NORMAS E CRITÉRIOS DE PROJETO

3.1. ENQUADRAMENTO GERAL DAS NORMAS ESTRUTURAIS

3.1.1. IMPORTÂNCIA DAS NORMAS DE PROJETO ESTRUTURAL

O papel das normas estruturais na engenharia civil é fulcral, assumindo-se como uma base técnica e normativa essencial para o desenvolvimento de projetos seguros, fiáveis e sustentáveis. Estas normas definem os critérios mínimos que devem ser cumpridos para garantir que uma estrutura responda adequadamente às solicitações que será submetida ao longo da sua vida útil. No caso das pontes rodoviárias, sendo infraestruturas críticas no sistema de transporte de qualquer país, este papel ganha ainda maior relevância.

A definição precisa de cargas de tráfego, combinações de ações, critérios de verificação da segurança e limites de deformação e vibração permite um controlo rigoroso da qualidade e segurança estrutural. Simultaneamente, a aplicação sistemática de normas uniformizadas promove a coerência entre diferentes projetos, facilita a fiscalização técnica e assegura a comparabilidade de desempenho entre distintas soluções estruturais.

Além disso, as normas promovem a inovação com segurança, uma vez que estabelecem margens de atuação suficientemente claras para que novas tecnologias e materiais possam ser integrados de forma controlada no processo de projeto, desde que respeitem os princípios fundamentais da engenharia estrutural.

Neste sentido, no presente capítulo pretende-se apresentar alguns aspetos relevantes do comportamento diferido típicos de estruturas de betão pré-esforçado mostrando as considerações mais relevantes das normas europeias relativos à fluência e retração do betão.

3.1.2. OBJETIVOS DAS NORMAS NO PROJETO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

No caso das estruturas metálicas, as normas estruturais visam assegurar que os elementos, muitas vezes altamente solicitados, possuam resistência adequada à flexão, ao esforço axial, à instabilidade global e local, e à fadiga. Para além disso, é crucial garantir a correta ligação entre os diversos elementos, através de ligações aparafusadas ou soldadas, cuja verificação também se encontra normativamente regulada.

Parte dos objetivos das normas visam garantir a robustez da estrutura, ou seja, a sua capacidade de resistir a eventos extremos e de evitar colapsos progressivos, assegurar a economia de projeto, promovendo uma utilização eficiente dos materiais, especialmente relevante em estruturas com elevado

volume de aço, como os tabuleiros metálicos, e ainda fortalecer a sustentabilidade, ao incorporar critérios de durabilidade, facilidade de manutenção e adaptabilidade ao longo do ciclo de vida da ponte.

O cumprimento das normas constitui, assim, um compromisso entre segurança, desempenho estrutural, viabilidade económica e preservação ambiental, princípios indispensáveis numa perspetiva de engenharia moderna e responsável.

3.1.3. EVOLUÇÃO DAS ABORDAGENS NORMATIVAS

Historicamente, os métodos de dimensionamento estrutural evoluíram significativamente ao longo do tempo. Inicialmente, o método das tensões admissíveis foi a abordagem dominante. Embora tenha sido eficaz durante várias décadas, este método apresenta limitações importantes, nomeadamente a incapacidade de refletir o comportamento não linear dos materiais e de considerar adequadamente fenómenos de instabilidade e colapso.

O surgimento do método dos fatores de carga permitiu uma abordagem mais realista, atribuindo diferentes coeficientes de segurança a cargas permanentes e variáveis, reconhecendo o risco diferencial associado a cada uma. Contudo, foi apenas com o método dos estados limites, consolidado a partir da década de 1980, que se alcançou uma formulação robusta e estatisticamente fundamentada, baseada na fiabilidade estrutural.

Este método que constitui hoje a base dos Eurocódigos europeus e da norma AASHTO LRFD nos Estados Unidos, permitiu a uniformização de critérios técnicos e uma maior flexibilidade de aplicação, enquanto introduz rigor científico na calibração dos fatores de segurança. As normas atuais não são, assim, apenas manuais de boas práticas, mas sim ferramentas baseadas em conhecimento estatístico, probabilístico e experimental.

3.2. NORMA AASHTO LRFD

3.2.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO E INSTITUCIONAL

A norma AASHTO LRFD (Load and Resistance Factor Design) foi introduzida oficialmente em 1994 pela American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), entidade norte-americana que elabora e publica normas técnicas para o projeto de construção e infraestruturas de transporte. Esta norma emergiu da necessidade de atualizar os métodos das tensões tradicionais de dimensionamento, baseados em abordagens empíricas ou no método das tensões admissíveis, e de integrar os avanços científicos da engenharia estrutural, nomeadamente os desenvolvimentos no domínio da fiabilidade estrutural.

A adoção do método dos estados limites com fatores de carga e resistência calibrados (LRFD) constituiu uma mudança de paradigma na engenharia de pontes nos Estados Unidos, permitindo uma abordagem mais rigorosa, probabilisticamente fundamentada e orientada para a segurança estrutural ao longo da vida útil. Desde a sua publicação, a AASHTO LRFD tem sofrido múltiplas revisões e atualizações, refletindo a evolução técnica, o progresso computacional e a experiência acumulada com estruturas em serviço.

3.2.2. ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DA NORMA

A norma AASHTO LRFD está organizada em diversos capítulos que cobrem todas as fases do projeto estrutural de pontes rodoviárias, desde a definição de ações até à verificação de cada componente estrutural. De forma sintética, a estrutura da norma inclui:

- Parte 1 – Fundamentos: define os princípios gerais, os objetivos de desempenho e os critérios de segurança baseados na teoria da fiabilidade.
- Parte 2 – Cargas e combinações de ações: descreve as cargas permanentes, cargas móveis (tráfego), ações térmicas, sismos, vento, entre outras, bem como as combinações normativas para a verificação dos estados limites.
- Parte 3 – Análises e modelação estrutural: especifica os métodos de análise admitidos como a análise linear elástica, análise de segunda ordem e métodos plásticos.
- Parte 4 a 8 – Materiais e Elementos: dedica ao projeto com aço, betão, madeira, estrutura mistas, fundações e componentes especiais.
- Parte 9 – Verificações específicas: como fadiga, fraturas, durabilidade e critérios de serviço.

Esta organização permite uma aplicação modular e adaptada a diferentes tipos de estruturas e tipologias de tabuleiros, incluindo os metálicos, que são diretamente tratados na secção referente a estruturas de aço.

3.2.3. PRINCÍPIOS FUNDAMENTAIS DO MÉTODO LRFD

O método LRFD baseia-se na verificação da condição de segurança estrutural através da seguinte desigualdade:

$$\sum (\gamma_i \times E_i) \leq \phi \times R_n$$

Onde:

- γ_i representa os fatores parciais aplicados às diferentes ações E_i
- ϕ é o fator de resistência aplicado à capacidade nominal da estrutura R_n

Este método diferencia-se por:

- Incorpora a variabilidade estatística das ações e das propriedades dos materiais
- Estabelece margens de segurança calibradas com base em análises de fiabilidade;
- Permitir um dimensionamento mais racional e equilibrado entre segurança e eficiência económica;
- Ser aplicável de forma consistente a todos os elementos da ponte, desde os tabuleiros até aos apoios e fundações.

A norma AASHTO LRFD promove, portanto, uma abordagem uniforme para todas as fases do projeto estrutural, tornando-se particularmente eficaz na avaliação do consumo otimizado de aço, ao evitar redundâncias estruturais e ao promover a racionalização das secções metálicas.

3.2.4. APLICAÇÃO ESPECÍFICA AO PROJETO DE TABULEIROS METÁLICOS

No que diz respeito aos tabuleiros metálicos de pontes rodoviárias, a AASHTO LRFD fornece orientações detalhadas para:

- Dimensionamento de vigas longitudinais e transversais: incluindo verificação de flexão, corte, torção e encurvadura.
- Utilização de secções abertas (I, H, caixão) ou mistas (aço-betão), com critérios específicos para cada caso.
- Considerações de fadiga: através de categorias de detalhe e curvas S-N calibradas para prever a vida útil sob ações repetidas.
- Ligações metálicas: com requisitos para parafusos de alta resistência, soldaduras longitudinais e dispositivos de ancoragem.
- Definição das combinações de carga mais gravosas, especialmente no contexto de tráfego pesado ou cargas excepcionais.

Ao utilizar esta norma, é possível simular e comparar diferentes configurações de tabuleiros metálicos, permitindo aferir quais soluções apresentam maior eficiência estrutural e menor consumo de aço, sem comprometer os critérios de segurança.

3.2.5. VANTAGENS E LIMITAÇÕES DA NORMA

A adoção da norma AASHTO LRFD apresenta inúmeras vantagens das quais a consistência metodológica entre diferentes projetos e estados, a elevada fiabilidade na previsão do desempenho estrutural, a facilidade de integração com ferramentas de cálculo numérico e *software* de modelação, a promoção de durabilidade e fiabilidade a longo prazo, entre outras. No entanto, importa reconhecer que a mesma contém algumas limitações das quais o foco no contexto norte-americano pode exigir adaptações no caso de projetos fora dos EUA, a terminologia e alguns critérios podem divergir das normas europeias, exigindo estudo comparativo cuidadoso, além disso, a complexidade e extensão da norma requerem formação adequada para a sua aplicação eficaz.

Apesar de tudo, a norma AASHTO LRFD continua a ser uma das mais avançadas e completas do mundo no domínio das pontes rodoviárias, sendo frequentemente usada como referência internacional e base comparativa em estudos técnicos e científicos, como o que se propõe nesta dissertação.

3.3. EUROCÓDIGO 3

3.3.1. INTRODUÇÃO AO CONJUNTO DOS EUROCÓDIGOS

O Eurocódigo 3 (EN 1993) integra um conjunto de normas estruturais europeias designadas coletivamente por Eurocódigos, desenvolvidas pelo Comité Europeu de Normalização (CEN). Estes documentos técnicos foram concebidos com o objetivo de unificar os critérios de projeto estrutural nos países membros da União Europeia, promovendo a livre circulação de produtos e profissionais no setor da construção civil.

Os Eurocódigos abrangem todas as áreas da engenharia estrutural (ações, betão, aço, madeira, fundações, etc.) sendo o Eurocódigo 3 (EN1993) o documento de referência para o projeto de estruturas metálicas. A sua adoção tem vindo a ser generalizada nos países europeus, substituindo progressivamente as normas nacionais, nomeadamente o antigo Regulamento de Estruturas de Aço (RSA) em Portugal.

3.3.2. ESTRUTURAS E PARTES RELEVANTES DO EN 1993

O Eurocódigo 3 é constituído por várias partes especializadas que abrangem diferentes domínios de aplicação. Entre estas, destacam-se:

- EN 1993-1-1 – Regras Gerais e Regras para Edifícios: fornece os princípios básicos para o dimensionamento de elementos metálicos, em geral.
- EN 1993-1-5 – Placas submetidas a Esforços Normais e de Corte: importante para o dimensionamento de chapas e almas de vigas.
- EN 1993-1-8 – Ligações: abrange critérios para parafusos, soldaduras e ligações aparafusadas ou soldadas.
- EN 1993-2 – Pontes Metálicas: constitui a parte dedicada especificamente o projeto de pontes rodoviárias e ferroviárias em aço.

A parte EN-1993-2 assume particular importância nesta dissertação, pois apresenta critérios específicos para o dimensionamento de tabuleiros metálicos, considerando as exigências associadas a tráfego rodoviário intenso, fadiga, impactos e variações térmicas.

Além disso, a norma trabalha em conjunto com o EN 1991 (Eurocódigo 1) para a definição de ações e combinações, e com o EN 1990 para a filosofia geral de projeto (segurança estrutural, fiabilidade, estados limites e fatores parciais).

3.3.3. FILOSOFIA DE PROJETO E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

O Eurocódigo 3 segue a filosofia dos estados limites, que se dividem em:

- Estados Limite Últimos (ELU): relacionados com a segurança estrutural (colapso, instabilidade, plastificação).
- Estados Limite de Serviço (ELS): associados à utilização e conforto (deformações excessivas, vibrações, fissuração).

O dimensionamento é realizado com base na inequação:

$$\sum (\gamma_F \times F_d) \leq \phi \times R_d$$

Onde:

- γ_F são os fatores parciais de segurança das ações;
- F_d são as ações de projeto;
- R_d é a resistência de cálculo, obtida a partir da resistência característica dos materiais dividida por um fator parcial γ_M .

Este método permite uma análise fiável e coerente, adaptando-se aos diferentes cenários de carregamento, propriedades dos materiais e exigências de desempenho. A norma também considera a classe da secção transversal (1 a 4), fator determinante para a utilização da resistência plástica ou elástica no dimensionamento.

3.3.4. APLICAÇÃO ESPECÍFICA AO PROJETO DE TABULEIROS METÁLICOS

A norma EN 1993-2 apresenta requisitos detalhados para o projeto de tabuleiros metálicos de pontes rodoviárias, abordando:

- Dimensionamento de vigas principais e transversais, considerando flexão, esforço transversal, torção e estabilidade lateral.
- Critérios de verificação de chapas finas, como almas ou tampas, especialmente relevantes no contexto de secções mistas ou caixões.
- Verificação à fadiga, com base em categorias de detalhe e curvas S-N, adaptadas às realidades europeias de tráfego.
- Definição de ações móveis com base no Eurocódigo 1, incluindo combinações de tráfego LM1, LM2, LM3 e LM4.
- Tratamento das ligações metálicas com orientações específicas para ligações soldadas e aparafusadas em ambiente rodoviário.

A norma também permite a utilização de secções normalizadas, como perfis I, H ou caixões metálicos, promovendo a uniformização de secções estruturais e contribuindo para uma abordagem mais racional no consumo de aço, especialmente relevante para os objetivos desta dissertação.

3.3.5. CONSIDERAÇÕES SOBRE DURABILIDADE, FADIGA E EXECUÇÃO

O Eurocódigo 3 dedica atenção significativa à durabilidade das estruturas metálicas, especialmente em ambientes agressivos como os das infraestruturas rodoviárias. Neste contexto, são abordadas:

- Proteções anticorrosivas (pinturas, galvanização, sistemas duplos, ...);
- Acessibilidade para inspeção e manutenção;
- Fadiga por tráfego cíclico, particularmente importante em elementos de tabuleiros sujeitos a ações móveis repetitivas.

Além disso, a norma define tolerância de fabrico e critérios de execução que garantem a qualidade estrutural e segurança a longo prazo, promovendo uma abordagem integral ao projeto de pontes metálicas.

3.4. COMPARAÇÃO ENTRE AASHTO LRFD E EUROCÓDIGO 3

A comparação entre as normas AASHTO LRFD (Estados Unidos) e o Eurocódigo (Europa) permite evidenciar diferenças metodológicas, filosóficas e práticas no projeto de pontes metálicas, especialmente no que se refere ao dimensionamento de tabuleiros. Esta análise comparativa é essencial para contextualizar os critérios utilizados nas modelações estruturais desenvolvidas no âmbito desta dissertação, bem como para compreender o seu impacto no consumo de aço.

3.4.1. DIFERENÇAS FILOSÓFICAS E ESTRUTURAIS ENTRE OS CÓDIGOS

A AASHTO LRFD e o Eurocódigo 3 (EN 1993-2) partilham uma base comum centrada na metodologia dos estados limites, mas divergem em diversos aspetos fundamentais:

- Origem normativa: A norma AASHTO LRFD é predominantemente orientada para o contexto norte-americano, com base em práticas consolidadas pela Federal Highway Administration (FHWA) e universidades americanas. Já o Eurocódigo 3 resulta de uma harmonização técnica a nível europeu, promovida pelo CEN, integrando diferentes tradições de engenharia do continente.
- Abordagem às ações: AASHTO define categorias específicas de carga, com fatores próprios e diferentes sistemas de combinação. O Eurocódigo baseia-se no EN 1991 (ações) e no EN 1990 (princípios de projeto), com maior ênfase em separação entre ações permanentes, variáveis, acidentais e sísmicas.
- Filosofia de fiabilidade: Embora ambas as normas usem fatores parciais, o AASHTO LRFD introduz a ideia de “reliability index” como parâmetro estatístico direto, enquanto o Eurocódigo adota uma filosofia mais estratificada com fatores definidos por ensaios experimentais e prática histórica.

Estas diferenças, entre outras, influenciam o processo de dimensionamento, levando a variações no dimensionamento final e, consequentemente, no consumo de aço.

3.4.2. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE PERFIS E LIGAÇÕES

Nos critérios de dimensionamento de elementos estruturais, observa-se:

- Verificação de estados limites últimos:
 - O Eurocódigo classifica secções segundo quatro classes, permitindo ou não a plastificação, e distingue claramente entre resistência plástica e elástica.
 - AASHTO LRFD utiliza limites de escoamento e resistência baseados em “nominal strength” com fatores de redução, sem recurso a classificação de secções com o mesmo grau de detalhe.
- Estabilidade e encurvadura:
 - O Eurocódigo oferece uma abordagem modular, com curvas de encurvadura, coeficientes de correção e comprimentos eficazes.
 - O AASHTO LRFD aplica métodos empíricos baseados em testes padronizados e curvas de resistência simplificadas.
- Ligações:
 - No Eurocódigo as ligações são tratadas com maior pormenorização na EN 1993-1-8, incluindo análises de resistência, rigidez e ductilidade.

- A AASHTO LRFD trata as ligações com métodos mais padronizados, com base em requisitos mínimos de resistência e considerações de fadiga.

Estas abordagens distintas resultam em variações no dimensionamento e detalhamento de tabuleiros metálicos, refletindo-se diretamente no consumo de aço estrutural.

3.4.3. ABORDAGEM AS AÇÕES DE TRÁFEGO E COMBINAÇÕES DE CARGA

A modelação das ações móveis, particularmente do tráfego rodoviário, é um dos pontos mais distintos entre os dois regulamentos:

- AASHTO LRFD:
 - Utiliza modelos de carga veicular padronizados (Design Truck, Design Tandem, Lane Load), com aplicação sobre faixas definidas e fatores de multiplicação por faixa.
 - Introduz o conceito de “dynamic load allowance” (impacto dinâmico) e fatores de distribuição transversal, fundamentais para o projeto de tabuleiros.
- Eurocódigo 1 (EN 1991-2):
 - Define ações móveis em termos de cargas concentradas (LM1), cargas uniformes (LM2), cargas especiais (LM3), e tráfego em obras (LM4), permitindo uma grande diversidade de combinações.
 - A modelação é mais complexa, mas também mais versátil, permitindo ajustamentos segundo a categoria de estrada, intensidade de tráfego e estatísticas regionais.

Na prática, o Eurocódigo tende a resultar em modelos de carga mais exigentes e abrangentes, o que pode aumentar o dimensionamento de certos elementos, embora a abordagem mais refinada permita otimização que, em alguns casos, reduzem o consumo de aço.

3.4.4. POTENCIAIS IMPLICAÇÕES NO CONSUMO DE AÇO

A consequência prática mais relevante desta comparação prende-se com as diferenças no consumo estimado de aço:

- O Eurocódigo 3, ao permitir o uso de análise plástica, otimização de secções e verificação detalhada de instabilidade local e global, tende a promover projetos mais ajustados e eficientes, resultando, em muitos casos, num consumo de aço mais racionalizado, embora exigindo maior esforço de cálculo.
- A AASHTO LRFD, sendo mais conservadora e baseada em valores empíricos e coeficientes fixos, conduz frequentemente a soluções mais robustas, porém menos otimizadas, com maior consumo de aço por metro quadrado de tabuleiro, especialmente em estruturas com grandes vãos ou elevada variabilidade geométrica.

Estas diferenças reforçam a importância da norma de projeto como variável relevante na avaliação quantitativa do consumo de aço, justificando a abordagem comparativa adotada nesta dissertação.

3.5. CRITÉRIOS DE PROJETO RELEVANTES PARA O CONSUMO DE AÇO

A determinação do consumo de aço numa estrutura metálica depende de múltiplos fatores, que vão desde o regime de ações previsto até aos critérios normativos adotados para o dimensionamento e verificação dos elementos. Este subcapítulo tem como objetivo apresentar e discutir os principais critérios de projeto que influenciam direta ou indiretamente o consumo de aço em tabuleiros metálicos de pontes rodoviárias, servindo de base para as modelações estruturais e análises comparativas subsequentes.

3.5.1. TIPOLOGIA ESTRUTURAL E GEOMETRIA DO TABULEIRO

A configuração geométrica e o tipo estrutural do tabuleiro têm impacto direto no consumo de aço. Elementos como o vão entre apoios, a largura total do tabuleiro, a disposição e espaçamento das vigas principais, bem como o uso ou não de sistemas mistos (aço-betão), influenciam a quantidade e o tipo de perfis metálicos utilizados.

- Tabuleiros com vigas longitudinais e travessas exigem maior quantidade de aço devido à redundância estrutural, mas oferecem vantagens em termos de distribuição de cargas.
- Soluções com lajes mistas permitem uma maior eficiência estrutural, reduzindo o momento fletor nas vigas metálicas e, portanto, o seu dimensionamento.
- Tabuleiros ortotrópicos, por outro lado, embora eficientes em termos de peso, podem exigir processos de fabrico e manutenção mais complexos, o que influencia indiretamente o projeto.

A geometria influencia ainda as condições de instabilidade lateral, o comprimento de encurvadura e a necessidade de elementos de contraventamento, todos fatores com reflexo direto no volume de aço consumido.

3.5.2. AÇÕES, COMBINAÇÕES E DIAGRAMAS DE CARGA

Os tipos de intensidade das ações aplicadas à estrutura são determinantes no dimensionamento dos elementos metálicos. Entre as ações relevantes incluem-se:

- Ações permanentes (peso próprio, equipamentos fixos)
- Ações variáveis (tráfego rodoviário, vento, temperatura)
- Ações acidentais (choques, incêndios, sismos)

A norma de projeto define os coeficientes de ponderação e as combinações críticas de ações a considerar, o que pode levar a diferentes níveis de solicitação e, por conseguinte, ao dimensionamento de perfis com diferentes secções e propriedades.

A forma como estas ações são combinadas (combinações fundamentais, quase-permanentes, acidentais) influencia diretamente os momentos fletores, esforços cortantes e solicitações de compressão, elementos fundamentais no dimensionamento eficiente da estrutura e na estimativa do consumo de aço.

3.5.3. VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA E INSTABILIDADE

As verificações de resistência e estabilidade representam um dos pilares fundamentais do dimensionamento de estruturas metálicas. A forma como cada norma define os critérios de resistência de secções, verificação de ligações, e resistência global da estrutura influencia a dimensão dos perfis e a espessura dos elementos utilizados.

- Verificação de encurvadura local e global: o comprimento de encurvadura, a esbelteza dos elementos e os coeficientes de redução associados são fatores que podem impor limites ao aproveitamento da capacidade resistente dos perfis, exigindo reforços e por consequência, maior consumo de material.
- Verificação à encurvadura lateral com torção: especialmente relevante em vigas não travadas lateralmente ou em sistemas com grandes vãos, pode conduzir à necessidade de perfis mais robustos ou à introdução de sistemas auxiliares.
- Resistência das ligações: embora muitas vezes negligenciada no cálculo preliminar do consumo de aço, a necessidade de placas de ligação, parafusos de alto rendimento e soldaduras pode representar uma parcela significativa do aço total utilizado.

Assim, os critérios adotados para estas verificações determinam não apenas a segurança e funcionalidade da estrutura, mas também a sua eficiência material.

3.5.4. COEFICIENTES DE SEGURANÇA E FATORES PARCIAIS

Os coeficientes de segurança (ou fatores parciais de segurança) introduzidos pelas normas influenciam diretamente o consumo de aço, uma vez que determinam o grau de reserva resistente exigido em cada elemento estrutural.

- No Eurocódigo 3, os fatores parciais aplicam-se separadamente às ações e resistências, permitindo uma análise mais ajustada da fiabilidade do sistema, mas exigindo maior rigor na verificação.
- Na AASHTO LRFD, a abordagem baseia-se na aplicação de fatores de carga e de resistência diretamente sobre valores nominais, refletindo uma filosofia distinta de controlo da fiabilidade estrutural.

Fatores parciais mais conservadores resultam, naturalmente, em elementos mais robustos e, portanto, em maior consumo de aço. Assim, a escolha do código de projeto tem implicações diretas sobre o dimensionamento e a quantidade de material necessária.

3.5.5. ESTRATÉGIAS DE OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL

A aplicação de estratégias de otimização no projeto de estruturas metálicas pode reduzir substancialmente o consumo de aço sem comprometer a segurança ou o desempenho da ponte.

Entre as abordagens mais relevantes incluem-se:

- Utilização de secções eficientes (perfis I, perfis em caixão, perfis laminados otimizados)
- Distribuição racional das vigas (diminuindo momentos negativos e cargas concentradas)
- Travamentos eficazes (melhoria da estabilidade sem aumento excessivo de massa)
- Uso de materiais de alta resistência (aço S355 ou S460)
- Aplicação de análises não-lineares e plastificação controlada, permitindo uma melhor utilização da capacidade resistente dos materiais.

A adoção destas estratégias, em conformidade com os critérios normativos, permite desenvolver soluções mais leves e economicamente competitivas, alinhadas com os princípios da engenharia sustentável.

3.6. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Para conceber uma nova estrutura ou caracterizar uma já existente, ou em fase de projeto, é essencialmente identificar e definir com precisão o conjunto de ações a que a mesma estará sujeita durante a sua vida útil. Estas ações, que podem ser permanentes ou variáveis, devem ser consideradas em diferentes combinações representativas dos diversos cenários de carregamento possíveis. O objetivo é aplicá-las ao modelo estrutural idealizado, de forma a determinar as envolventes de esforços internos, como momentos fletores, esforços de corte e axiais, que serão fundamentais para o dimensionamento da estrutura ou para a realização das devidas verificações de segurança.

Em muitos países, os regulamentos técnicos estabelecem critérios rigorosos para a definição dessas ações e combinações, com base no conhecimento técnico acumulado, tanto local como internacional, sobre os diferentes fenómenos que afetam as estruturas. No entanto, a aplicação dessas normas não substitui a necessidade de julgamento técnico do projetista, cuja experiência é indispensável para lidar com situações particulares, exceções ou escolhas de alternativas mais adequadas a cada caso específico.

No estudo em questão, optou-se por adotar as ações e combinações previstas na norma americana AASHTO LRFD – Bridge Design Specifications, uma vez que é amplamente utilizada por fabricantes de pontes modulares, sendo, portanto, a mais representativa do contexto de análise. Esta escolha é ainda justificada pela elevada procura deste tipo de estrutura em regiões como a América Latina, onde muitas normas nacionais derivam ou baseiam-se fortemente na AASHTO.

Para regiões onde a aplicação da AASHTO não seja viável, é recomendável adaptar o projeto às normas locais, assegurando a conformidade regulamentar e a segurança estrutural. Importa referir que, embora os carregamentos e combinações tenham sido definidos com base na AASHTO, as verificações de segurança foram realizadas de acordo com o Eurocódigo 3, o qual é especialmente adequado para estruturas metálicas produzidas com materiais e perfis típicos do mercado europeu, como aqueles usados nas pontes analisadas.

As estruturas estudadas foram dimensionadas considerando as ações permanentes, como o peso próprio da estrutura e dos módulos de pavimento, bem como a ação variável da carga de tráfego rodoviário. Estas ações foram devidamente combinadas para garantir uma avaliação abrangente do comportamento estrutural em serviço, respeitando os critérios de segurança e desempenho estabelecidos pelas normas adotadas.

3.6.1. COMBINAÇÕES

Para representar adequadamente os diversos cenários de utilização a que a estrutura poderá ser submetida ao longo da sua vida útil, é necessário combinar as diferentes ações atuantes utilizando coeficientes de ponderação especificamente definidos para esse fim. Esses coeficientes, ou fatores de combinação, são calibrados com base em critérios estatísticos e refletem o grau de confiança associado à ocorrência simultânea das diversas ações, sendo esse grau de confiança traduzido pelo valor relativo atribuído a cada fator.

A verificação do comportamento estrutural é realizada com base em diferentes combinações de ações que se enquadram em quatro categorias principais estabelecida pela norma AASHTO LRFD: Strength, Service, Fatigue e Extreme Event. Cada uma destas combinações corresponde a um tipo de exigência ou condição de projeto, permitindo avaliar que a resistência última da estrutura, quer o seu desempenho sob condições normais de utilização, ciclos repetidos de carregamento ou eventos, como sismos ou colisões.

Neste estudo, tendo em vista os objetivos definidos e as características das pontes modulares em estudo, optou-se por considerar apenas as combinações Strength I e Service II, que são habitualmente as mais representativas em termos de dimensionamento estrutural e verificação em fase de exploração. No entanto, para uma visão mais abrangente e para referência futura, enumeram-se adiante todas as combinações dos tipos Strength e Service que podem ser aplicáveis no contexto do projeto e verificações de pontes modulares. Esta abordagem permite assegurar que, mesmo com a adoção de um conjunto restrito de combinações no estudo, a metodologia se mantém alinhada com os critérios normativos e adaptáveis a outras situações de projeto.

3.6.1.1. Combinação strength

As combinações do tipo Strength são fundamentais no processo de verificação de segurança estrutural, sendo utilizadas para avaliar a capacidade resistente e a estabilidade global da estrutura e dos seus componentes face às ações mais exigentes que podem ocorrer ao longo da vida útil da ponte. Estas combinações têm como objetivo garantir que a estrutura é capaz de suportar, com segurança, as cargas extremas com uma probabilidade estatística de ocorrência compatível com um período de referência de 75 anos, conforme indicado pela NSBA (2022).

Essas combinações são compostas por ações permanentes e variáveis, as quais são atribuídos fatores parciais que refletem a incerteza associada à sua magnitude e frequência. Através desta abordagem probabilística, é possível considerar cenários de carregamento severos, assegurando que a estrutura mantenha a sua integridade mesmo em condições de solicitação máxima.

Importa salientar que, no caso específico das combinações do tipo Strength, a influência de variações térmicas, não são consideradas. Isto deve-se ao fator de combinação associado a esse tipo de ação ser definido como zero, o que significa que, segundo a norma, a sua contribuição para a verificação da resistência última é irrelevante do ponto de vista de segurança estrutural. Em consequência, os efeitos provocados por variações térmicas foram excluídos das combinações analisadas neste estudo, centrando-se a análise nas ações que, de acordo com a regulamentação, tem impacto efetivo na capacidade resistente da ponte. Esta exclusão é coerente com a prática normativa e permite concentrar os esforços de dimensionamento nas ações mais determinantes para o desempenho estrutural em situações críticas.

Strength I

Combinação básica que considera apenas ação do tráfego normal, sem contabilização de 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 e do pavimento

LL – Carga rodoviária

IM – Amplificação dinâmica

BR – Força de travagem

TU- Efeito da temperatura uniforme

SE – Efeito de assentamento 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 contabilização de 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

Esta combinação é destinada à verificação da estrutura sob a ação de ventos ambientais extremos, nomeadamente ventos fortes, que representam o cenário máximo de projeto na localização da ponte. Devido à instabilidade que essas condições provocam na condução, assume-se que não haverá tráfego durante esses eventos. Por essa razão, a ação rodoviária não é considerada nesta combinação, focando-se apenas nas combinações permanentes e nos esforços induzidos pelo vento, de forma a garantir que a estrutura resiste com segurança mesmo na ausência de carga móvel.

$$E_d = 1.25 \times DC + 1.00 \times WS + 1.00 \times TU + 1.00 \times SE \quad (3.3)$$

Em que:

WS – Ação do vento na estrutura

Strength IV

A combinação strength IV é utilizada para verificar a capacidade da estrutura sob o peso próprio e cargas permanentes apenas. Sem considerar ações variáveis como tráfego ou vento. É normalmente aplicada em situações específicas, como o dimensionamento de fundações ou apoios, onde a presença de cargas moveis não é crítica. Esta combinação garante que a estrutura resiste de forma segura apenas às ações constantes ao longo do tempo.

$$E_d = 1.50 \times DC + 1.00 \times TU \quad (3.4)$$

Strength V

A combinação strength V é usada para avaliar a estrutura em situações que combinam ações especiais, como veículos parados ou desaceleração brusca. É especialmente relevante em zonas de transição, rampas ou acessos onde há maior probabilidade de ocorrência de força longitudinais significativas. Esta combinação ajuda a garantir a segurança estrutural em cenários de tráfego mais exigentes.

$$E_d = 1.25 \times DC + 1.35 \times (LL + IM + BR) + 1.00 \times WS + 1.00 \times WL + TU + 1.00 \times SE \quad (3.5)$$

Em que:

WL – Ação do vento em veículos

3.6.1.2. Combinação Service

A combinação de estado limite de serviço (Service Limit State) têm como principal objetivo verificar se a estrutura mantém a durabilidade, funcionalidade e conforto durante a utilização normal. Estas combinações avaliam a resposta da ponte sob cargas de serviço, ou seja, situações típicas do dia a dia, sem fatores de amplificação severos. Segundo a NSBA (2022), estas verificações são essenciais para controlar deformações excessivas, vibrações, fissuras e outros efeitos que, embora não comprometam a resistência da estrutura, podem afetar o seu desempenho a longo prazo e o conforto dos utilizadores.

Service I

A combinação Service I é usada essencialmente para avaliar comportamento da ponte sob condições normais de utilização, incluindo ações permanentes e cargas de tráfego em situações de serviço. Esta combinação verifica se a estrutura mantém a sua funcionalidade e conforto, controlando deformações e deslocamentos em situações correntes, sem efeitos externos. É a principal combinação de serviço para avaliar o desempenho estrutural durante o uso diário.

$$E_d = 1.25 \times DC + 1.00 \times (LL + IM + BR) + 1.00 \times WS + 1.00 \times WL + TU + 1.00 \times SE + 0.50 \times TG \quad (3.6)$$

Em que:

TG – Efeitos de um gradiente de temperatura

Service II

A combinação Service II é utilizada para verificar os efeitos das ações de travagem e aceleração dos veículos sobre a estrutura, em conjunto com as ações permanentes. Esta é especialmente relevante para avaliar o desempenho da ponte em situações de tráfego com forças longitudinais significativas. Esta combinação garante que a estrutura mantém a sua funcionalidade e integridade mesmo sob esforços horizontais gerados por veículos em movimento.

$$E_d = 1.25 \times DC + 1.30 \times (LL + IM + BR) + 1.00 \times TU + 1.00 \times SE + 0.50 \times TG \quad (3.7)$$

Service III

A combinação Service III é aplicada para verificar a limitação da fissuração em elementos de betão armado ou pré-esforçado, especialmente em zonas submetidas a esforços de tração. Nesta combinação incluem-se as ações permanentes e cargas de tráfego, sem fatores de amplificação, com foco na durabilidade e no desempenho a longo prazo da estrutura, garantindo que as fissuras se mantenham dentro dos limites aceitáveis para preservar a integridade do material.

3.7. AÇÕES

A quantificação das ações atuantes na estrutura foi realizada de forma consistente com os princípios e exigências definidos na norma AASHTO LRFD – Bridge Design Specifications, garantindo total alinhamento entre os carregamentos considerados e os critérios de dimensionamento aplicados. A própria norma AASHTO influencia diretamente a forma de quantificar as ações, uma vez que estabelece não apenas os valores característicos das cargas permanentes e moveis, mas também os coeficientes de combinação, amplificação e redução que devem ser aplicados em cada caso.

Neste contexto, as ações permanentes (peso próprio, revestimentos, elementos construtivos fixos) foram quantificadas com base nas massas reais dos componentes previstos, enquanto as ações móveis foram definidas segundo os modelos de carga padrão da AASHTO, como o HL-93, que contempla combinações entre veículos e cargas uniformemente distribuídas. Adicionalmente, foram consideradas ações secundárias como forças de travagem, aceleração, efeitos térmicos, retração, fluência e vento, conforme aplicável ao tipo de exposição da estrutura.

Importa destacar que a quantificação correta das ações está diretamente ligada ao método de dimensionamento adotado, sendo que a norma AASHTO baseia-se no método LRFD (Load and Resistance Factor Design). Este método exige que cada ação seja ponderada por fatores específicos, ajustando a sua intensidade em função da variabilidade, confiabilidade e criticidade da ação em questão. Assim, a forma como se contabilizam as cargas (em termos de valor, posição e efeito estrutural) está intrinsecamente vinculada aos critérios da norma, influenciando diretamente o dimensionamento dos elementos estruturais e a quantidade de aço necessária.

Portanto, para garantir a consistência entre o dimensionamento e a quantificação das ações, todas as cargas foram estimadas segundo os parâmetros da AASHTO, respeitando os critérios, combinações e fatores exigidos, assegurando que o projeto se desenvolva com base normativa coerente, tanto na definição das solicitações quanto na verificação da segurança e da capacidade resistente dos elementos estruturais.

3.7.1. AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes são aquelas que estão sempre presentes na estrutura, desde o momento da sua construção até ao fim da sua vida útil. Envolvem principalmente o peso próprio da ponte e de todos os elementos que fazem parte dela de forma fixa, como o pavimento, guarda-corpos ou revestimentos. São consideradas estáveis e previsíveis, e por isso são base sobre a qual se avaliam os efeitos de outras ações, como o tráfego ou o vento. Em termos simples, é a carga constante que a ponte carrega todos os dias, independentemente do que esteja a acontecer.

3.7.1.1. Estruturas metálicas

Neste estudo, utilizou-se o aço europeu S355, com peso específico de 77.01 kN/m^3 . Com base nas dimensões e secções das barras, o *software* Robot calcula automaticamente o peso próprio da estrutura. Para considerar elementos adicionais como chapas de ligação, tratamentos, acabamentos, cavilhas e parafusos, aplicou-se um coeficiente de 1.25 ao peso calculado, conforme recomendado pelos projetistas da BERD, garantindo uma estimativa precisa do peso real da ponte.

3.7.1.2. Pavimentos

O pavimento é constituído por painéis retangulares metálicos galvanizados, com a superfície superior pintada de material antiderrapante, que se apoiam nas travessas. As dimensões em planta de cada painel são de 3.048 m de comprimento (direção longitudinal) por 2.10 m de largura (direção transversal), sendo por isso necessário 6 painéis para perfazer a largura de 12.60 m para a circulação das pontes de 3 vias. Apesar de o pavimento conferir alguma rigidez ao tabuleiro esta não foi considerada no modelo das pontes, uma vez que não se trata de um elemento estrutural, assim, o peso próprio do pavimento foi moldado como cargas distribuídas nas travessas. Cada painel pesa 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/m^2 .

3.7.1.3. Restantes cargas permanentes

As ações permanentes são aquelas que estão sempre presentes na estrutura, desde o momento da sua construção até ao fim da sua vida útil. Envolvem principalmente o peso próprio da ponte e de todos os elementos que fazem parte dela de forma fixa, como o pavimento, guarda-corpos ou revestimentos. São consideradas estáveis e previsíveis, e por isso são base sobre a qual se avaliam os efeitos de outras ações, como o tráfego ou o vento. Em termos simples, é a carga constante que a ponte carrega todos os dias, independentemente do que esteja a acontecer.

3.7.2. AÇÕES VARIÁVEIS

No domínio do dimensionamento estrutural de pontes metálicas, as ações variáveis correspondem a solicitações cuja intensidade, ponto de aplicação ou frequência de ocorrência não permanecem constantes ao longo do tempo, dependendo do uso e das condições ambientais a que a estrutura está sujeita. Estas ações contrastam com as ações permanentes, como o peso próprio da estrutura, que permanece constante durante a vida útil da ponte.

3.7.2.1. Carga rodoviária

As cargas rodoviárias ou moveis, dizem respeito aos efeitos introduzidos pela passagem de veículos sobre a estrutura. Estas cargas não são constantes no tempo nem no espaço, o que exige que sejam modeladas com base em cenários de carregamento normativos que simulem as condições mais desfavoráveis possíveis de tráfego.

De acordo com a norma AASHTO LRFD, as cargas rodoviárias devem ser consideradas com base em modelos padronizados, que representam a ação combinada de veículos pesados, cargas distribuídas e efeitos dinâmicos associados ao movimento.

O principal modelo adotado pela norma AASHTO LRFD é o HL-93, que combina os seguintes componentes:

- Design Truck (carga de caminhão)
- Design Tandem (carga tandem)
- Lane Load (carga distribuída)
- Dynamic Load (carga dinâmica)

Caracterização da carga Rodoviária

i. Vias de projeto

O conceito de via de projeto é central no modelo de carregamento da AASHTO LRFD. Representa uma faixa idealizada sobre a qual as cargas rodoviárias são aplicadas para fins de cálculo. O número de vias de projeto consideradas numa ponte depende exclusivamente da largura útil da faixa de circulação e não necessariamente do número real de faixas de tráfego.

Assim segundo a norma o número de vias de projeto é determinado de acordo com a seguinte razão:

$$n \approx \frac{w}{3.658} \quad (3.7)$$

Em que:

n – Número de vias de projeto

w – Largura útil da faixa de rodagem

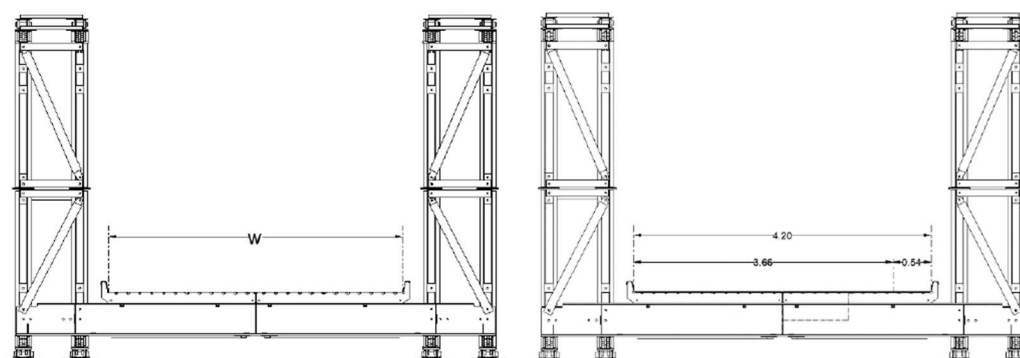


Fig. 3.1 - Alçados frontais do tabuleiro com descrição das dimensões da faixa de rodagem, da via de projeto e largura restante

No presente estudo são analisadas duas larguras distintas de tabuleiros pelo que haverá 2 modelos distintos. Para o modelo simples, onde é apenas considerada uma via de carregamento, tendo em conta a garantia de análise da situação mais desfavorável, a via de projeto e os veículos devem ser posicionados

com a excentricidade que maximize os esforços nas treliças longitudinais. Devido à simetria da secção transversal da ponte, é suficiente considerar a excentricidade apenas para um dos lados (direita ou esquerda). Para o modelo mais complexo, onde são consideradas três vias de carregamento e tendo em conta a análise da situação mais desfavorável adotou-se o mesmo pressuposto do modelo de uma via, assim as 3 vias são posicionadas de forma a carregar mais um lado que o outro, respeitando o espaçamento entre as mesmas, e maximizando os esforços nas treliças longitudinais.

ii. Carga de camião

A carga de camião (Design Truck) é um dos modelos idealizados que representa um veículo pesado de três eixos, sendo utilizado para simular as solicitações localizadas mais desfavoráveis que um camião típico pode induzir numa ponte.

Este camião de projeto tem a seguinte configuração:

- Três eixos:
 - Eixo dianteiro: 35.59 kN
 - Dois eixos traseiros: 142.34 kN
- Distância entre eixos:
 - Entre o dianteiro e intermédio: 4.267 m
 - Entre o intermédio e traseiro: 4.267 m a 9.144 m (ajustável para maximizar os esforços)

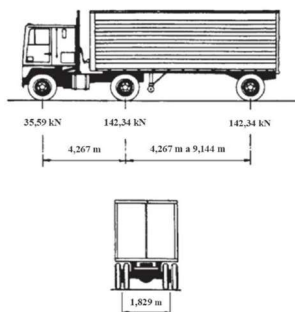


Fig. 3.2 - Representação da carga de camião (Design Truck) de acordo com a norma AASHTO LRFD

A possibilidade de variar a distância entre eixos traseiros permite que o projetista encontre a configuração mais crítica, em termos de momentos fletor ou esforço de corte, para cada elemento da ponte (como vigas, travessas ou treliças).

O espaçamento entre eixos mais carregados do camião é definido pelo projetista de forma a maximizar os efeitos na estrutura, sendo adotado neste estudo, para o modelo simples de 1 via de carregamento, um valor de 4.267 m, usualmente mais crítico em estruturas simplesmente apoiadas, como se confirmou no anexo A. Na direção transversal, o camião deve ser posicionado de modo a gerar os efeitos mais desfavoráveis, mantendo uma distância mínima de 0.610 m entre o centro das rodas e o limite da via de projeto. Considerando a simetria da secção transversal e o objetivo de analisar as treliças longitudinais, a carga foi colocada com a máxima excentricidade permitida. Para o modelo de 3 vias de carregamento o mesmo critério foi tido em conta e apenas de a distância entre vias foi definida como 1.22 m (duas vezes a distância mínima entre o centro de roda e o limite da via).

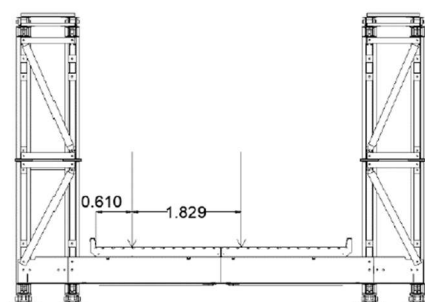


Fig. 3.3 - Posição do caminhão no tabuleiro da ponte para o modelo simples de uma via de carregamento

Para considerar a incerteza associada à ocupação simultânea de vias e aos efeitos dinâmicos da ação rodoviária, a carga de caminhão deve ser multiplicada por um fator de múltipla presença e por fator de amplificação dinâmica, conforme os quadros 3.1 e 3.2, respetivamente.

iii. Carga Tandem

A carga tandem é utilizada, alternativamente ao caminhão de projeto, e deve ser combinada com uma carga uniformemente distribuída de 9.34 kN/m, ao longo da via de projeto. Tal como a carga de caminhão, a carga tandem está sujeita a um fator de amplificação dinâmica (normalmente 1.33) para simular os efeitos de impacto e vibração.

A escolha entre a carga tandem e a carga de caminhão baseia-se na combinação que provoque os efeitos mais desfavoráveis no elemento estrutural em análise. Em muitos casos, especialmente em elementos com pequena vão ou elevada rigidez local, a carga tandem é mais crítica devido a sua distribuição mais compacta. A carga tandem é constituída por dois eixos paralelos, cada um com 111.21 kN separados por uma distância fixa de 4.267 m. Estes eixos representam a presença simultânea de dois conjuntos de rodas pesadas, simulando o efeito de veículos com alta concentração de carga sobre pequenas áreas da ponte.

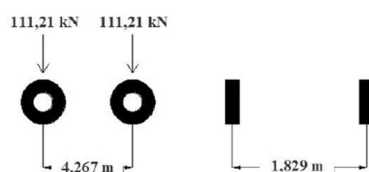


Fig. 3.4 - Caracterização da carga tandem

Tal como a carga de caminhão, a carga tandem deve ser posicionada transversalmente com a máxima excentricidade permitida, conforme indicado na figura 3.3, de forma a maximizar os efeitos estruturais. Esta carga deve ser acrescida dos fatores de amplificação dinâmica e de múltipla presença, definidos no quadro 3.1 e 3.2, respetivamente.

iv. Carga distribuída

A carga distribuída (Lane Load) é definida como uma ação linear constante aplicada ao longo do comprimento da via de projeto, com o valor de 9.34 kN/m. Esta carga é aplicada em simultâneo com uma carga concentrada (Design Truck ou Design Tandem), conforme o previsto no modelo HL-93. O objetivo é considerar tanto os efeitos localizados de veículos pesados como os efeitos generalizados de tráfego contínuo.

A carga distribuída deve ser:

- Aplicada ao longo de cada via de projeto (largura de 3.568 m), em toda a extensão do tabuleiro ou na extensão que produza os efeitos mais desfavoráveis;
- Combinada com a carga de camião ou tandem, conforme a combinação que induza os esforços máximos
- Multiplicada pelo fator de presença múltipla, dependendo do número de vias simultaneamente carregadas.

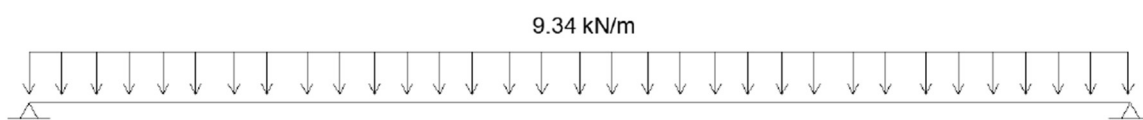


Fig. 3.5 - Representação da carga distribuída em um tabuleiro (representação da vista lateral do tabuleiro)

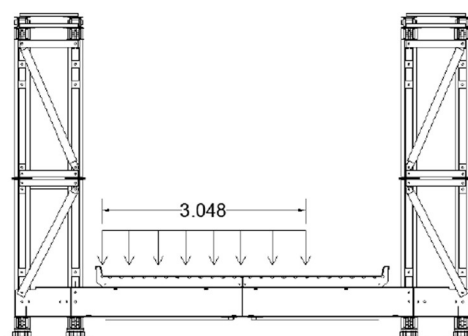


Fig. 3.6 - Representação da carga distribuída em um tabuleiro (vista frontal do tabuleiro)

À carga distribuída aplica-se unicamente o fator de múltipla presença, conforme definido no quadro 3.1.

Quadro 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 limite de Fadiga e Fratura	15%
• Todos os outros Estados Limites	33%

Controlo opcional de flecha

A avaliação da flecha devida à carga rodoviária deve considerar o maior valor entre o efeito da carga de camião isolada, ou 25% da combinação da carga de camião com a carga distribuída.

Aplicam-se os fatores de múltipla presença e de amplificação dinâmica.

Relativamente às pontes estudadas, o efeito da carga de camião prevalece, sobretudo em pontes de vão curto.

Força de Frenagem

A força de frenagem considerada no dimensionamento deve corresponder ao maior valor entre duas alternativas:

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

A força resultante é aplicada como uma ação horizontal uniformemente distribuída ao longo da via de projeto, estendendo-se por toda a largura do tabuleiro. Esta força atua a uma altura de 1,829 m acima da superfície do pavimento, simulando o ponto de aplicação da travagem sobre a estrutura. A figura 3.7 ilustra esta configuração, através de um alçado lateral do tabuleiro, evidenciando o local e a direção da força.

Tal como nas restantes ações moveis, à força de frenagem devem ser aplicados os fatores de múltipla presença, conforme especificado no quadro 3.1, de forma a refletir a probabilidade de ocupação simultânea de várias vias de tráfego.

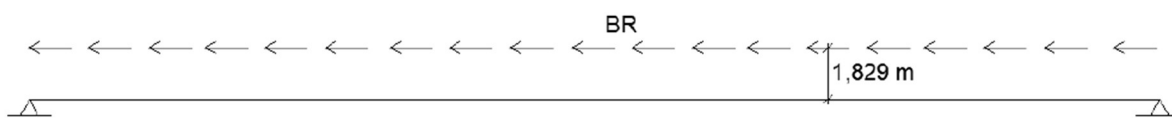


Fig. 3.7 - Esquema de aplicação de força de frenagem

3.7.2.2. Ação do vento

A ação do vento, de acordo com a norma AASHTO LRFD, é considerada em quatro combinações específicas: Strength III, Strength V, Service I e Service IV. Esta combinação tem como objetivo analisar o efeito do vento tanto de forma isolada, como em interação com a sobrecarga rodoviária, permitindo avaliar a segurança estrutural e o desempenho em condições reais de serviço.

A ação do vento é decomposta em duas componentes:

- Componente horizontal:
Atua tanto sobre a estrutura da ponte (tabuleiro, pilares, etc.) como sobre os veículos em circulação, podendo influenciar significativamente a estabilidade lateral e os esforços transversais
- Componente vertical:
Incide exclusivamente sobre a estrutura da ponte, podendo induzir efeitos de levantamento ou redução de carga sobre os apoios.

Ação Horizontal do Vento

A ação horizontal do vento é uma ação variável de origem climática que, segundo a norma AASHTO LRFD, deve ser considerada no dimensionamento de pontes como uma força transversal significativa, atuando perpendicularmente ao eixo longitudinal da estrutura. Esta ação influencia o comportamento estrutural, a estabilidade global e o dimensionamento de elementos como pilares, aparelhos de apoio e travamentos laterais.

- Velocidade do vento

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

Combinações de ações	Velocidade (Km/h)
Strength III	Velocidade de projeto de acordo com a zona de construção
Strength V	129
Service I	113
Service IV	0,75 da velocidade utilizada em Strength III

*Atendendo a que a norma AASHTO LRFD foi elaborada para projetos localizados nos Estados Unidos, é necessário, para a combinação Strength III definir velocidades de projeto nacionais, baseados nos mesmos pressupostos.

- Categoria de rugosidade do terreno

As categorias de rugosidade do terreno servem para representar as características físicas da área envolvente à ponte, uma vez que a presença de obstáculos (como edifícios, árvores ou relevo acidentado), bem como a sua forma, tamanho e distribuição, influenciam significativamente o comportamento do vento e os seus efeitos sobre as estruturas.

A norma AASHTO LRFD classifica o terreno em três categorias de rugosidade, que são utilizadas para determinar a correspondente categoria de exposição ao vento, necessária para o cálculo da ação do vento sobre a ponte.

Para identificar corretamente a categoria de rugosidade, é necessário analisar o terreno a barlavento (isto é, na direção de onde sopra o vento), dentro de dois setores angulares de 45° para cada lado da direção dominante do vento em estudo, caracterizando as condições predominantes nesse setor.

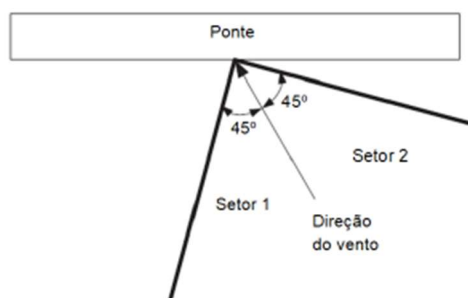


Fig. 3.8 - Setores de vento (Adaptado de AASHTO LRFD 2017)

De acordo com a norma AASHTO LRFD, a rugosidade do terreno é classificada em três categorias distintas, estabelecidas com base nas características morfológicas e na densidade de obstáculos presentes na envolvente da estrutura, os quais influenciam significativamente o escoamento do vento e a sua interação com a ponte.

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 do vento

A categoria de exposição do vento deve ser determinada para todas as direções relevantes do vento, tendo em conta a categoria de rugosidade do terreno em cada setor analisado. A categoria final atribuída à estrutura será aquela que resulta em pressões de vento mais elevadas, assegurando uma abordagem conservadora no dimensionamento.

Esta avaliação multidirecional é especialmente importante em pontes de grande vão ou altura significativa, onde a orientação do vento pode influenciar de forma substancial os esforços na estrutura. Em contrapartida, para pontes correntes, considera-se geralmente suficiente a análise da exposição ao vento perpendicular ao eixo da ponte, dado que as variações de pressão nas restantes direções tendem a ser desprezáveis.

As diferentes categorias de exposição ao vento encontram-se definidas na norma AASHTO LRFD e estão sintetizadas no quadro 3.5, distinguindo-se pela combinação entre a rugosidade do terreno e o grau de exposição da estrutura.

Quadro 3.5 - Categorias de exposição do 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 na estrutura, WS

Para a determinação da ação horizontal do vento sobre a estrutura, considerou-se que esta se manifesta sob a forma de uma pressão uniformemente distribuída sobre toda a área da estrutura exposta à ação do vento. O valor da força resultante é obtido através do produto entre a pressão do vento e a área projetada exposta.

De forma a garantir a avaliação dos efeitos mais desfavoráveis, esta ação deve ser analisada para diferentes direções horizontais do vento, identificando-se aquela que origina os esforços máximos na estrutura. A pressão do vento aplicada à estrutura é determinada com base numa equação específica definida pela norma AASHTO LRFD, que incorpora fatores relacionados com a velocidade do vento, a exposição e a forma da estrutura.

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

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 IV, K_z calcula-se a partir das equações 3.10 a 3.12:

$$K_z (B) = \frac{[2,51 (3,3362 -) + 6,87]^2}{345,6}, \text{ para a categoria de exposição B} \quad (3.10)$$

$$K_z(B) = \frac{[2,5 \ln(3,3419 -) + 7,35]^2}{478,4}, \text{ para a categoria de exposição C} \quad (3.11)$$

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

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 - Fatores de efeito da 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)

Combinações de ações	Velocidade (Km/h)	Coeficiente de arrasto, C_D	
		Barlavento	Sotavento
Vigas em I, superestruturas de pontes de viga-caixão		1,3	N/A
Trelças, colunas e arcos	Membros com arestas vivas	2,0	1,0
	Membros com arestas arredondadas	1,0	0,5
Subestruturas da ponte		1,6	N/A
Barreiras sonoras		1,2	N/A

Após a determinação da pressão do vento correspondente a cada direção de incidência, esta deve ser decomposta nas suas componentes horizontal, transversal e longitudinal. Ambas as componentes devem ser consideradas simultaneamente na análise estrutural, de modo a refletir com precisão os efeitos combinados da ação do vento sobre a ponte.

ii. Ação horizontal do vento em veículos

A ação horizontal do vento sobre os veículos em circulação deve ser representada, para efeitos de dimensionamento, como uma carga uniformemente distribuída com intensidade de 1,46 kN/m. Esta força atua perpendicularmente ao eixo da via, simulando o efeito do vento lateral sobre os veículos, e é aplicada a uma altura de 1,829 metros acima da superfície do pavimento, aproximadamente ao nível do centro de pressão dos veículos.

Esta modelação permite considerar, de forma simplificada, mas eficaz, os efeitos dinâmicos e laterais do vento sobre os veículos, os quais podem influenciar significativamente o comportamento da ponte, especialmente em estruturas esbeltas, de grande vão ou localizadas em zonas expostas. A figura 3.9 ilustra esquematicamente esta aplicação.

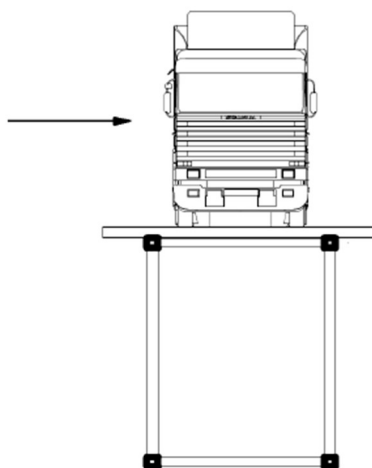


Fig. 3.9 - Representação esquematicamente da ação do vento nos veículos (Adaptado de AASHTO LRFD 2017)

À semelhança do que ocorre com a ação do vento sobre a estrutura da ponte, também o efeito do vento sobre os veículos deve ser avaliado em diferentes direções de incidência, a fim de identificar aquela que induz os efeitos mais desfavoráveis nos elementos estruturais em análise.

Esta abordagem permite captar com maior rigor a interação entre o vento e os veículos em movimento, sobretudo em situações em que as forças geradas podem amplificar os esforços transmitidos à estrutura, como acontece em pontes esbeltas ou de grande altura.

A intensidade da ação varia conforme o ângulo de incidência do vento, definido em relação à perpendicular ao eixo longitudinal da ponte, sendo essa decomposição em componentes transversal e longitudinal apresentada no quadro 3.8 da norma. Esta distinção é fundamental para a correta aplicação das cargas no modelo estrutural e para assegurar que o dimensionamento contempla os cenários críticos de carregamento lateral e longitudinal provocados pelo vento.

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 sobre a estrutura da ponte é considerada apenas em situações específicas, nomeadamente nas combinações de ações Strength III e Service IV, conforme definido pela norma AASHTO LRFD. Esta ação aplica-se exclusivamente quando o vento incide perpendicularmente ao eixo longitudinal da ponte, uma vez que é esse o cenário em que se desenvolve uma componente vertical significativa da pressão do vento.

A solicitação vertical deve ser aplicada em simultâneo com a ação horizontal do vento, incidindo sobre uma faixa correspondente a um quarto da largura total do pavimento, medida a partir da extremidade a barlavento (ou seja, do lado de onde sopra o vento). Esta carga é modelada como uma força linear vertical ascendente, representando o efeito de sustentação do vento sobre a superfície superior do tabuleiro.

O valor da força exercida é obtido pelo produto entre a largura da faixa considerada e a pressão vertical do vento, a qual varia em função da combinação de ações:

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

No presente contexto, a largura do tabuleiro relevante para o cálculo deve ser tomada como igual à largura do pavimento, dado que apenas essa área contribui efetivamente para a resistência ao escoamento do vento e, consequentemente, está sujeita à ação vertical. Esta consideração assegura uma modelação mais realista e conservadora do comportamento da estrutura face aos efeitos do vento.

3.7.2.3. Assentamentos diferenciais

No contexto das estruturas analisadas neste estudo, maioritariamente pontes de um único vão simplesmente apoiado, os assentamentos longitudinais nos apoios extremos tendem a ser negligenciáveis do ponto de vista estrutural. No entanto, o mesmo não se aplica aos assentamentos diferenciais entre apoios situados na mesma margem, os quais podem induzir esforços adicionais significativos, nomeadamente torções na estrutura.

Estes assentamentos diferenciais devem ser cuidadosamente analisados, dado que podem comprometer o desempenho estrutural, tanto a nível local como global. Como referido por Pereira (2015), citando Meireles (2010), este fenómeno pode afetar a redistribuição dos esforços internos e contribuir para um aumento da deformabilidade em serviço, influenciando negativamente o comportamento funcional da ponte.

A influência dos assentamentos será naturalmente relacionada com a sua magnitude, a qual depende de fatores como o tipo de fundação adotado nos encontros e as características geotécnicas do solo de fundação. Este aspeto adquire particular relevância em pontes provisórias, onde, por razões de tempo, economia de recursos ou leveza da estrutura, se opta frequentemente por soluções fundacionais mais simples, menos robustas e, portanto, mais suscetíveis a movimentos diferenciais (Pereira, 2015).

A abordagem da norma AASHTO LRFD baseia-se na avaliação prévia dos assentamentos esperados, com recursos a estudos geológicos e geotécnicos. Os valores obtidos devem ser integrados no dimensionamento estrutural. Além disso, a norma exige que as combinações de ações que incluam efeitos de assentamentos sejam analisadas tanto com como sem a sua presença, assegurando-se que a estrutura responde adequadamente em ambos os cenários.

3.7.2.4. Temperatura uniforme

Na norma AASHTO LRFD, os efeitos da temperatura são considerados no âmbito das combinações de ações dos estados limite último e de serviço, refletindo a necessidade de avaliar o impacto das variações térmicas no desempenho estrutural ao longo da vida útil da ponte.

Contudo, no caso específico das estruturas metálicas simplesmente apoiadas, como as analisadas neste estudo, o efeito da variação uniforme da temperatura na estrutura é, em termos globais, praticamente desprezável. Esta negligência justifica-se pelo facto de, na direção longitudinal, os apoios permitirem a livre expansão e contração térmica, impedindo assim a acumulação de esforços significativos devido à dilatação.

Adicionalmente, na direção transversal, o sistema de apoios das vigas longitudinais é concebido de modo a permitir o movimento transversal numa das vigas, conforme ilustrado no esquema da figura 3.10.

Na referida figura, os graus de liberdade de translação não restringidos são representados por setas, indicando os sentidos em que a estrutura está autorizada a mover-se livremente. Este tipo de conceção estrutural é essencial para avaliar os efeitos térmicos globais, uma vez que possibilita que a estrutura acompanhe naturalmente as variações de temperatura, sem induzir esforços internos significativos ou deformações indesejadas.

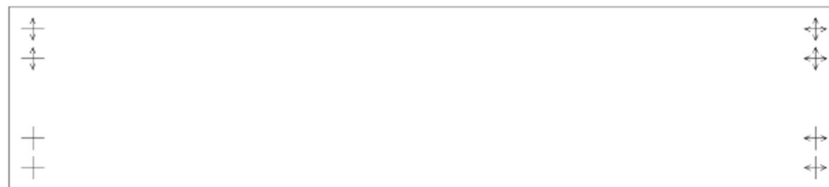


Fig. 3.10 - Representação esquemática dos apoios do tabuleiro de uma ponte com 2 planos de painéis

A nível interno, a influência das variações térmicas nas estruturas metálicas é também mitigada pelo tipo de ligação entre os elementos estruturais. De facto, uma parte significativa das deformações impostas por variações de temperatura é absorvida pelas folgas presentes nas ligações cavilhadas ou aparafusadas, o que reduz o desenvolvimento de esforços térmicos internos. Esse comportamento confere à estrutura uma certa capacidade de acomodação térmica, limitando os efeitos globais da temperatura uniforme.

No entanto, quando a estrutura inclui ligações soldadas entre os elementos das treliças, ou ligações aparafusadas resistentes ao escorregamento (tipo pré-esforçado ou com elevada rigidez), introduz-se um grau adicional de hiperstaticidade. Nestes casos, as deformações térmicas já não são completamente livres, podendo originar esforços internos adicionais. Por essa razão, mesmo quando os efeitos térmicos globais são limitados, torna-se necessário avaliar os efeitos da temperatura uniforme sobre os elementos internos da estrutura, em particular nos painéis das treliças.

A norma AASHTO LRFD propõe, para estruturas metálicas do tipo treliçado, uma abordagem específica para o cálculo da variação de comprimento ou deformação térmica induzida por uma diferença de temperatura, ΔT . Esta deformação é determinada com recurso à equação 3.13, a qual depende diretamente dos valores máximo e mínimo de temperatura de projeto (respetivamente $T_{MaxDesign}$ e $T_{MinDesign}$). Estes valores são previamente tabelados pela norma com base nas condições climáticas típicas da região onde a ponte será implantada, assegurando assim uma modelação coerente com o contexto ambiental específico.

Esta metodologia garante que, mesmo em estruturas com certa capacidade de acomodação térmica, os efeitos locais e internos das variações térmicas sejam corretamente considerados no dimensionamento, prevenindo problemas relacionados com fadiga, fissuração ou deformações excessivas a longo prazo.

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

Em que:

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

L – Comprimento de cada barra (m)

O quadro 3.9 da norma AASHTO LRFD fornece os valores de temperatura máxima e mínima de projeto, respetivamente $T_{MaxDesign}$ e $T_{MinDesign}$, a considerar no dimensionamento de estruturas construídas em aço ou alumínio, tendo em conta a influência das variações térmicas. Estes valores estão organizados em função do tipo de clima predominantemente na zona de implantação da ponte, permitindo uma modelação térmica ajustada às condições ambientais locais.

A norma distingue essencialmente dois regimes climáticos:

- Um clima moderado, definido como aquele em que a temperatura desce abaixo de $0^{\circ}C$ durante, no máximo 13 dias por ano;
- E um clima frio, correspondente às regiões onde esse limite é ultrapassado, ou seja, em que se verificam períodos prolongados de temperaturas negativas ao longo do ano.

Esta classificação climática permite seleccionar, de forma objetiva, os limites térmicos de projeto mais representativos para a região em causa. A correta escolha destes parâmetros é fundamental para avaliar com precisão as deformações induzidas pela temperatura e os esforços correspondentes nos elementos estruturais, especialmente em estruturas metálicas sensíveis à variação térmica, como as pontes treliçadas. Assim, garante-se que a estrutura possa responder adequadamente às ações térmicas ao longo da sua vida útil, preservando simultaneamente a segurança, durabilidade e funcionalidade da obra.

Quadro 3.9 - Intervalos de temperatura de projeto (adaptado de AASHTO LRFD, 2017)

Clima	$T_{MinDesign}$ ($^{\circ}C$)	$T_{MaxDesign}$ ($^{\circ}C$)
Moderado	-17,80	48,90
Frio	-34,40	48,90

3.7.2.5. Gradiente térmico

A ação térmica induzida por gradientes de temperatura pode originar, nos elementos estruturais de uma ponte, deformações diferenciais, sejam elas por expansões e contrações simultâneas ou extensões com ordens de grandeza distintas, que podem conduzir à formação de esforços internos significativos. Estes efeitos devem ser adequadamente analisados, sobretudo em estruturas com algum grau de hiperestaticidade, seja interna (associada ao tipo de ligação entre elementos), seja extrema (resultante da restrição dos apoios).

A influência de um gradiente térmico torna-se particularmente relevante quando se verificam diferenças significativas de temperatura entre diferentes zonas da estrutura. Um exemplo típico ocorre em climas frios, onde a face superior do tabuleiro, exposta diretamente à radiação solar e ao tráfego, atinge temperaturas substancialmente mais elevadas do que a face inferior, que permanece à sombra e sujeita ao ar ambiente mais frio.

Situações semelhantes podem ocorrer em pontes com secção em viga-caixão, onde as variações térmicas entre a superfície superior e o interior fechado da viga podem provocar gradientes térmicos marcados. Nestes casos, os graus de liberdade restringidos da estrutura impedem a livre deformação dos elementos, resultando assim em esforços internos induzidos pelo gradiente térmico.

No entanto, no contexto específico das pontes modulares metálicas em treliça analisadas neste estudo, diversos fatores justificam a não consideração dos efeitos provocados por gradientes térmicos. Em primeiro lugar, a configuração geométrica da ponte, caracterizada por uma estrutura aberta que permite a passagem da radiação solar através da treliça, reduz significativamente a possibilidade de diferenças de temperatura relevantes entre diferentes zonas da estrutura. A única parte potencialmente suscetível a variações térmicas apreciáveis seria o pavimento rodoviário. Contudo, este é composto por painéis metálicos de pequenas dimensões, fixados por ligações aparafusadas às travessas, o que confere alguma flexibilidade local. As folgas próprias dessas ligações permitem acomodar pequenas deformações relativas, reduzindo, assim, os efeitos da ação térmica diferencial.

Desta forma, no caso das estruturas modulares em estudo, conclui-se que o impacto dos gradientes térmicos é negligenciável, não se justificando a sua consideração explícita no dimensionamento estrutural segundo os critérios da norma AASHTO LRFD.

3.8. VERIFICAÇÕES

Conforme mencionado na introdução do presente capítulo, embora tenham sido adotadas as ações e combinações de carregamento previstas na norma AASHTO LRFD, as verificações de resistência e estabilidade dos elementos estruturais foram realizadas com base nos critérios estabelecidos pelo Eurocódigo 3 (EN 1993). Ambas as normas partilham um princípio de verificação de segurança estrutural comum, baseado na comparação entre a ação de cálculo majorada e a resistência de cálculo minorada dos elementos, recorrendo a coeficientes de segurança parciais devidamente definidos.

Nos Eurocódigos, esta abordagem de verificação da segurança é expressa pela seguinte desigualdade:

$$E_d \leq R_d \quad (3.14)$$

Em que:

E_d – Representa o valor de cálculo do efeito das ações atuantes (esforços internos ou deformações);

R_d – Corresponde ao valor de cálculo da resistência do elemento estrutural, considerando os materiais e a secção transversal.

No caso específico deste estudo, todos os perfis metálicos que compõem as barras da estrutura foram fabricados em aço S355, sendo classificados como pertencentes à classe 1 segundo o Eurocódigo 3. Esta classificação indica que os perfis possuem capacidade plena de plastificação, permitindo a mobilização total da resistência plástica da secção. Assim, para o dimensionamento das secções transversais, foram utilizadas as equações correspondentes a essa classe resistente, garantindo uma análise rigorosa e coerente com o comportamento real da estrutura.

Importa também referir que para todas as pontes consideradas, a verificação de segurança dos elementos estruturais foi efetuada automaticamente com recurso à funcionalidade específica existente no *software* Robot Estrutural Analysis, o qual assegura o cumprimento dos requisitos normativos de dimensionamento.

Para além das verificações de resistência e estabilidade, este subcapítulo inclui ainda a apresentação do critério adotado para controlo das deformações máximas admissíveis da estrutura, aspeto fundamental para garantir o adequado desempenho em serviço e o conforto dos utilizadores.

3.8.1. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE SECÇÕES TRANSVERSAIS

3.8.1.1. Aço S355

Embora o presente estudo siga, em termos gerais, os critérios estabelecidos pela norma AASHTO LRFD optou-se pela utilização de aços estruturais europeus, em particular os definidos pelas normas EN 10025 (para perfis laminados) e EN 10210 (para perfis tubulares). Estes aços, como o S355, apresentam propriedades mecânicas e químicas compatíveis ou superiores às dos aços tradicionalmente utilizados em projetos norte-americanos, como o ASTM A572 e o ASTM A992, frequentemente especificados em pontes metálicas nos Estados Unidos.

O aço europeu S355, por exemplo, possui um limite de escoamento mínimo de 355 MPa, valor que se compara diretamente ao ASTM A572 Gr.50, com 345 MPa. Já o ASTM A992, destinado a perfis estruturais, possui resistência à tração e alongamento semelhante, e apresenta características de soldabilidade e tenacidade adequadas, tal como o S355. Ambos os sistemas normativos exigem controle rigoroso da composição química, incluindo limites de carbono equivalentes, fósforo e enxofre, garantindo boa soldabilidade, ductilidade e resistência à fratura.

Apesar da compatibilidade de propriedades, a verificação da segurança estrutural das secções metálicas utilizadas foi realizada segundo o Eurocódigo 3 (EN 1993-1-1), norma europeia dedicada ao dimensionamento de estruturas metálicas. Todas as verificações de resistência (estado limite último) e rigidez (estado limite de serviço) serão feitas com base neste regulamento, que segue uma abordagem de dimensionamento por fatores parciais de semelhança à adotada pela AASHTO LRFD. Isso assegura que as condições de segurança, estabilidade e deformabilidade sejam devidamente respeitadas, mesmo quando se utiliza aço europeu em um projeto orientado por normas-americanas.

Adicionalmente, os aços especificados são fornecidos com certificação CE, acompanhados de certificados de conformidade segundo EN 10204, garantindo rastreabilidade, controlo de qualidade e verificação das propriedades declaradas. Esta documentação permite assegurar que os valores adotados no projeto são conservadores e compatíveis com as hipóteses de cálculo utilizadas.

Assim, a adoção de aços estruturais europeus neste estudo está plenamente justificada tanto do ponto de vista técnico como normativo, assegurando equivalência de desempenho em relação a aços americanos e total consistência com os critérios de dimensionamento e segurança definidos pelo Eurocódigo 3. Esta abordagem permite compatibilizar práticas de projeto internacionais, garantindo a

integridade estrutural da ponte sem comprometer os princípios fundamentais de segurança e funcionalidade exigidos em qualquer norma de engenharia de pontes.

- Propriedades do aço S355

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

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

$$\nu = 0,3$$

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

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

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

3.8.1.2. Verificação à tração

Para garantir a segurança estrutural de um elemento sujeito a tração, é necessário que, em todas as secções transversais ao longo do seu comprimento, o esforço axial de tração atuante, designado por N_{Ed} , não ultrapasse a resistência à tração da secção, representada por N_{Rd} .

Ou seja, o esforço de tração que resulta da combinação das ações aplicadas deve estar dentro da capacidade resistente do material e da geometria da secção. Esta verificação é expressa de forma simplificada pela inequação:

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

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

$$N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.16)$$

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

Com:

A – Área bruta da secção transversal;

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

Esta condição deve ser verificada em todas as zonas da barra, especialmente onde se espera que os esforços sejam elevados (por exemplo, junto a ligações ou em pontos de mudança de secção), para garantir que o elemento não entra em rutura nem sofre deformações excessivas.

A aplicação desta regra assegura que a estrutura permanece segura e funcional, respeitando os limites definidos pelo Eurocódigo 3.

3.8.1.3. Verificação à compressão

Para garantir a segurança de um elemento estrutural sujeito a compressão axial, é necessário que o esforço de compressão atuante, designado por N_{Ed} , não ultrapasse a resistência de cálculo à compressão da secção, representada por N_{Rd} .

Isto significa que em cada secção transversal ao longo do elemento, deve ser verificada a condição seguinte:

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

Em que:

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

Esta verificação assegura que o esforço de compressão aplicado, resultante da combinação das ações (permanentes, variáveis, etc.), não excede a capacidade da secção de resistir à compressão, considerando as propriedades do aço, a geometria da secção e os fatores de segurança definidos pelo Eurocódigo 3.

É importante notar que, para além desta condição, em elementos esbeltos pode ser necessário considerar o efeito da encurvadura, já que o risco de instabilidade aumenta com o comprimento e a esbelteza do elemento. Assim, a resistência de cálculo N_{Rd} pode incluir reduções associadas a estes efeitos de instabilidade.

Em resumo a verificação garante que o elemento estrutural não falha por esmagamento ou instabilidade, mantendo o desempenho seguro e eficaz da estrutura.

3.8.1.4. Verificação ao momento fletor

Para assegurar a segurança de um elemento estrutural sujeito a flexão, o momento fletor de cálculo atuante, designado por M_{Ed} , deve ser inferior ou, no máximo, igual ao momento fletor resistente da secção, representado por M_{Rd} .

Ou seja, para cada secção transversal do elemento, deve cumprir-se a seguinte condição:

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

Em que:

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

Com:

W_{pl} – Módulo de flexão plástico.

No contexto do Eurocódigo 3, quando a secção transversal é classificada como 1 ou 2, a resistência fletora considerada é a resistência plástica, o que significa que toda a secção pode atingir o seu limite plástico sem perder estabilidade.

Esta verificação garante que a secção é capaz de suportar os momentos solicitantes aplicados, sem ocorrer rutura por flexão, assegurando assim o desempenho resistente e funcional da estrutura.

É igualmente importante considerar que, caso existam efeitos adicionais como encurvadura lateral ou torção, poderão ser necessárias verificações complementares, dependendo da configuração da peça e das condições de apoio.

Em suma, esta verificação assegura que o momento aplicado não ultrapassa a capacidade resistente da secção, mantendo a integridade da estrutura face à flexão.

3.8.1.5. Verificação ao esforço de corte

Para garantir a segurança de um elemento estrutural sujeito a esforço de corte, é necessário verificar, em cada secção transversal, que o valor de cálculo do esforço cortante atuante, designado por V_{Ed} , não excede a resistência de cálculo ao corte da secção, representada por V_{Rd} .

Ou seja, deve cumprir-se a condição:

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

Em que:

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

Com:

A_v – Área resistente ao esforço de corte

Esta verificação assegura que a secção possui capacidade suficiente para resistir ao esforço de corte resultante das ações aplicadas (como cargas concentradas, reações de apoio ou cargas distribuídas), sem falhar por cisalhamento.

A determinação da resistência ao corte V_{Rd} depende do material, da geometria da secção e da sua classificação segundo o Eurocódigo 3. Em geral, considera-se a resistência plástica ao corte, podendo ser aplicada uma redução associada a fatores como a presença de esbelteza ou de perfis abertos.

Além disso, quando o esforço de corte ocorre em simultâneo com outros esforços, como flexão ou compressão axial, podem ser necessárias verificações interativas para garantir que a combinação de solicitações não ultrapasse os limites resistentes da secção.

3.8.1.6. Verificação ao momento torsor

Em elementos estruturais sujeito a torção, sempre que as deformações provocadas pela torção possam ser desprezadas (ou seja, quando não influenciam significativamente o comportamento global da estrutura), a verificação de segurança resume-se a assegurar que o momento torsor de cálculo, representado por T_{Ed} , não ultrapassa a resistência ao esforço torsor, T_{Rd} da secção transversal do elemento.

Assim, a condição fundamental a cumprir é:

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

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 deverá satisfazer a condição:

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

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 torção 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:

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

Este critério significa que o valor da torção provocada pelas ações exteriores (como cargas excêntricas ou assimétricas) deve estar dentro da capacidade resistente da secção, garantindo que o elemento não falha por cisalhamento induzido pela torção.

A resistência à torção de cálculo, T_{Rd} , depende do tipo de secção (fechada ou aberta), das características geométricas (como a constante de torção ou o modulo resistente à torção) e das propriedades do material (como o módulo de elasticidade transversal e a tensão de cedência).

É importante referir que, quando as deformações por torção são significativas ou quando há interação com outros tipos de esforços, a análise deverá considerar os efeitos conjugados e poderá ser necessário um modelo mais detalhado de verificação.

3.8.1.7. Verificação à flexão com esforço de corte

Quando a secção transversal está sujeita simultaneamente a momentos flectores elevados e a esforços de corte significativos, torna-se necessário avaliar a interação entre estas duas ações, uma vez que ambas solicitam, em parte, as mesmas regiões da secção.

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:

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

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

3.8.1.8. Verificação à flexão composta

Quando uma determinada secção transversal de um elemento estrutural está sujeita, em simultâneo, a um esforço normal (axial) e a um momento fletor significativo, torna-se necessário considerar os efeitos combinados dessas ações no dimensionamento da secção.

A atuação conjunta do esforço normal (quer de tração, quer de compressão) com o momento fletor pode levar a um estado de tensão mais complexo do que o que seria causado por cada ação isoladamente. Como tal, a verificação de segurança da secção deve garantir que a combinação dessas solicitações não ultrapassa a resistência da secção transversal.

De acordo com o Eurocódigo 3, esta verificação é feita através de uma condição de interação, que compara os valores de cálculo das ações atuantes (esforço normal, N_{Ed} e momento fletor M_{Ed}) com os correspondentes valores de resistência da secção (N_{Rd} e M_{Rd}). Esta verificação é normalmente expressa por uma equação de interação, cuja forma depende da classe da secção, do tipo de solicitação (tração ou compressão), e da geometria da secção.

O objetivo é garantir que a capacidade resistente total da secção não seja ultrapassada quando ambas as ações estão presentes. Esta abordagem é especialmente importante em zonas críticas, como apoios, emendas ou regiões com variação de carga.

Assim deve-se satisfazer as seguintes condições:

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

Assim o valor do momento fletor resistente deve de 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:

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

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

Deve referir-se no caso das 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.

3.8.1.9. Verificação à flexão composta com esforço de corte

Quando uma determinada secção transversal está submetida simultaneamente a flexão composta (isto é, uma combinação de momento fletor e esforço axial) e a um esforço de corte elevado, é necessário ajustar a análise da sua resistência, pois a interação entre estas ações pode comprometer a capacidade total da secção.

Em particular. Quando o valor do esforço de corte atuante excede 50% do esforço de corte resistente plástico da secção, a interação entre o esforço de corte e a flexão composta não pode ser negligenciado. Isso deve-se ao facto de que, em regiões da secção onde atua o corte, parte da área da secção transversal está também a resistir ao momento fletor e ao esforço axial. Como estas solicitações geram tensões concorrentes nas mesmas zonas, é necessário reduzir a tensão de cedência admitida nessas áreas para refletir adequadamente essas sobreposições de esforço.

Assim, para garantir uma verificação segura e realista, a resistência à flexão composta deve ser calculada, adotando-se uma tensão de cedência reduzida na parte da secção responsável por resistir ao esforço de corte. Essa abordagem visa evitar uma superestimação da resistência da secção nas zonas críticas.

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

Em que:

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

3.8.2. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DAS BARRAS À ENCURVADURA

3.8.2.1. Encurvadura em elementos comprimidos

Um elemento estrutural sujeito a compressão axial deve ser verificada quanto à encurvadura, pois este fenómeno pode comprometer significativamente a sua resistência.

A encurvadura ocorre quando, sob determinada carga crítica, o elemento não resiste mais de forma retilínea, sofrendo uma deformação lateral significativa que leva à perda de capacidade de carga, mesmo que as tensões no material estejam abaixo do limite de cedência.

Para garantir a segurança da estrutura, o Eurocódigo 3 exige que seja realizada a verificação de encurvadura, o que consiste em garantir que o esforço de compressão atuante de cálculo N_{Ed} não ultrapassa a resistência de cálculo à encurvadura $N_{b,Rd}$ da barra:

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

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

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

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.

3.8.2.2. Encurvadura em elementos em flexão

Um elemento estrutural solicitado à flexão em relação ao seu eixo principal de maior inércia, sem travamento lateral ao longo do seu vão, pode ficar sujeito à instabilidade lateral por encurvadura lateral com torção.

Este fenómeno ocorre quando, sob ação do momento fletor, a viga não apenas se deforma verticalmente, mas também sofre uma rotação em torno do seu eixo longitudinal, acompanhada de uma deslocação lateral, levando à perda de resistência antes que a tensão de cedência do aço seja atingida.

Nestes casos, deve ser realizada a verificação à encurvadura lateral com torção, assegurando que o momento fletor de cálculo atuante M_{Ed} não ultrapasse a resistência de cálculo à encurvadura lateral $M_{b,Rd}$:

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

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.

3.8.3. VERIFICAÇÃO DA DEFORMADA DA ESTRUTURA

O Eurocódigo 3 não estabelece regras claras para a avaliação das deformações em pontes, nomeadamente no que diz respeito à limitação da flecha. Por esse motivo, recorreu-se aos critérios da norma americana AASHTO LRFD, que apresenta orientações específicas para esse tipo de verificação, especialmente aplicáveis às pontes modulares analisadas neste estudo.

Segundo a AASHTO LRFD, no ponto 3.2.2.1, são propostos limites facultativos de flecha máxima, que podem ser adaptados conforme as exigências do dono de obra. Para a situação em que a estrutura é submetida exclusivamente à carga rodoviária (sem considerar cargas de peões, cargas permanentes adicionais ou outras ações variáveis), o critério estabelecido define que a flecha máxima admissível da estrutura deve ser inferior a $L/800$, onde L representa o vão da ponte.

Importa destacar que essa deformação corresponde apenas ao efeito de carga móvel rodoviária isolada, sendo avaliada a deformação inicial causada pelo peso próprio da estrutura. Ou seja, não inclui deformações iniciais nem aquelas provocadas por folgas nas ligações, pois estas influenciam apenas a geometria inicial da estrutura e não a sua resposta posterior ao carregamento.

No âmbito deste estudo, a verificação foi feita com recurso a modelos numéricos desenvolvidos no *software* Robot, onde se calculou a flecha máxima na viga longitudinal mais solicitada, posicionando a carga rodoviária com a máxima excentricidade admissível. Essa flecha foi comparada com o limite de $L/800$ para garantir que a deformação em serviço se mantém dentro dos valores considerados aceitáveis para o tipo de ponte em análise.

4

MODELAÇÃO E CASO DE ESTUDO

O desenvolvimento de um projeto estrutural em engenharia civil é uma tarefa complexa e tecnicamente exigente, sobretudo porque, em muitos casos, visa-se conceber uma solução inédita, um verdadeiro protótipo, que satisfaça critérios de desempenho definidos com base no conhecimento técnico disponível. Para alcançar este objetivo, é essencial compreender e prever o comportamento da estrutura, o que exige a adoção de modelos matemáticos ou físicos que simplificam e idealizam a realidade, processos estes designados por modelação.

A modelação é assim, uma etapa fundamental, pois só com a sua realização e a interpretação crítica dos resultados obtidos é possível avançar com o dimensionamento e a verificação dos elementos estruturais. No entanto, importa reconhecer que qualquer modelo, por mais detalhado que seja, constitui apenas uma aproximação à realidade, e, por isso, os seus resultados, devem ser sempre analisados com espírito crítico, sendo desejável sempre que possível, realizar comparações com dados experimentais.

No contexto deste trabalho, as estruturas foram estudadas através de modelos numéricos, cuja fiabilidade foi verificada por meio de modelos analíticos simplificados, análise das reações nos apoios e avaliação dos diagramas de esforços internos, de forma a confirmar a coerência dos resultados com o comportamento estrutural esperado.

Além disso, a criação de modelos numéricos eficazes requer não apenas um domínio geral dos métodos numéricos e de análise estrutural, mas também um conhecimento prático do *software* utilizado, de forma a evitar erros de origem computacional ou de definição do modelo. Assim, o rigor técnico e a consciência crítica são elementos indispensáveis ao longo de todo o processo de modelação e análise estrutural.

4.1. MODELOS PARA ANÁLISE

Dando seguimento ao presente estudo, foram desenvolvidos e analisados dez modelos distintos de pontes metálicas modulares, com o objetivo de realizar uma comparação abrangente e fundamentada entre diferentes configurações estruturais. A definição deste número de modelos visa a representatividade dos resultados obtidos, uma vez que, quanto maior for a amostra analisada, mais fiáveis, completos e coerentes se tornam os resultados e as conclusões a retirar. Esta abordagem permite, portanto, identificar tendências estruturais, padrões de comportamento e relações entre variáveis geométricas e mecânicas.

Os modelos foram definidos para vãos compreendidos entre 15 metros e 60 metros, o que assegura a cobertura de uma ampla gama de cenários de aplicação real. Além disso, introduziram-se variações na largura do tabuleiro, o que permitiu avaliar o impacto desta variável nas necessidades estruturais e no consumo de materiais. Procurou-se, por um lado, reproduzir soluções já utilizadas na prática e, por outro,

conceber modelos inéditos, mas alinhados com a lógica construtiva e modular das pontes metálicas em estudo, garantindo sempre a viabilidade técnica e funcional das propostas.

Uma das principais variáveis comparadas entre modelos foi a largura da faixa de rodagem, por ser um fator determinante no consumo final de aço e, consequentemente, no custo e na eficiência estrutural da ponte. Assim, foram modeladas soluções com uma única faixa de rodagem, representando casos otimizados para passagens simples ou de menor tráfego, e soluções com três faixas de rodagem, representando cenários de maior exigência funcional e de tráfego. Esta comparação permite avaliar a influência da largura no peso total da estrutura, na sua rigidez global e na distribuição de esforços, sendo esperado que os modelos mais largos apresentem maior massa estrutural e, portanto, maior custo e complexidade construtiva.

A análise e comparação entre estes modelos oferece, assim uma base técnica sólida para o desenvolvimento de critérios de dimensionamento, seleção e otimização de pontes metálicas modulares, adequadas a diferentes contextos de utilização, duração e condições de implantação.

4.2. MODELAÇÃO

Tendo em conta as particularidades das estruturas em análise, nomeadamente a geometria, o tipo de elementos estruturais envolvidos e os objetivos do estudo a realizar, considerou-se mais adequado recorrer à modelação por meio de elementos de barra, em substituição a outros tipos de representação mais complexos como elementos de casca ou sólidos.

Desde modo, todas as pontes foram modeladas como estruturas tridimensionais compostas por barras, adotando-se modelos com seis graus de liberdade por nó (três de translação e três de rotação), o que permite simular de forma eficaz o comportamento estrutural global das pontes, incluindo a deformação e a rotação dos elementos. Esta abordagem oferece um equilíbrio adequado entre fidelidade dos resultados e eficiência computacional, sendo particularmente apropriada para estruturas compostas essencialmente por perfis metálicos lineares, como é o caso das pontes modulares metálicas em treliça.

A opção por este tipo de modelação permitiu ainda uma análise mais célere e flexível de diferentes configurações estruturais, facilitando a introdução de variantes geométricas e a comparação entre modelos, sem comprometer a precisão dos resultados nas verificações de segurança e desempenho.

4.2.1. SIMPLIFICAÇÕES E LIMITAÇÕES DA ANÁLISE

Como já foi referido, o estudo de uma estrutura de engenharia civil envolve diversos fatores complexos e incertezas significativas, o que obriga à adoção de simplificações e idealizações que permitam obter resultados fiáveis do ponto de vista económico e prático. No presente estudo, essa abordagem foi evidente em vários aspetos da modelação e análise.

A estrutura foi analisada em regime estático, ignorando os efeitos diretos, mas compensando parcialmente essa omissão através da aplicação de fatores corretivos previstos nas normas de projeto utilizadas. Assumiu-se ainda que os apoios são perfeitamente rígidos, eliminando qualquer influência da sua deformabilidade.

No que diz respeito aos materiais, estes foram considerados isotrópicos e homogêneos, e a análise baseou-se nas hipóteses da teoria de Euler-Bernoulli e na lei de Hooke, assumindo-se que todos os elementos trabalham em regime de pequenas deformações e comportamento linear elástico. No entanto,

sempre que permitido pelo Eurocódigo 3, foi considerada a resistência plástica das secções, mesmo quando os esforços foram determinados com base numa análise elástica global.

Foram também feitas algumas omissões relevantes, como o não estudo de imperfeições geométricas e não-linearidades geométricas globais, o que implica que a estrutura foi tratada como linear, permitindo a aplicação do princípio da sobreposição de efeitos. Esta aproximação, embora comum, pode levar a subestimações das fragilidades reais da estrutura, nomeadamente em barras comprimidas com secções abertas em “U”, como as cordas superiores não contraventadas, que podem ser mais vulneráveis do que o previsto à encurvadura local ou global.

Ainda que nenhuma análise não-linear tenha sido feita, parte dos efeitos da instabilidade local foram considerados através das fórmulas de encurvadura do Eurocódigo 3 (Secção 6), que já integram certas imperfeições e não-linearidades de forma simplificada.

Por fim, destaca-se que as ligações entre os elementos não foram analisadas em detalhe, nem se avaliou o comportamento à fadiga, o que constitui outra limitação relevante do trabalho, sobretudo em estruturas metálicas sujeitas a carregamentos variáveis ao longo do tempo.

4.2.1.1. Fadiga

De facto, a fadiga é um fenómeno particularmente relevante em estruturas metálicas, sobretudo em elementos sujeitos a carregamentos cíclicos significativos. No âmbito deste estudo, a análise esteve focada principalmente no dimensionamento estático e no comportamento global da estrutura sob carregamentos de serviço, pelo que a fadiga não foi considerada de forma explícita.

Admite-se que a inclusão de uma análise de fadiga poderia trazer ajustes importantes nas conclusões, sobretudo em pontos de concentração de tensões ou em ligações soldadas, onde o fenómeno é mais crítico. Se assim fosse considerada, possivelmente a configuração estrutural proposta não devesse sofrer alterações radicais, poderiam ser necessárias recomendações adicionais, como detalhamento construtivo mais rigoroso, controlo da qualidade das soldaduras ou até revisão de algumas secções críticas para garantir uma vida útil adequada face aos ciclos de carregamento previstos, naturais do tipo de estrutura em causa.

Em suma, a consideração da fadiga seria um passo natural numa fase posterior do projeto, contribuindo para maior robustez e segurança, e poderia levar ajustes pontuais nas soluções aqui apresentadas.

4.2.1.2. Instabilidade global

De facto, a instabilidade global é um fenómeno crítico em estruturas metálicas, sobretudo naquelas mais esbeltas ou sujeitas a esforços de compressão relevantes, uma vez que pode conduzir à perda de capacidade resistente da estrutura como um todo. No âmbito deste estudo, a análise esteve centrada, como já foi mencionado, com comportamento estático linear e no dimensionamento dos elementos para os estados-limite últimos e de utilização, não tendo sido considerada explicitamente a verificação de instabilidade global.

Admite-se que a inclusão destas verificações poderá levar a conclusões ligeiramente diferentes, especialmente no que diz respeito às secções solicitadas e à necessidade de maior rigidez global. A minha perceção é que o modelo proposto dificilmente sofreria alterações radicais, mas poderiam ser necessárias medidas complementares, tais como:

- Ajustes das secções para garantir maior inercia e reduzir deslocamentos laterais,

- Reforço de ligações críticas,
- Consideração dos efeitos de 2º ordem, de forma a obter resultados mais realistas.

Assim, a consideração da instabilidade global é tomada como um passo natural numa fase mais avançada do projeto, garantindo que a solução seja não apenas resistente, mas também estável em toda a sua vida útil.

4.2.2. GEOMETRIA

A característica modular das pontes estudadas revelou-se uma vantagem significativa no processo de modelação, pois a repetição de elementos estruturais e de propriedades geométricas permitiu automatizar grande parte do trabalho. Através da criação de folhas de cálculo e da utilização de funções de copiar e colar no *software* de modelação estrutural, foi possível agilizar substancialmente o processo de criação dos modelos.

Dessa forma, a primeira modelo exigiu mais tempo e esforço, já que foi construído do zero, mas os modelos seguintes foram desenvolvidos a partir do anterior, permitindo uma evolução sequencial e eficiente: o segundo modelo baseou-se no primeiro, o terceiro no segundo, e assim por diante.

Como ponto de partida, a geometria de algumas pontes já era conhecida, nomeadamente as de 60,960 m, 54,864 m 36,576 m, 27,432 m e 15,240 m, a partir de plantas, alçados e cortes em AutoCAD fornecidos pela empresa BERD. No entanto, alguns desses casos, as plantas incluíam passarelas laterais para peões, elementos que não foram considerados neste estudo. Por esse motivo, mesmo baseados em desenhos existentes tiveram de ser adaptados e analisados de forma específica, de modo a manter a coerência com o escopo do trabalho, que se focou exclusivamente em pontes rodoviárias sem passagens pedonais.

Assim, a abordagem adotada permitiu equilibrar rigor técnico e eficiência, garantindo que cada modelo fosse adequado ao estudo comparativo pretendido.

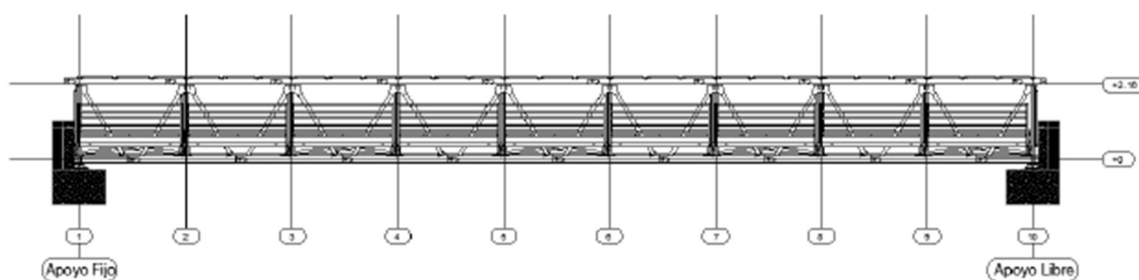


Fig. 4.1 - Alçado lateral do modelo de 27,432 m, com passarelas laterais (gentilmente cedido pela BERD)

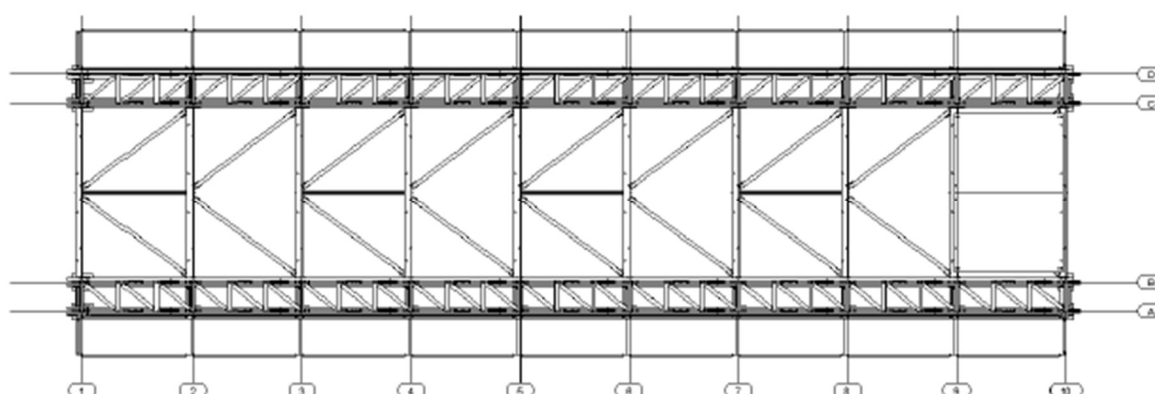


Fig. 4.2 - Vista superior do modelo de 27,432 m, com passarelas para peões (gentilmente cedido pela BERD)

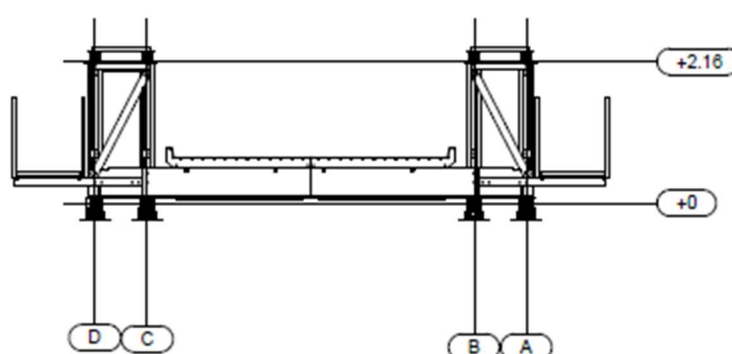


Fig. 4.3 - Alçado frontal do modelo de 27,432 m, com passarelas para peões (gentilmente cedido pela BERD)

A construção dos modelos iniciou-se com uma análise cuidadosa dos painéis estruturais e dos demais componentes, como cordas, contraventamentos e travessas, com base nos desenhos técnicos fornecidos. O objetivo foi compreender a forma e função real desses elementos para posteriormente os representar de maneira fiel através de elementos finitos de barra no modelo numérico.

Para garantir que o modelo representa corretamente o comportamento estrutural, foi essencial fazer com que os centros de gravidade dos perfis coincidisse geometricamente. Esta exigência, ilustrada na figura 4.4, assegura que a rigidez e esforços estejam bem distribuídos e condizentes com a realidade.

Devido a esta necessidade, tornou-se inevitável o uso de barras rígidas em vários pontos da estrutura, especialmente nas ligações entre elementos diferentes ou entre as barras que compõem os painéis, como mostrado nas figuras 4.4 e 4.5. Estas barras rígidas permitem ajustar corretamente o comprimento real das barras resistentes e representar com precisão a transferência de esforços nas ligações, o que é fundamental para garantir a fiabilidade dos resultados de dimensionamento e verificação estrutural.

Deste modo, a modelação procurou sempre um equilíbrio entre simplicidade computacional e fidelidade física, assegurando que os modelos fossem úteis e representativos para análise estrutural.

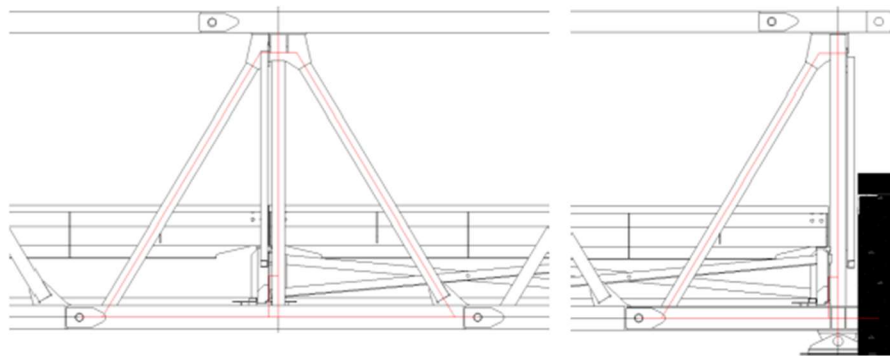


Fig. 4.4 - Definição dos eixos dos perfis dos painéis correntes (esquerda) e extremos (direita)

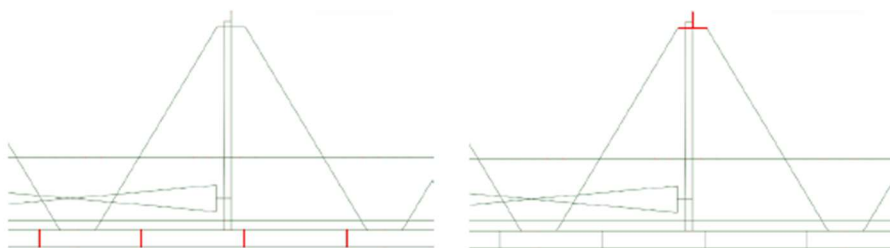


Fig. 4.5 - Definição das barras rígidas nas ligações entre corda inferior e reforço de corda (esquerda) e da ligação de perfis de um painel (direita)

O processo de construção do modelo geométrico das pontes foi cuidadosamente estruturado e desenvolvido em várias etapas, com o objetivo de garantir coerência e precisão na representação da estrutura real. Este processo envolveu unicamente a definição da geometria, sem ainda considerar cargas ou apoios.

Os principais passos foram os seguintes:

1. Análise global dos desenhos em AutoCAD para obter uma compreensão geral da estrutura da ponte, incluindo organização dos elementos e ligações principais;
2. Estudo detalhado dos painéis estruturais, onde se identificam os eixos das barras, mediram-se as dimensões e validaram-se as secções transversais dos elementos;
3. Criação de folhas de cálculo, que permitiram automatizar a geração de nós e barras, otimizando a entrada de dados e reduzindo o risco de erros manuais;
4. Importação para o *software* Robot da informação processada nas folhas de cálculo, permitindo a construção inicial do modelo;
5. Complementação do modelo no Robot, com a introdução manual de alguns nós e barras específicas, seguindo da utilização da funcionalidade de “copy-paste” para replicar partes da estrutura e concluir a sua geometria de forma eficiente.

Seguindo os princípios previamente estabelecidos, o modelo inicial desenvolvido foi o da ponte de 60,960 metros de comprimento. Este modelo serviu como base para a criação dos restantes, os quais foram construídos através da eliminação progressiva de módulos e/ou reforços, ajustando-se assim a geometria para representar vãos menores.

As figuras 4.6 a 4.9 ilustram claramente as secções transversais dos diferentes modelos, tanto com um como dois níveis de painéis, assim como com 1 plano, 2 planos e 3 planos, evidenciando a consistência geométrica entre os modelos de elementos finitos e os desenhos técnicos das pontes fornecidos. Importa

realçar que todas as medições e posicionamentos dos modelos foram feitos referindo-se ao eixo das barras, conforme recomendado para garantir o rigor estrutural.

No caso específico dos modelos com três faixas de rodagem, a abordagem utilizada consistiu em manter a geometria geral dos painéis e a disposição dos perfis metálicos, modificando apenas as travessas. Estas foram dimensionadas com base nas normas vigentes para largura de faixas de rodagem, alargando-se e redimensionando-se conforme necessário.

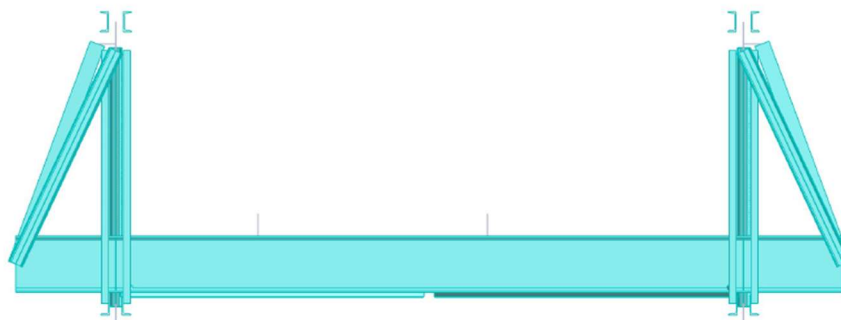


Fig. 4.6 - Secção transversal, de ponte com um nível de painéis, um plano e uma faixa de rodagem

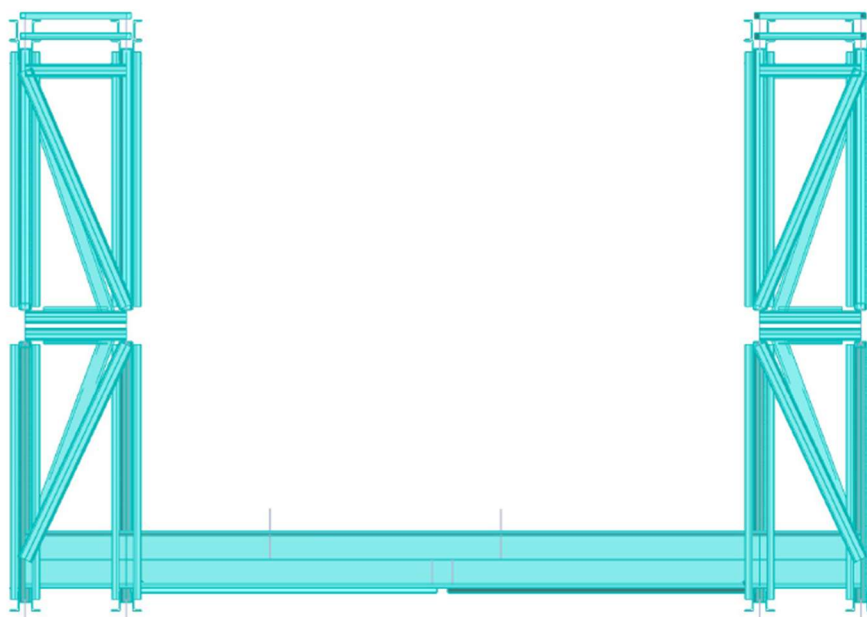


Fig. 4.7 - Secção transversal, de ponte com dois níveis de painéis, dois planos e uma faixa de rodagem



Fig. 4.8 - Secção transversal, de ponte com um nível de painéis, dois planos e três faixas de rodagem

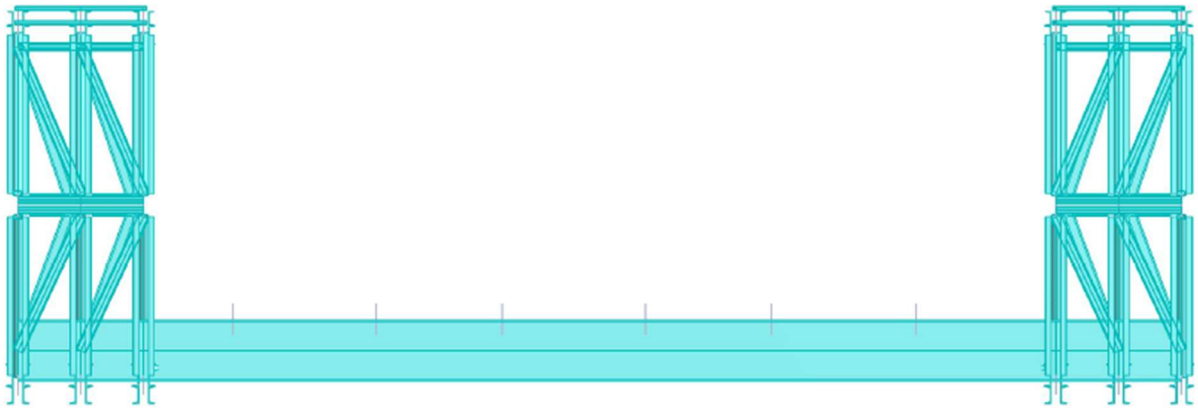


Fig. 4.9 - Secção transversal, de ponte com dois níveis de painéis, três planos e três faixas de rodagem

No que diz respeito aos apoios da estrutura, foram consideradas quatro diferentes condições de apoio, cada uma aplicada a nós específicos da estrutura, criados intencionalmente para este fim, nomeadamente, os nós localizados nos planos de extremidade.

Em ambas as extremidades do tabuleiro existem, para cada plano de painéis, um aparelho de apoio independente. Isto implica que é necessário atribuir uma condição de apoio a cada lateral da estrutura, assegurando assim a correta representação da realidade estrutural. Essa lógica pode ser observada de forma clara na figura 4.10, onde se ilustra a posição e o tipo de apoio aplicado a cada plano.

Desta forma, a modelação considera não só o posicionamento físico real dos apoios, mas também as suas funções específicas, permitindo uma análise mais precisa do comportamento da ponte nas suas extremidades. Esta abordagem garante que os efeitos de restrições de movimento e transmissão de esforços sejam corretamente simulados no modelo numérico.

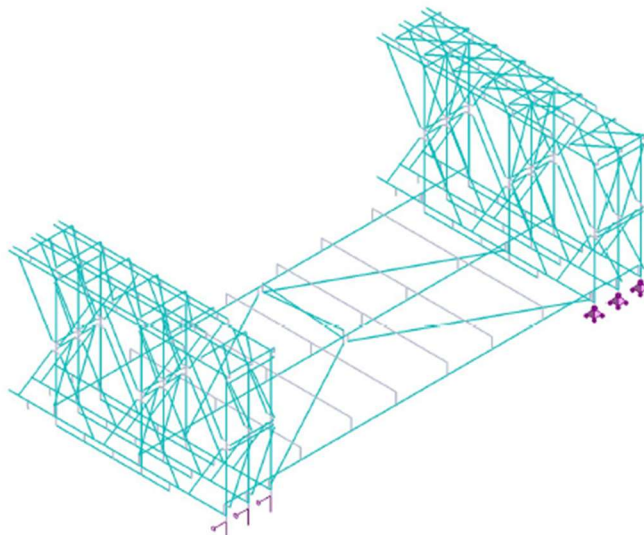


Fig. 4.10 - Condições de apoio exemplo

Em cada extremidade da ponte foram definidas diferentes condições de apoio para garantir o equilíbrio da estrutura e permitir os movimentos necessários.

Num dos extremos, três apoios permitem que a ponte rode em torno do eixo transversal, ou seja, não impedem a inclinação lateral. Desses três apoios, um está totalmente fixo, impedindo qualquer tipo de deslocamento (longitudinal, transversal e vertical), enquanto o outro permite que a estrutura se mova lateralmente, possibilitando a dilatação ou contração transversal.

No outro extremo da ponte, também se permite a rotação em torno do eixo transversal e o movimento ao longo do comprimento da ponte, de forma a acomodar os efeitos de variações térmicas. Um dos apoios nesse extremo permite ainda o deslocamento lateral.

Esta configuração foi pensada para equilibrar a estrutura e, em simultâneo, deixar liberdade para deformações naturais, como as causadas pela temperatura ou retrações, evitando o surgimento de esforços adicionais indesejados.

4.2.3. MATERIAIS

O principal material adotado para a estrutura metálica foi o aço S355, amplamente utilizado nos componentes estruturais pelas suas boas características mecânicas e resistência. Ficaram de fora deste estudo elementos como cavilhas, parafusos, chapas de ligação e soldaduras, que, caso utilizem aços diferentes, deverão ser sempre de classes superiores para garantir a segurança.

Além do aço S355, foi criado no modelo um segundo material designado como S355 NW (do inglês, No Weight), com as mesmas propriedades mecânicas do S355, mas sem peso próprio. Este material fictício foi utilizado especificamente para representar barras rígidas, que servem apenas como elementos auxiliares de ligação entre componentes. Como essas barras não correspondem a elementos reais da estrutura, foi necessário garantir que não contribuem para o peso total da ponte no modelo.

4.2.4. ELEMENTOS DE BARRA

4.2.4.1. Secções transversais

O programa Robot inclui uma biblioteca de perfis metálicos normalmente disponíveis no mercado, o que facilitou a atribuição das secções corretas às barras, de acordo com os desenhos técnicos fornecidos. Além disso, permite criar perfis personalizados ou combinar os já existentes, garantindo flexibilidade no processo de modelação.

Para representar as barras rígidas no modelo, foi criada uma secção específica chamada “INF”, com propriedades geométricas (área e momentos de inércia nos três eixos), muito elevadas. Esta definição garante que essas barras se comportem como elementos praticamente indeformáveis. No entanto, esses valores foram escolhidos com cuidado para evitar que se gerassem erros de cálculo durante a análise estrutural.

4.2.4.2. Tipos de barras

Para facilitar a verificação da segurança estrutural, as barras que compõem a estrutura foram organizadas em várias categorias, permitindo uma representação mais adequada do comportamento de cada tipo de elemento. Esta categorização cuidadosa é essencial, pois torna possível utilizar a ferramenta de verificação automática do *software*, otimizando o processo de análise num modelo com milhares de barras.

Contudo, dado que o principal foco deste estudo recai sobre os painéis da ponte, a definição da categoria associada às travessas foi feita de forma mais simplificada, não exigindo o mesmo nível de detalhe ou rigor aplicado às outras componentes estruturais.

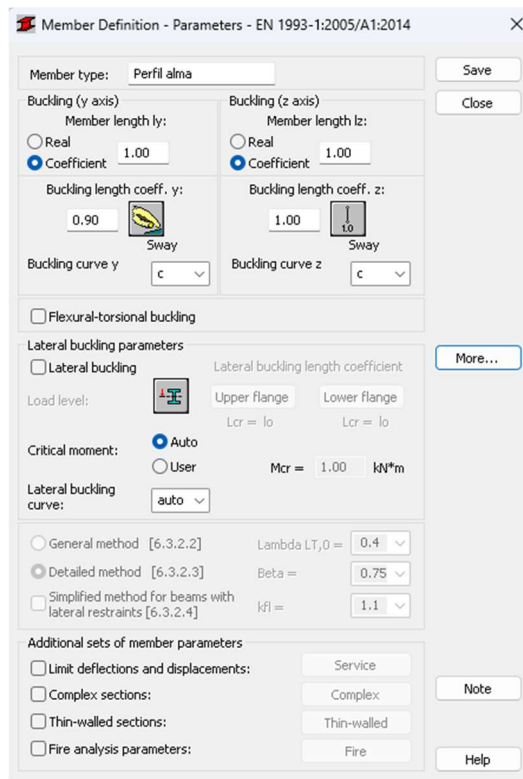


Fig. 4.11 - Menu de definição de tipo de barra

A figura 4.11 mostra o menu de definição de tipo de barra para uma das categorias atribuídas às barras estruturais, onde se podem identificar várias definições comuns a quase todas as categorias, com exceção da aplicada às travessas, e que influenciam diretamente a verificação estrutural.

Destacam-se os seguintes pontos:

- Em conformidade com a cláusula 6.3.2.2.(4) do Eurocódigo 3, desconsideraram-se os efeitos da encurvadura lateral, opção assinalada como “Lateral buckling” no menu do programa;
- Também não se considerou o efeito da encurvadura por flexo-torção, uma vez que os elementos mais suscetíveis a esse fenómeno, como as cordas e reforço de corda, foram assumidos como devidamente travados pelos elementos adjacentes e pelos sistemas de contraventamento;
- No campo dos “load parameters”, definiu-se o tipo de carregamento relevante para as verificações de flexão nos eixos y e z, dado que, no contexto deste estudo, não se verificam cargas distribuídas significativas ao longo das barras que justifiquem outro tipo de diagramas de momento fletor;
- Não foi atribuído qualquer “Additional sets of member parameters”;
- Por fim, os parâmetros relacionados com a encurvadura foram personalizados para cada tipo de barra, tendo em vista a representação adequada da perda de resistência à compressão devido à encurvadura. O menu em causa permite definir o comprimento de encurvadura por meio de um coeficiente aplicado ao comprimento real ou pela introdução de um valor específico (medido ou calculado). Adicionalmente, possibilita a escolha da curva de encurvadura mais adequada, conforme orientado na cláusula 6.3.1.2.(2) do Eurocódigo 3.

4.2.4.3. Condições de fronteira

Um aspeto fundamental na modelação estrutural é a definição adequada das condições de fronteira das barras, uma vez que estas influenciam diretamente o comportamento global da estrutura. A forma como estas ligações são representadas afeta o grau de hiperestaticidade do sistema, a forma como os esforços são distribuídos entre os elementos e a própria configuração deformada da estrutura sob carregamento.

No *software* Robot, essa definição é feita através de uma ferramenta específica que permite controlar os seis graus de liberdade (três translacionais e três rotacionais) nas extremidades de cada barra, podendo ser livre ou restrita em qualquer direção, consoante a ligação que se pretende simular.

Nas pontes com uma única faixa de rodagem, os montantes e diagonais foram, regra geral, modelados como rigidamente ligados nas suas extremidades, à exceção da ponte com vão superior a 30 metros. Esta modelação justifica-se pelo facto de estes elementos integrarem o módulo estrutural dos painéis, sendo usualmente soldados aos restantes componentes, o que assegura uma ligação rígida e a continuidade estrutural necessária para garantir o seu correto comportamento.

Nas pontes com três faixas de rodagem, seguiu-se um critério de modelação semelhante. A única ponte deste grupo com apenas um nível de painéis é a de 15 metros, pelo que todas as restantes apresentam uma configuração estrutural equivalente à das pontes com uma faixa e vãos superiores a 30 metros. Assim, nestes casos, os montantes e diagonais foram igualmente considerados com ligações rígidas nas extremidades, mantendo a coerência com a modelação dos painéis modulares das restantes estruturas.

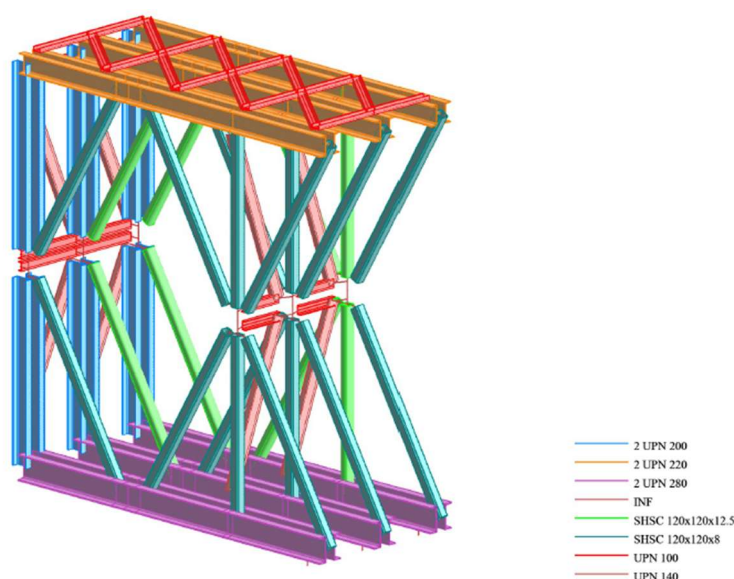


Fig. 4.12 - Extremidade da viga longitudinal de 40 metros com destaque dos tipos de perfis utilizados

No caso das pontes com vãos superiores a 30 metros e uma única faixa de rodagem, a transição entre configurações com um e dois níveis de painéis exigiu uma abordagem distinta. Inicialmente, ao modelar a estrutura com apenas um nível de painéis, verificou-se que a solução se tornava quase inviável devido a uma limitação na verificação da resistência à encurvadura de duas diagonais sujeitas a flexão composta com compressão. Como estas diagonais não eram limitadas pelo esforço axial, que normalmente é o fator crítico nestes elementos, mas sim por uma verificação influenciada pela presença de momentos fletores, considerou-se que a suposição de ligações completamente rígidas poderia estar a penalizar indevidamente o modelo.

Assim, adotou-se uma condição de fronteira menos restrita, permitindo uma rotação limitada numa das extremidades das barras, uma hipótese aceitável em análise ao estado limite último. Esta alteração revelou-se eficaz, reduzindo ligeiramente os rácios das verificações de segurança nos elementos mais solicitados e viabilizando-se a utilização da configuração com apenas um nível de painéis.

Este critério foi estendido também às pontes com três faixas de rodagem: apenas a ponte de 15 metros, devido à sua reduzida dimensão, não exigiu a introdução de um segundo nível de painéis, mantendo-se com um único nível.

No que diz respeito às ligações entre cordas dos painéis e entre cordas de reforço, estas foram consideradas como ligações rotuladas, dado serem unidas por cavilhas e funcionarem em série. Já os elementos de contraventamento foram modelados como barras com articulações rotuladas em ambas as extremidades. Adicionalmente, sempre que a configuração apresentava apenas um nível de painéis, a ligação entre painéis e a corda superior foi assumida como rígida, tal como se fez com a ligação entre painéis nas configurações com dois níveis. Estas suposições visam representar com maior realismo o comportamento estrutural das ligações nas diferentes configurações.

4.2.5. QUANTIFICAÇÃO E MODELAÇÃO DE AÇÕES

4.2.5.1. Peso próprio da estrutura

O peso próprio da estrutura metálica, tal como anteriormente mencionado, foi determinado automaticamente pelo *software* Robot. Contudo, para efeitos deste estudo, aplicou-se um acréscimo de 25% a esse valor, conforme justificado em secções anteriores. Nas verificações manuais e para o apuramento do peso linear da estrutura, este valor foi obtido com base nas somas das reações dos apoios, garantindo uma estimativa representativa do comportamento global. No modelo estrutural, o peso próprio foi incluído através de um caso de carga específico, designado por DC_Steel Structure, que corresponde exclusivamente à ação da massa da estrutura metálica.

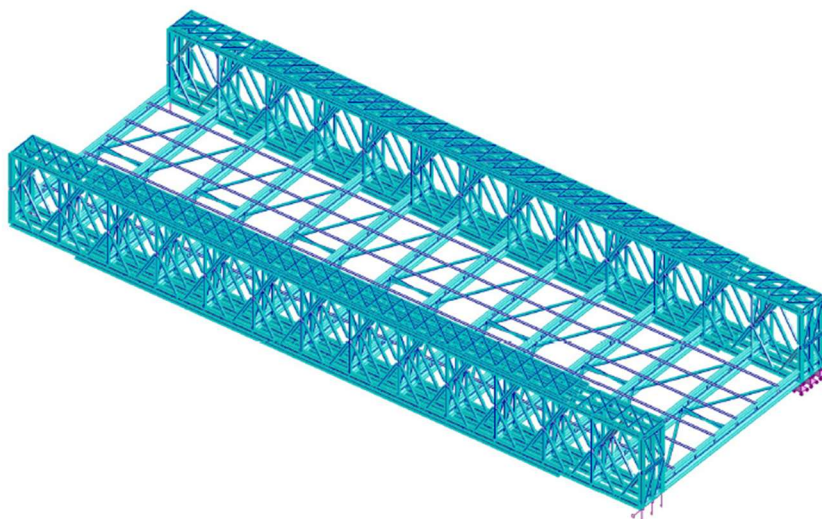


Fig. 4.13 - Distribuição do peso próprio da estrutura no modelo de 40 m com três faixas de rodagem

4.2.5.2. Peso próprio do pavimento

O peso próprio do pavimento, determinado anteriormente, tem um valor de $1,083 \text{ kN/m}^2$. No modelo computacional, este valor foi representado através da aplicação de cargas distribuídas ao longo das travessas, de forma proporcional à sua área de influência. Essa área depende diretamente do espaçamento entre travessas, que neste caso é de 3,048m (equivalente a 10 pés).

Como consequência dessa distribuição, as travessas localizadas nas extremidades da estrutura recebem metade da carga atribuída às travessas intermédias. Assim, as cargas lineares aplicadas foram de 1,65 kN/m para as travessas extremas e de 3,30 kN/m para as restantes travessas interiores.

Esta ação permanente foi modelada em um caso de carga específico, denominado DC_Deck, correspondente exclusivamente ao peso próprio do tabuleiro.

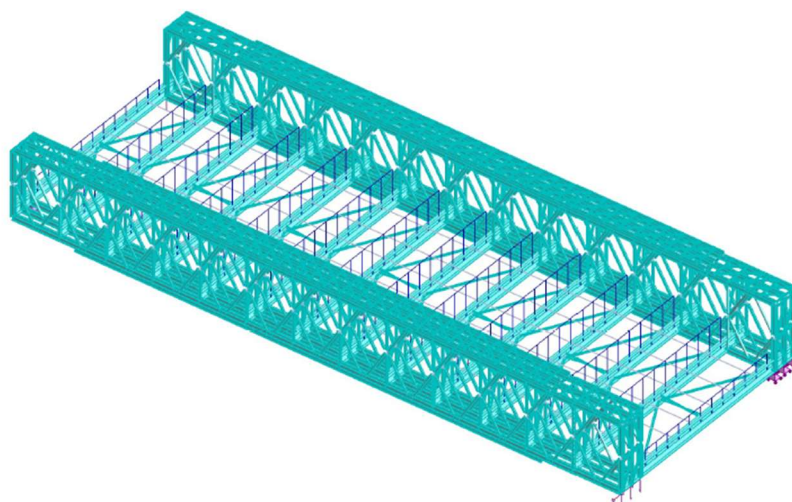


Fig. 4.14 - Distribuição do peso próprio do pavimento no modelo de 40 m com três faixas de rodagem

4.2.5.3. Carga rodoviária

- Carga de Camião

A carga correspondente à passagem do camião é composta por seis forças concentradas, cujas magnitudes e espaçamentos foram previamente definidos no Capítulo 3. Conforme ilustrado na figura 4.15, essas forças são aplicadas em diferentes posições ao longo do tabuleiro, simulando o deslocamento do veículo.

Para representar esse movimento no modelo, as forças são deslocadas em incrementos regulares de 1,524 m, valor correspondente a metade do espaçamento entre travessas. Esta metodologia permite analisar o efeito do camião em diferentes localizações ao longo da estrutura, garantindo uma avaliação mais precisa das solicitações.

Para os modelos correspondentes às pontes com três faixas de rodagem, foi adotada a mesma metodologia de simulação da carga móvel. As forças concentradas representando o camião foram igualmente aplicadas com o mesmo espaçamento e em incrementos de 1,524 m, percorrendo diversas posições ao longo do tabuleiro.

A principal diferença residiu na repetição da carga em cada faixa de tráfego, de forma a considerar a possibilidade de múltiplos veículos circulando simultaneamente. Assim, em vez de um único conjunto de seis forças concentradas, foram introduzidos três conjuntos independentes, espaçados transversalmente de acordo com a largura das faixas, assegurando uma distribuição realista das cargas móveis no tabuleiro alargado.

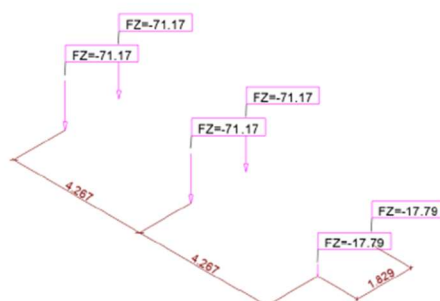


Fig. 4.15 - Definição da carga de camião

Importa ainda destacar que as posições analisadas para a carga móvel foram estrategicamente selecionadas para representar de forma eficaz o percurso do camião ao longo da ponte, desde a sua entrada, passando pelo meio vão, até à saída. Estas configurações foram consideradas representativas e determinantes, uma vez que permitem identificar os cenários mais exigentes para a estrutura. Com efeito, possibilitam a avaliação das solicitações máximas em termos de esforço cortante e momento fletor, bem como a análise da flecha máxima no vão central, traduzindo adequadamente o comportamento estrutural em situações críticas de carregamento.

Para representar a ação do camião nas diferentes posições ao longo da ponte, foram criadas estruturas auxiliares designadas por “carris”, constituídas por barras rígidas simplesmente apoiadas nas travessas de 1,829 m, correspondente à distância entre rodas do veículo. Sobre essas barras, foram definidos pontos de aplicação das cargas, posicionados de acordo com o espaçamento adequado entre rodas, permitindo assim aplicar, com rigor, as forças concentradas correspondentes a cada roda em todas as posições simuladas ao longo do tabuleiro.

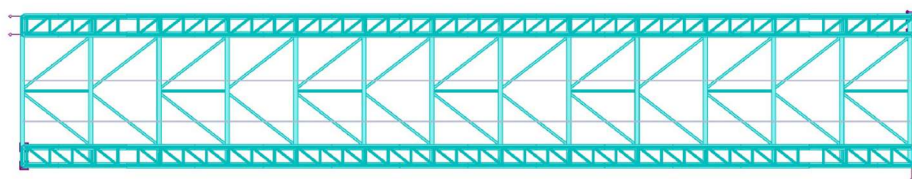


Fig. 4.16 - Planta de um modelo de uma faixa de rodagem com marcação dos “carris” demarcados a cinza

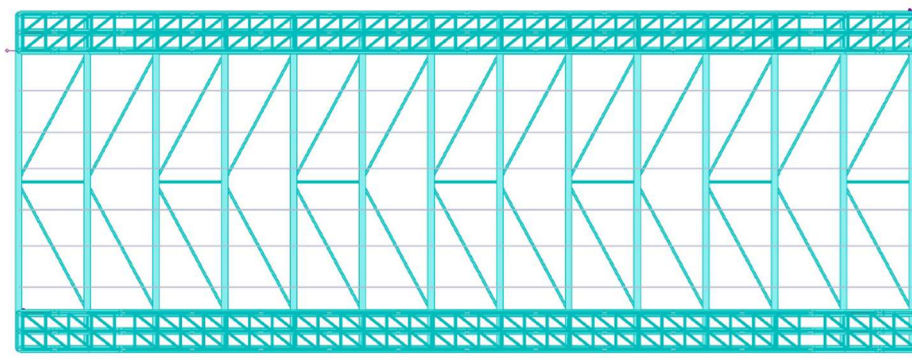


Fig. 4.17 - Planta de um modelo de três faixas de rodagem com marcação dos “carris” demarcados a cinza

Os diferentes casos de carga gerados segundo o procedimento descrito anteriormente foram designados pela sigla TR_i, onde i representa um número que identifica a posição do segundo eixo do camião relativamente ao início do tabuleiro. Esta nomenclatura permite uma organização clara e sistemática das várias configurações analisadas, facilitando a leitura e interpretação dos resultados associados a cada posição do veículo.

- Carga tandem

A carga tandem é composta por quatro forças concentradas, cujas intensidade e espaçamentos foram definidos no capítulo 3. Tal como no caso do camião esta carga desloca-se ao longo do tabuleiro, assumindo várias posições sobre os “carris” previamente modelados. Este processo visa simular o movimento do veículo e avaliar os efeitos da carga tandem ao longo da extensão da ponte.

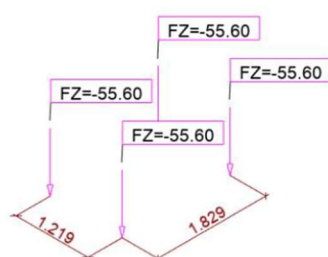


Fig. 4.18 - Definição da carga tandem

À semelhança do procedimento adotado para a carga do camião, as diferentes posições da carga tandem foram representadas por distintos casos de carga, espaçados entre si por 1,524 m, com o objetivo de simular o avanço progressivo do veículo desde a entrada até além do meio vão da ponte. Considerando a simetria desta carga em relação ao seu centro, não foi necessário modelar a sua saída do tabuleiro, já que o efeito seria simétrico ao da entrada.

Os diferentes casos de carga gerados segundo a metodologia descrita anteriormente foram identificados com a designação TA_i, onde i representa a distância entre o último eixo do conjunto tandem (isto é, o último a entrar na ponte) e o início do tabuleiro. Esta nomenclatura permitiu organizar claramente cada uma das posições simuladas ao longo da estrutura.

- Carga distribuída

Com base no ponto 3.6.2.3., a carga distribuída corresponde a uma força uniforme de 3,06 kN/m². Para representar esta ação no modelo, foram aplicadas carga distribuídas ao longo das travessas, calculadas a partir das respetivas áreas de influência, determinadas pelo espaçamento entre travessas (3,048 m). Nesse contexto, as travessas localizadas nas extremidades da estrutura recebem apenas metade da carga atribuída às travessas intermédias.

Consequentemente, as cargas aplicadas são de 4,67 kN/m para travessas intermédias e 9,34 kN/m para as extremas, refletindo o efeito das áreas de influência. Em termos de aplicação, cada carga está distribuída ao longo de 3,048 m no sentido transversal da travessa, com a excentricidade considerada conforme descrito no capítulo 3.

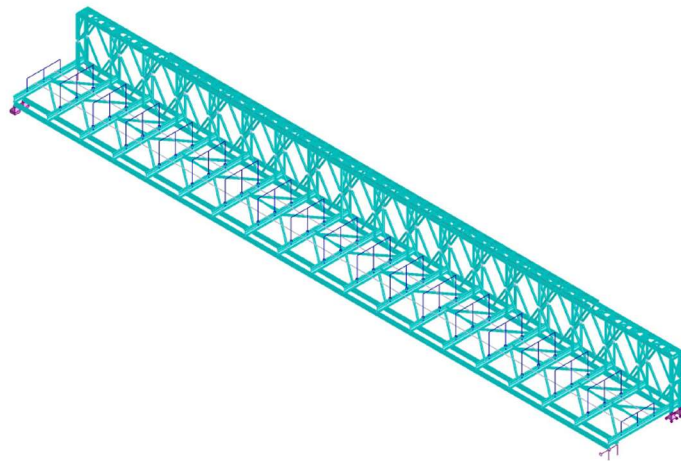


Fig. 4.19 - Definição da carga distribuída para modelo de uma faixa de rodagem

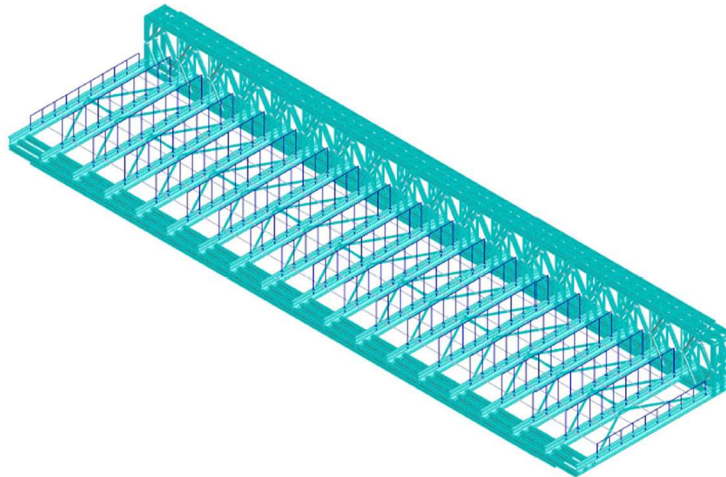


Fig. 4.20 - Definição da carga distribuída para modelo de três faixas de rodagem

A ação correspondente à carga distribuída foi representada no modelo através do caso de carga designado LL_Lane Load.

4.2.6. MODELAÇÃO DAS COMBINAÇÕES

O programa Robot oferece duas formas de definir combinações de carga: automaticamente, com base numa norma escolhida, ou manualmente, através da atribuição direta de coeficientes a cada caso de carga. Neste estudo, optou-se por realizar a definição manual das combinações, permitindo maior controlo e flexibilidade na aplicação simultânea dos diferentes coeficientes associados às ações envolvidas, como os fatores dinâmicos, de coexistência de veículos, entre outros ajustamentos específicos ao tipo de carga considerada.

4.2.6.1. COMBINAÇÃO STRENGTH I

Com base na equação 3.1 e na definição da carga rodoviária apresentada na secção 3.6.2.6., foram calculados os coeficientes correspondentes a cada ação. Estes valores serviram de referência para a aplicação dos fatores a cada caso de carga, conforme resumido no quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Coeficientes majorativos aplicados aos casos de carga

Caso de carga	f_{ASSHTO}	m	M	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

Dado que as cargas do camião e da carga tandem foram representadas em vários casos de carga distintos, variando consoante a sua posição ao longo da ponte, a combinação Strength I teve de ser segmentada em várias combinações individuais. Estas foram nomeadas STR I – LL_TR_i para os diferentes posicionamentos do camião e STR I – LL_TA_i para as posições da tandem, sendo i o número que indica a posição específica de carregamento em cada situação analisada.

4.2.6.2. Combinação service II

Tal como foi feito na modelação da combinação Strength I, a combinação correspondente foi definida com base na equação 3.7 e na caracterização da carga rodoviária apresentada na secção 3.2.2.1. A partir desses dados, calcularam-se os coeficientes a aplicar a cada caso de carga individual, os quais estão sistematizados no quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Coeficientes majorativos aplicados aos casos de carga

Caso de carga	f_{ASSHTO}	m	M	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

De forma semelhante ao que foi feito nas outras combinações, no caso da combinação Service II, a forma como as cargas do camião e do tandem foram modeladas, divididas por posições distintas, exigiu a criação de múltiplas combinações parciais. Estas foram designadas como SERV II – LL_TR_i e SERV II – LL_TA_i, em que o índice i identifica a posição correspondente de cada carga sobre o tabuleiro.

5

ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste trabalho, procedeu-se à análise de um conjunto de pontes pertencentes ao sistema modular MBPanelX, com o objetivo de identificar a configuração estrutural mais eficiente para vãos compreendidos entre 15,240 m e 60,960 m. A investigação concentrou-se particularmente no comportamento dos elementos constituintes das vigas longitudinais, designadamente os painéis metálicos e as cordas de reforço, cujas características geométricas e estruturais influenciam diretamente o desempenho global da estrutura e, de forma crítica, o consumo de aço.

Tendo em conta o âmbito do presente estudo, que se foca na racionalização do consumo de aço em tabuleiros metálicos, considerou-se fundamental avaliar, para cada configuração modular, a quantidade total de aço necessária por metro quadrado de tabuleiro, relacionando este valor com a rigidez, estabilidade global e simplicidade construtiva. Esta abordagem permite estabelecer uma correlação objetiva entre a eficiência material e a solução estrutural adotada, servindo de base à formulação de diretrizes para projetos futuros que privilegiem a sustentabilidade e a economia de recursos.

Embora o sistema MBPanelX permita uma ampla flexibilidade na configuração das estruturas, incluindo a integração de passagens pedonais e a conceção de pontes com diferentes larguras de tabuleiro, o presente estudo foi delimitado à análise de estruturas com uma e três vias de tráfego, sem inclusão de passarelas laterais. Esta delimitação visa garantir consistência na comparação entre os modelos estruturais, enquanto permite avaliar o impacto da largura da faixa de rodagem no desempenho estrutural e no consumo específico de aço. A comparação entre soluções com uma única via e outra com três vias proporciona uma visão abrangente sobre a influência da modularidade e da escala da superestrutura na eficiência global do sistema, especialmente no que respeita à utilização de material metálico.

As tipologias estruturais foram organizadas em quatro grupos principais, de acordo com o número de planos e níveis de painéis dispostos ao longo das vigas longitudinais:

- SS (Single-Single): um plano de painéis, com um único nível;
- DS (Double-Single): dois planos paralelos, com um nível;
- DD (Double-Double): dois planos paralelos, com dois níveis;
- TD (Triple-Double): três planos paralelos, com dois níveis.

Por simplicidade de comunicação, os vãos estudados são designados pela parte inteira do seu comprimento, sendo os valores exatos (com três casas decimais) devidamente apresentados nos quadros de resultados.

A modelação estrutural foi realizada considerando que as travessas transversais se apoiam nas cordas inferiores por meio de elementos rígidos que transmitem a carga como forças concentradas. Esta simplificação, embora útil para efeitos de cálculo, não representa com exatidão a realidade construtiva, uma vez que os esforços, na prática, são distribuídos por uma área de contacto limitada pelas dimensões

dos banzos das peças envolvidas. Em alguns casos, esta aproximação resultou em picos localizados de esforço de corte nas cordas inferiores, que apesar de não comprometerem a análise global, foram cuidadosamente considerados na avaliação da segurança e durabilidade dos elementos mais solicitados.

Neste contexto, o estudo procurou não apenas comparar a eficácia estrutural das diferentes configurações, mas também avaliar a sensibilidade do projeto à variação do consumo de aço, identificando soluções que combinem eficiência estrutural, leveza e economia de material. Esta análise revelou-se particularmente relevante no desenvolvimento de soluções com melhor desempenho global menor impacto ambiental, reforçando a importância da otimização do uso de recursos nos sistemas construtivos modulares.

Assim, os resultados obtidos nesta fase do estudo constituem uma base sólida para os capítulos seguintes, onde se aprofundará a análise da relação entre o consumo de aço e a tipologia adotada, complementada por estratégias de otimização estrutural e comparação técnica entre diferentes alternativas modulares aplicadas ao contexto rodoviário atual.

5.1. VERIFICAÇÃO DE MODELOS

A fim de garantir a fiabilidade dos resultados obtidos neste estudo, procedeu-se à análise detalhada e validação estrutural de dois modelos representativos, correspondentes a cada uma das configurações principais de tabuleiros: um modelo com uma faixa de rodagem e um modelo com três faixas de rodagem.

A escolha destes dois casos baseou-se no princípio da representatividade geométrica e estrutural, uma vez que as demais configurações seguem a mesma lógica construtiva, os mesmos critérios de modelação e o mesmo processo de dimensionamento, variando apenas em termos de escala o vão e a largura.

Assim, a validação completa destes dois modelos de referência permite assegurar a coerência e aplicabilidade da metodologia adotada para os restantes modelos, cuja análise foi realizada seguindo os mesmos parâmetros e critérios técnicos.

Para facilitar a identificação dos modelos analisados ao longo deste estudo, adotou-se uma nomenclatura padronizada, na qual cada modelo é designado por dois elementos separados por um ponto:

- O número antes do ponto indica o comprimento do vão da ponte, em metros;
- A letra após o ponto indica a configuração transversal do tabuleiro;
 - S – Tabuleiro com uma faixa de rodagem (configuração simples);
 - T – Tabuleiro com três faixas de rodagem (configuração tripla).

Por exemplo:

- 15.S refere-se ao modelo com vão de 15 metros e uma faixa de rodagem;
- 54.T refere-se ao modelo com vão de 54 metros e com três faixas de rodagem

Quadro 5.1 - Extensão da metodologia de validação

Modelo	Faixas de Rodagem	Vão (m)	Validação Detalhada	Comentário
15.S	1	15	Sim e apresentada no capítulo 1.2.1	Validação completa
27.S	1	27	Sim. mas não apresentada	Analisado com base no modelo de análise 15.S
40.S	1	40	Sim. mas não apresentada	Analisado com base no modelo de análise 15.S
54.S	1	54	Sim. mas não apresentada	Analisado com base no modelo de análise 15.S
60.S	1	60	Sim. mas não apresentada	Analisado com base no modelo de análise 15.S
15.T	3	15	Sim e apresentada no capítulo 1.2.1	Validação completa
27.T	3	27	Sim. mas não apresentada	Analisado com base no modelo de análise 15.T
40.T	3	40	Sim. mas não apresentada	Analisado com base no modelo de análise 15.T
54.T	3	54	Sim. mas não apresentada	Analisado com base no modelo de análise 15.T
60.T	3	60	Sim. mas não apresentada	Analisado com base no modelo de análise 15.T

5.1.1. ANÁLISE GERAL E EXEMPLIFICATIVA

A avaliação de segurança estrutural foi conduzida de forma uniforme em todos os modelos analisados ao longo do estudo. Para tal, recorreu-se às ferramentas de verificação automática disponibilizadas pelo *software* ROBOT, complementando-se os resultados obtidos com cálculos manuais aplicados aos principais perfis estruturais. Como forma de ilustrar o procedimento metodológico adotado, apresentam-se seguidamente os resultados das verificações realizadas para dois casos representativos e que integram os dados de análise do trabalho: uma ponte com uma única faixa de rodagem e outra com três faixas de rodagem, demonstrando a coerência e fiabilidade do processo de validação dos modelos desenvolvidos.

O modelo de referência selecionado para apresentação e análise detalhada corresponde à ponte modular com um vão de 15 metros. Este modelo foi escolhido por representar a configuração-base do sistema e por permitir uma abordagem sistemática à verificação da segurança estrutural e por permitir uma abordagem sistemática à verificação da segurança estrutural dos elementos que compõe os tabuleiros modulares. A partir desta configuração, será conduzida uma análise de segurança de acordo com as diretrizes estabelecidas no Eurocódigo 3 (EN 1993), norma europeia que regula o dimensionamento de estruturas metálicas.

Este modelo exemplificativo servirá, assim, como base metodológica para a interpretação dos resultados obtidos nos restantes vãos estudados, assegurando a consistência normativa e técnica ao longo de todo o trabalho.

Quadro 5.2 - Informação para a ponte 15 m e uma faixa de rodagem

Designação	Vão (m)	Nº de faixas de rodagem	Configuração	Nº de módulos	Cordas de reforço		Painéis de corte	
					Superior	Inferior	Exterior	Interior
15	15,240	1	SS+	4	-	-	-	1

- Na coluna “Nº de módulos” são contabilizados os módulos constituintes exceto os extremos
- Na coluna “Cordas de reforço” indica-se o número de módulos com cordas de reforço
- Na coluna “Painéis de corte” contabilizam-se os módulos com painéis de corte, considerando apenas uma das metades do tabuleiro; a contagem tem início nos módulos correntes mais próximos dos encontros.

No caso da ponte modular com um vão de 15 m e uma faixa de rodagem, procedeu-se à modelação estrutural recorrendo ao *software* ROBOT, considerando as ações permanentes e variáveis, bem como as combinações definidas conforme o regulamento escolhido, de acordo com o definido no capítulo 3. Através da análise dos resultados obtidos, foi possível concluir que a configuração SS+ (um plano e um nível de painéis, com reforço adicional) se revelou a mais eficiente do ponto de vista estrutural e material. Esta configuração foi particularmente condicionada pelo comportamento das diagonais em compressão localizadas no módulo adjacente ao extremo da estrutura. Tais elementos estruturais assumem um papel determinante na resposta global da treliça, sendo o esforço de corte global o principal fator limitativo da sua capacidade resistente.

A escolha da configuração foi realizada com base numa metodologia interativa de otimização geométrica, comum a todas as tipologias analisadas. Para cada novo vão, partiu-se da geometria-tipo obtida no modelo imediatamente anterior (com exceção do primeiro modelo estudado), a qual era posteriormente ajustada com base nos resultados da análise estrutural. Este processo permitiu aferir os esforços internos e os deslocamentos induzidos pelas ações de projeto, possibilitando, assim, a verificação do cumprimento dos estados limite últimos (ELU) e dos estados limite de utilização (ELS) em conformidade com os requisitos do Eurocódigo 3. Tal procedimento assegura um grau elevado de rigor e consistência entre modelos, permitindo obter conclusões sólidas sobre a eficiência estrutural e o consumo de aço ao longo da gama de vãos e larguras considerados.

Atendendo ao número elevado de configuração analisadas ao longo deste estudo, considerou-se desnecessário apresentar detalhadamente os resultados e as verificações de segurança para cada ponte modelada. No entanto, e como o objetivo de ilustrar a metodologia adotada e os critérios de avaliação utilizados, apresenta-se de seguida uma análise sintética dos resultados obtidos para a ponte de 15 m e uma faixa de rodagem, selecionada como modelo representativo.

Por se tratar de uma estrutura do tipo treliçado, as barras constituintes da ponte estarão predominantemente sujeitas a esforços axiais de tração ou compressão. Por conseguinte, torna-se crucial compreender a distribuição espacial desses esforços, uma vez que ela define o comportamento da estrutura perante as ações aplicadas. Com base nesta premissa, e de modo a evidenciar a forma como os esforços se propagam ao longo da ponte, apresenta-se na figura 5.1 a representação do alçado lateral do

modelo, com os diagramas dos esforços axiais para a combinação exemplificativa STR – LL_TR_7.5. Neste diagrama, os valores de compressão são representados a rosa e os de tração a verde.

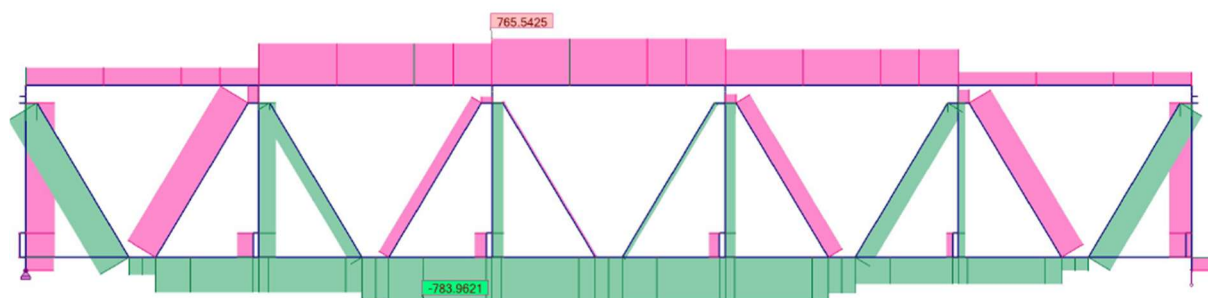


Fig. 5.1 - Alçado lateral com representação do diagrama de esforço axial, e respetivos máximos globais expressos em kN, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

A leitura do gráfico permite constatar uma variação gradual da intensidade dos esforços nas diagonais, sendo estes mais significativos nas proximidades dos apoios, o que evidencia o efeito dominante do esforço cortante. Em contrapartida, nas cordas superior e inferior da treliça, verifica-se um aumento dos esforços axiais à medida que se avança para o centro do vão, sinalizando a prevalência do momento fletor global nestes elementos. Esta observação é fundamental para compreender o funcionamento da estrutura como um sistema articulado que resiste aos esforços através de mecanismos internos de equilíbrio entre tração e compressão.

Quadro 5.3 - Informação para a ponte 15 m e três faixas de rodagem

Designação	Vão (m)	Nº de faixas de rodagem	Configuração	Nº de módulos	Cordas de reforço		Painéis de corte	
					Superior	Inferior	Exterior	Interior
15	15,240	3	DSRL2++	4	1	1	-	1

- Na coluna “Nº de módulos” são contabilizados os módulos constituintes exceto os extremos
- Na coluna “Cordas de reforço” indica-se o número de módulos com cordas de reforço
- Na coluna “Painéis de corte” contabilizam-se os módulos com painéis de corte, considerando apenas uma das metades do tabuleiro; a contagem tem início nos módulos correntes mais próximos dos encontros.

Assim como no modelo de faixa única, também no modelo correspondente a três faixas de rodagem torna-se essencial analisar detalhadamente a distribuição dos esforços axiais nas barras da estrutura, uma vez que essa distribuição é determinante para compreender o comportamento global do tabuleiro face às ações aplicadas. A forma como os esforços se desenvolvem ao longo dos diferentes elementos da treliça revela os mecanismos de resistência internos da estrutura, influenciados pelas cargas concentradas e pela geometria do sistema modular.

Para ilustrar graficamente essa distribuição e realçar as zonas críticas da treliça, apresenta-se na figura 5.2 o alçado lateral da ponte, com a representação dos diagramas de esforço axial correspondentes à combinação de ações exemplificativa STR I – LL_TR_7.5. Neste gráfico, adotou-se uma condição cromática idêntica à utilizada no modelo de uma faixa de rodagem: os esforços de compressão surgem assinalados a rosa, enquanto os esforços de tração aparecem a verde.

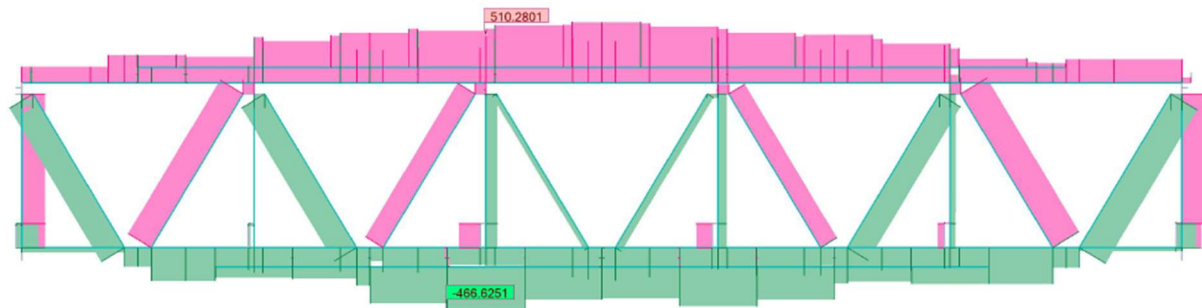


Fig. 5.2 - Alçado lateral com representação do diagrama de esforço axial, e respectivos máximos globais expressos em kN, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

Esta representação gráfica permite identificar, de forma imediata, os elementos mais solicitados da estrutura e compreender o padrão de variação dos esforços ao longo do tabuleiro. No caso particular da ponte com três faixas de rodagem, o aumento significativo das cargas verticais traduz-se numa intensificação dos esforços, especialmente nas diagonais junto aos apoios, onde o efeito do esforço transversal se manifesta com maior intensidade. Por sua vez, nas cordas superior e inferior da treliça, observa-se uma distribuição crescente dos esforços axiais em direção ao centro do vão, evidenciando a predominância do momento fletor global nestas zonas. Esta leitura técnica reforça a importância de dimensionar adequadamente cada componente estrutural, assegurando o equilíbrio entre segurança e eficiência no uso do material, nomeadamente o aço.

Identicamente à solução adotada para a ponte com uma faixa de rodagem, a conceção da estrutura com três faixas centrou-se na manutenção da geometria base da ponte univiarial. A estratégia consistiu, assim, em manter inalterada as proporções gerais da treliça, procedendo apenas ao redimensionamento das secções dos perfis metálicos e à introdução de reforços adicionais, tanto nas cordas superiores como nas inferiores. Paralelamente, foram adicionados painéis laterais em ambos os lados da estrutura, de forma a garantir o acréscimo de rigidez necessário e assegurar a capacidade resistente exigida face ao aumento da carga útil. Esta abordagem permitiu responder aos novos requisitos estruturais mantendo a lógica modular e os princípios de repetibilidade construtiva, favorecendo uma solução eficiente e segura em termos de comportamento estrutural e de consumo de aço.

Para além desta análise qualitativa da distribuição dos esforços, importa ainda referir que este modelo serviu para avaliar a quantidade total de aço incorporado no tabuleiro, sendo este um dos indicadores principais da eficiência estrutural no contexto dos sistemas modulares. A comparação entre diferentes geometrias e configurações permitirá, em análises seguintes, identificar padrões de consumo e propor estratégias de otimização com base em critérios de desempenho e sustentabilidade.

A análise dos diagramas de esforço de corte vertical relativos aos dois modelos apresentados permite extrair conclusões relevantes sobre o comportamento estrutural dos diferentes elementos. Em consonância com a observação anterior, verifica-se que as barras que compõem as treliças longitudinais não são, na sua maioria, significativamente solicitadas ao corte. Uma exceção a esta tendência são as cordas inferiores, nas quais se apoiam as travessas, onde se identificam valores de corte ligeiramente superiores, ainda que, mesmo nestes casos, os valores observados se mantenham reduzidos, como ilustrado na figura 5.3 e 5.4. Adicionalmente, é possível identificar a presença de barras horizontais com valores aparentes de esforço de corte mais acentuados, contudo, estas não assumem relevância prática, uma vez que se trata de “carris” virtuais modelados com o único propósito de distribuir as cargas concentradas originadas pela aplicação das ações veiculares, nomeadamente o camião e a carga tandem.

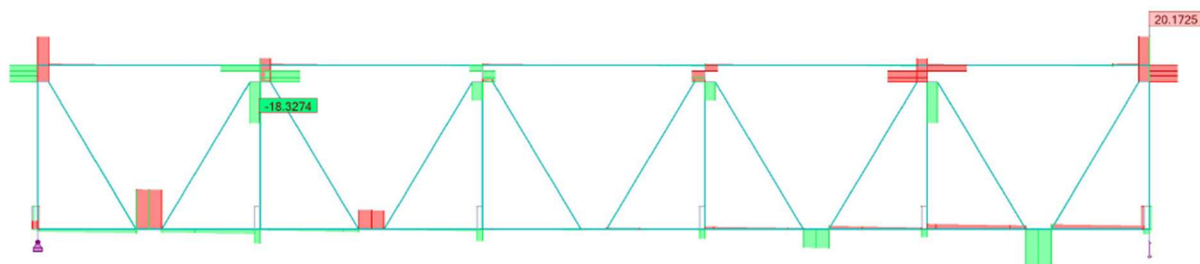


Fig. 5.3 - Alçado lateral com representação do diagrama de esforço de corte de cada barra, e respectivos máximos globais expressos em kN, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

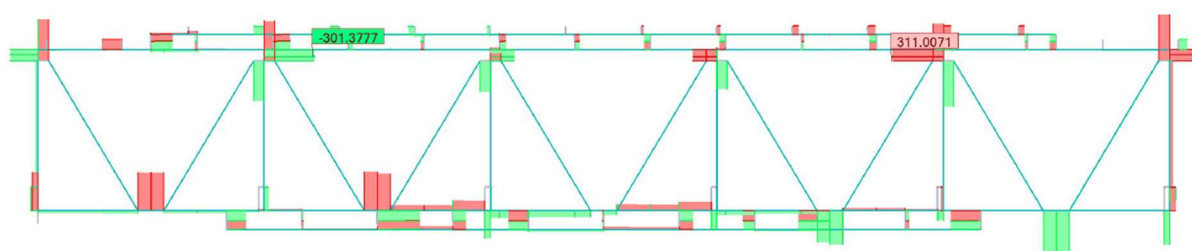


Fig. 5.4 - Alçado lateral com representação do diagrama de esforço de corte de cada barra, e respectivos máximos globais expressos em kN, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

No que se refere às travessas, cuja função principal reside na transmissão das cargas do tabuleiro para as treliças longitudinais, observa-se um comportamento distinto. Representadas no alçado frontal das figuras 5.5 e 5.6, estas barras estão predominantemente sujeitas a esforços de flexão, sendo o esforço de corte um fenómeno estrutural com maior expressão relativamente às restantes componentes. A presença significativa de corte nas travessas é coerente com a sua função de elementos de ligação transversal, especialmente nas zonas próximas dos apoios, onde se concentram cargas verticais relevantes. Esta análise evidencia, assim, a importância de um dimensionamento adequado destes elementos, assegurando a compatibilidade entre resistência ao corte e à flexão, essencial para garantir o desempenho seguro e eficiente do tabuleiro modular.

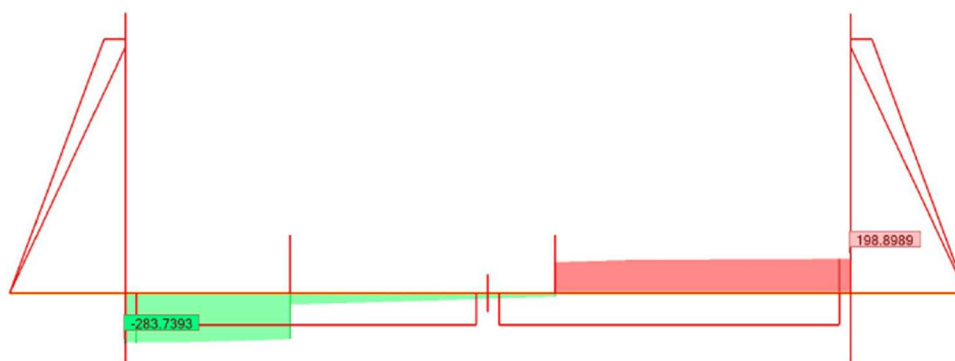


Fig. 5.5 - Alçado frontal com representação do diagrama de esforço de corte, e respectivos máximos globais expressos em kN, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

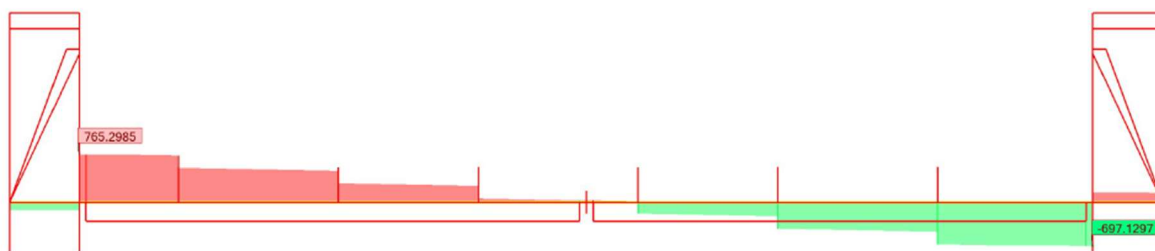


Fig. 5.6 - Alçado frontal com representação do diagrama de esforço de corte, e respectivos máximos globais expressos em kN, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

A interpretação dos diagramas apresentados nas figuras 5.3 e 5.4 permite observar que os esforços de corte se concentram, predominantemente nas zonas de interligação entre os diferentes elementos estruturais, nomeadamente nos pontos onde se cruzam as diagonais e as cordas da treliça. Verifica-se, ainda, uma variação progressiva da magnitude dos esforços de corte ao longo do tabuleiro, com valores reduzidos na região central e um aumento acentuado em direção aos apoios. Esta tendência é coerente com a distribuição típica do esforço de corte global em estruturas isostáticas sujeitas a cargas verticais, em que os apoios absorvem a maior parte das reações.

Importa também salientar que os diagramas de esforço de corte horizontal não foram incluídos na análise gráfica, dado que, no âmbito do presente estudo não foram consideradas ações horizontais significativas, tais como cargas de vento ou efeitos sísmicos. Como consequência, os valores obtidos para o esforço de corte nessa direção revelaram-se desprezáveis, não influenciando de forma relevante o comportamento global da estrutura. Esta opção metodológica permitiu focar a análise nos esforços efetivamente determinantes para o dimensionamento e segurança dos componentes estruturais, otimizando a leitura e interpretação dos resultados.

A análise dos diagramas de momento fletor nas diversas barras da estrutura, considerados segundo o eixo de maior inércia, confirma uma vez mais o comportamento estrutural típico das treliças longitudinais. Conforme ilustrado nas figuras 5.7 e 5.8, as barras constituintes das treliças, tanto diagonais como montantes e cordas, apresenta, valores de momento fletor praticamente nulos, o que está em conformidade com a filosofia de funcionamento das estruturas trianguladas, nas quais os esforços são predominantemente axiais (tração ou compressão), sendo os momentos estruturais absorvidos apenas de forma residual.

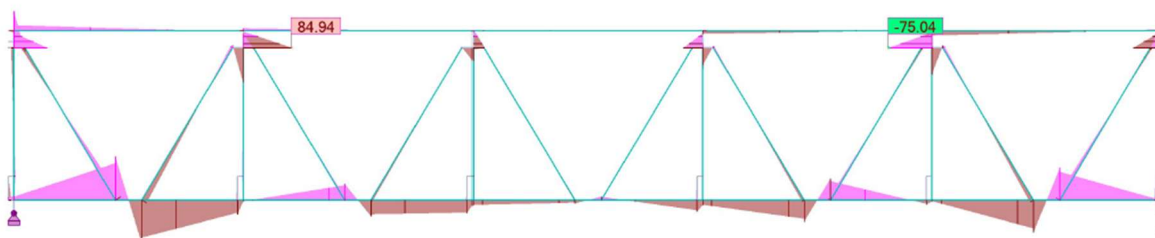


Fig. 5.7 - Alçado lateral com representação do diagrama de momento fletor, e respectivos máximos globais expressos em kN/m, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

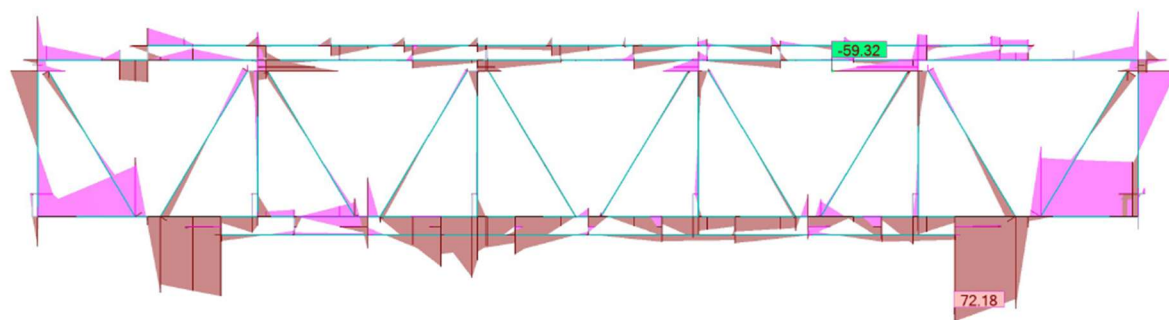


Fig. 5.8 - Alçado lateral com representação do diagrama de momento fletor, e respectivos máximos globais expressos em kN/m, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

Em contraste e tal como mencionado em secções anteriores, o mesmo princípio não se aplica às travessas transversais, cuja função principal consiste em suportar diretamente as cargas verticais e transmiti-las às vigas longitudinais. Assim, como evidenciado na figura 5.9 e 5.10, as travessas são submetidas a momentos flectores significativos, especialmente nas regiões próximas ao meio vão, onde os efeitos da carga vertical são mais pronunciados. Este comportamento justifica a necessidade de um dimensionamento cuidadoso destes elementos, com especial atenção à verificação da resistência à flexão e à limitação das deformações verticais admissíveis.

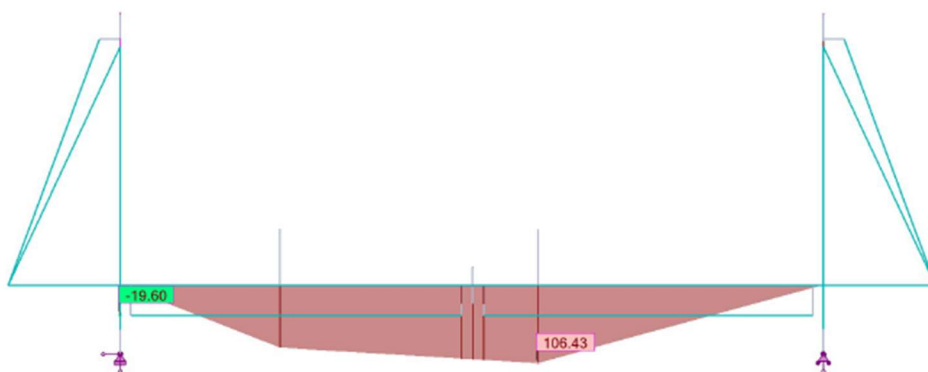


Fig. 5.9 - Alçado frontal com representação do diagrama de momento fletor, e respectivos máximos globais expressos em kN/m, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

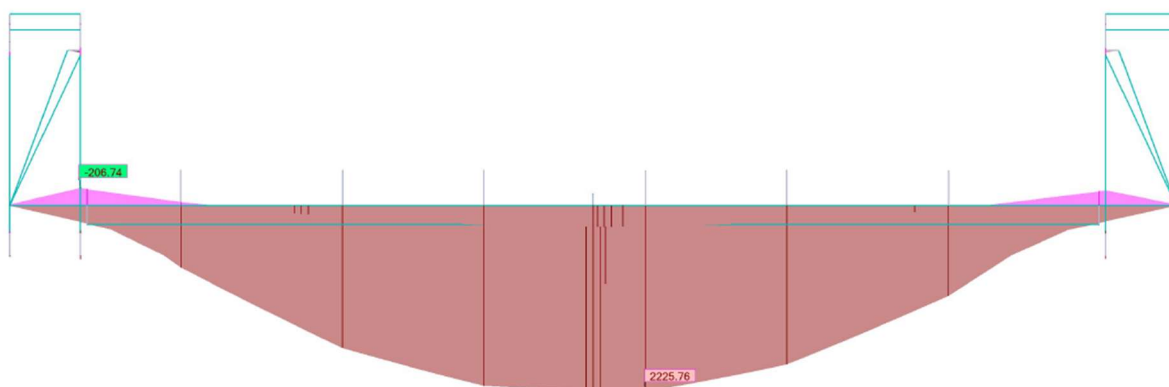


Fig. 5.10 - Alçado frontal com representação do diagrama de momento fletor, e respectivos máximos globais expressos em kN/m, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

Esta distinção entre o papel estrutural das treliças longitudinais e das travessas transversais é essencial para compreender a lógica de funcionamento global do tabuleiro e assegurar uma resposta estrutural eficaz, segura e economicamente otimizada.

Pelos mesmos fundamentos anteriores expostos relativamente à ausência dos diagramas do esforço de corte horizontal, optou-se igualmente por não apresentar os diagramas de momento fletor segundo o eixo de menor inércia. Este tipo de momento está diretamente associado ao esforço de corte horizontal, o qual, por não ter sido considerado neste estudo, dado que não foram introduzidas ações horizontais nos modelos estruturais, se revelou desprezável em toda a análise efetuada.

De igual modo, também não foram incluídos os diagramas correspondentes ao momento torsor (torção), uma vez que, de forma geral, os valores obtidos para este esforço ao longo das barras da estrutura foram insignificativamente e sem impacto relevante no comportamento global da ponte. Este facto confirma que, nas configurações analisadas, os modos de carregamento e a disposição estrutural dos elementos conduzem a um funcionamento predominantemente plano, minimizando os efeitos de torção e flexão lateral, o que está em conformidade com o esperado para estruturas modulares do tipo treliçado.

As figuras 5.11, 5.12, 5.13 e 5.14 ilustram a deformada da estrutura resultante da aplicação da combinação de ações STR I – LL_TR_7.5. A análise destas representações gráficas da deformação revela-se particularmente útil não apenas para determinar o valor da flecha máxima, necessário à verificação do cumprimento dos limites de serviço, mas também para identificar, de forma qualitativa, diversos comportamentos estruturais relevantes.

A observação das figuras 5.11 e 5.12 permite, por exemplo, identificar um desfasamento entre as cordas superiores da treliça, indício direto de excentricidade associada às cargas rodoviárias aplicadas assimetricamente. Este fenómeno, comum em configurações onde a carga não está perfeitamente centrada, confirma o comportamento assimétrico induzido pelo carregamento de tráfego.

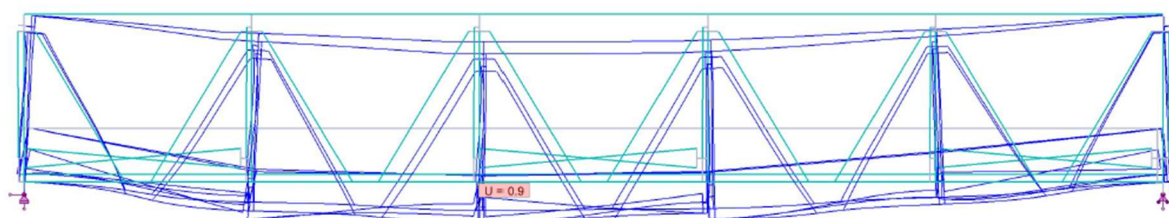


Fig. 5.11 - Alçado lateral com representação da deformada, e respetivo máximo global expressos em cm, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

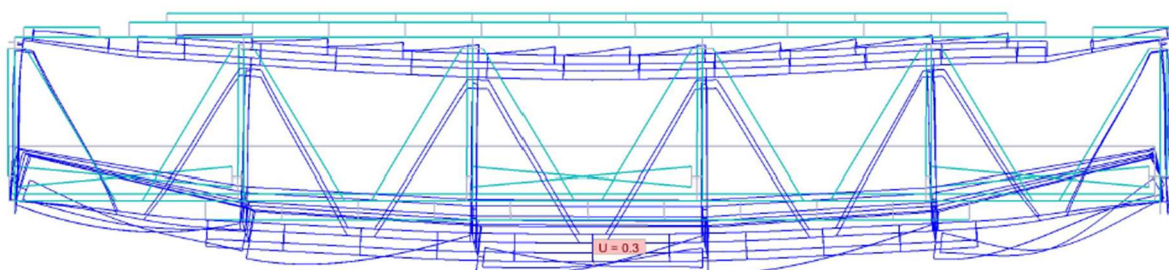


Fig. 5.12 - Alçado lateral com representação da deformada, e respetivo máximo global expressos em cm, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

Adicionalmente, nota-se uma tendência da corda superior para deformar em direção ao interior do tabuleiro, o que é compatível com a morfologia típica das pontes com secção transversal em “U”. Esta deformação está associada à forma como os reforços longitudinais e transversos são redistribuídos na estrutura, principalmente sob carregamentos verticais concentrados.

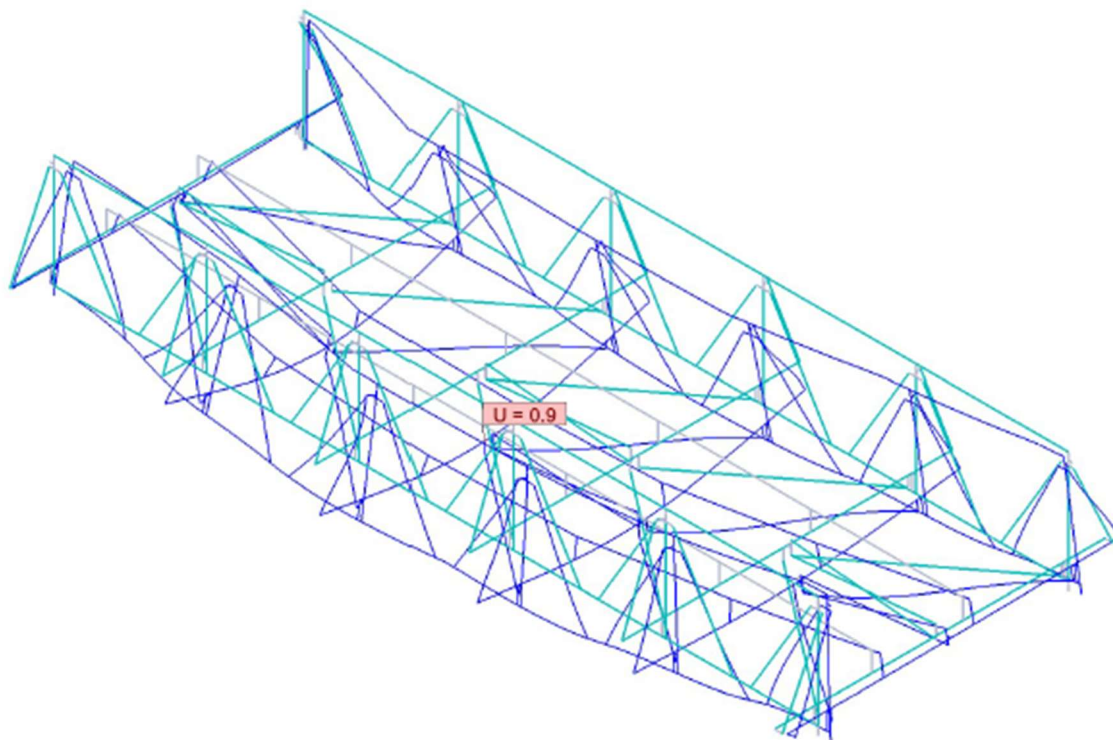


Fig. 5.13 - Perspetiva da representação da deformada, e respetivo máximo global expressos em cm, da ponte com 15 m e uma faixa de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

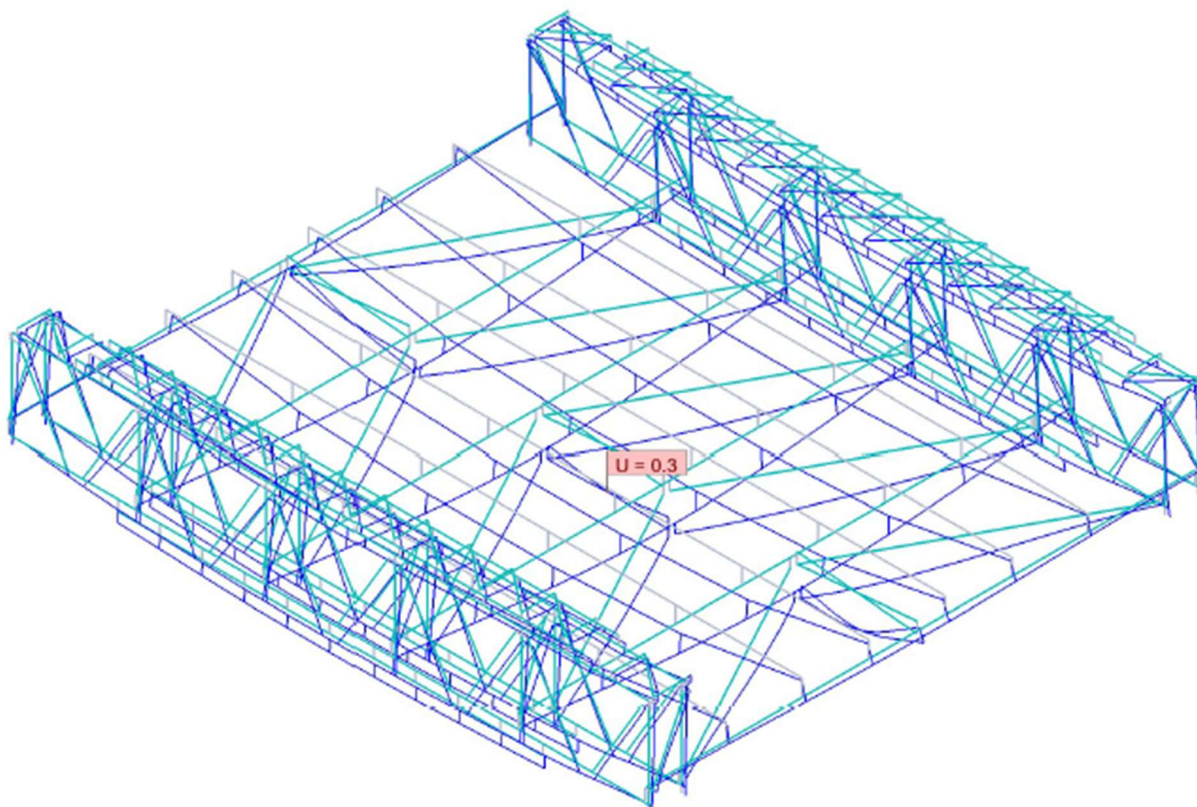


Fig. 5.14 - Perspetiva da representação da deformada, e respetivo máximo global expressos em cm, da ponte com 15 m e três faixas de rodagem para a combinação STR I - LL_TR_7.5

Importa ainda destacar que a análise das deformadas constitui uma ferramenta fundamental no processo de validação do modelo numérico. Através de interpretação visual dos deslocamentos globais da estrutura, é possível detetar eventuais inconsistências ou erros de modelação, como rigidezes excessivas ou ligações mal definidas. Assim, as deformadas funcionam não só como indicador de desempenho estrutural, mas também como critério auxiliar de verificação da qualidade e coerência do modelo estrutural implementado.

Conforme previamente mencionado, com base nos resultados obtidos através da análise estrutural do modelo, foram realizadas as verificações de segurança das diferentes barras constituintes da estrutura, em conformidade com os critérios estabelecidos no Eurocódigo 3. Paralelamente, avaliou-se a adequação do comportamento deformacional da ponte face aos limites de deformabilidade previamente definidos.

Tal como o estabelecido no capítulo 3, o critério adotado para a verificação da deformabilidade da estrutura baseia-se na limitação da flecha máxima admissível a $L/800$ sob ação da carga representativa do camião-tipo. Para o caso concreto das pontes em análise, com um vão de 15 metros, este valor-limite corresponde a uma flecha máxima de 1,9 cm.

Quadro 5.4 - Flexas máximas para ponte de 15 m e uma faixa de rodagem

Carga de carga	Flecha máxima medida (cm)
TR_3.0	0,4
TR_4.5	0,5
TR_6.0	0,7
TR_7.5	0,9
TR_9.0	0,8
TR_10.5	0,7
TR_12	0,7

Quadro 5.5 - Flexas máximas para ponte de 15 m e três faixas de rodagem

Carga de carga	Flecha máxima medida (cm)
TR_3.0	0,6
TR_4.5	0,7
TR_6.0	0,7
TR_7.5	0,7
TR_9.0	0,8
TR_10.5	0,7
TR_12	0,7

A análise das deformadas para diferentes combinações de carga e posições do caminhão ao longo do tabuleiro permite constatar que a flecha máxima verificada em todos os cenários se encontra significativamente abaixo do valor-limite estabelecido. Esta constatação confirma não só a conformidade do modelo com os requisitos normativos, mas também a existência de uma margem de segurança estrutural, frequentemente designada por “reserva de deformabilidade”, que contribui para reforçar a fiabilidade e robustez do projeto.

Este resultado é particularmente relevante no contexto da engenharia modular, onde a otimização do uso de materiais deve ser equilibrada com a garantia de um desempenho estrutural adequado, tanto em termos de resistência como de serviço.

A avaliação da resistência e da estabilidade de cada uma das barras que compõem a estrutura constitui uma tarefa tecnicamente exigente, caracterizada por um elevado grau de complexidade e repetição, sobretudo quando aplicada a modelos com um número significativo de elementos estruturais. Para responder eficazmente a este desafio, o *software* ROBOT disponibiliza um módulo de verificação automática, que permite realizar, de forma rápida e sistemática, as verificações necessárias segundo os critérios definidos na norma aplicável, neste caso, o Eurocódigo 3.

Esta funcionalidade automatizada representa uma mais-valia significativa no processo de dimensionamento e validação, ao garantir o cumprimento dos requisitos normativos com rigor e

eficiência, enquanto reduz substancialmente o tempo de análise. Além disso, possibilita ao projetista identificar rapidamente os elementos que não satisfazem os critérios de resistência ou estabilidade, orientando assim eventuais ajustamentos nas secções, geometrias ou configurações estruturais de forma informada e precisa.

O quadro 5.5 sintetiza os rácios de verificação de resistência de cada uma das barras que compõe a ponte com 15 metros de vão e uma ou três faixas de rodagem, permitindo aferir de forma clara, o grau de solicitação relativo dos diferentes elementos estruturais em conformidade com os critérios de Eurocódigo 3. Estes rácios, calculados automaticamente pelo *software* ROBOT, resultam da comparação entre os esforços atuantes e as capacidades resistentes de cada barra, refletindo a segurança estrutural de cada componente.

Como complemento a esta análise global, são igualmente apresentadas, a título exemplificativo, as Notas de Cálculo detalhadas correspondente a uma barra exemplo do modelo de 15 m e uma faixa de rodagem. Estes relatórios incluem os parâmetros geométricos e mecânicos das barras, os esforços solicitantes, bem como as verificações completas de resistência e estabilidade, conforme os métodos de cálculo estabelecidos no Eurocódigo 3.

Esta abordagem permite não só validar a segurança da estrutura como também compreender, de forma mais profunda, os mecanismos de transmissão de esforços e os pontos críticos da treliça modular estudada.

Quadro 5.6 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 15 m e uma faixa de rodagem

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 5.7 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 15 m e três faixas de rodagem

Membro	Secção	Rácio
Corda Superior	2 UPN 220	0,50
Corda Inferior	2 UPN 280	0,92
Reforço da Corda Superior	2 UPN 180	0,41
Reforço da Corda Inferior	2 UPN 220	0,50
Diagonal	SHSC 120x120x8	0,64
Diagonal Reforçada	SHSC 120x120x12.5	0,93
Montante Extremo	2 UPN 180	0,83
Contraventamento das Travessas (plano horizontal)	SHSC 100x100x8	0,52
Contraventamento das Travessas (plano vertical)	CAE 70x70x7	0,12
Contraventamento dos Painéis (plano vertical)	UPN 120	0,05
Travessa	IPE 780	0,97

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
 ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:
 MEMBER: 11053 cs-mc-2l-2n_11053 POINT: 3 COORDINATE: x = 0.54 L = 1.6440000 m

LOADS:
 Governing Load Case: 57 STR1-LL_TR_7.5 (1+2)*1.25+3*2.10+9*2.79

MATERIAL:
 S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ MPa

 SECTION PARAMETERS: 2 UPN 220

h=22.000 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=28.000 cm	Ay=40.00 cm ²	Az=39.60 cm ²	Ax=74.53 cm ²
tw=0.900 cm	Iy=5381.14 cm ⁴	Iz=5336.80 cm ⁴	Ix=29.74 cm ⁴
tf=1.250 cm	Wply=582.86 cm ³	Wplz=607.08 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 510.2801 kN	My _{Ed} = 9.66 kN*m	Mz _{Ed} = 0.66 kN*m	Vy _{Ed} = 0.1376 kN
N _{c,Rd} = 2645.8434 kN	My _{Ed,max} = 9.66 kN*m	Mz _{Ed,max} = 0.66 kN*m	Vy _{T,Rd} = 819.8374 kN
N _{b,Rd} = 2635.1420 kN	My _{c,Rd} = 206.92 kN*m	Mz _{c,Rd} = 215.51 kN*m	Vz _{Ed} = 13.7942 kN
	MN _{y,Rd} = 199.22 kN*m	MN _{z,Rd} = 207.50 kN*m	Vz _{T,Rd} = 811.6390 kN
			Tt _{Ed} = 0.55 kN*m
			Class of section = 1

 LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:

 About y axis:	 About z axis:
Ly = 1.3500000 m	Lz = 1.0160000 m
Lcr,y = 1.3500000 m	Lcr,z = 1.0160000 m
Lamy = 15.89	Lamz = 12.01
Lam_y = 0.21	Lam_z = 0.16
Xy = 1.00	Xz = 1.00
kyy = 0.95	kzy = 0.57

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.19 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^1 + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^1 = 0.05 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$Vy_{Ed}/Vy_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

$Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Global stability check of member:

$\lambda_{b,y} = 15.89 < \lambda_{b,max} = 210.00$ $\lambda_{b,z} = 12.01 < \lambda_{b,max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(Xy \cdot N_{Rk}/gM1) + kyy \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + kyz \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.24 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(Xz \cdot N_{Rk}/gM1) + kzy \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + kzz \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.22 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Fig. 5.15 - Exemplo de resultados de verificação proveniente do software ROBOT

5.2. INFLUENCIA DA QUANTIDADE DE AÇO NAS PONTES ESTUDADAS

5.2.1. RELAÇÃO ENTRE O VÃO E A QUANTIDADE DE TOTAL DE AÇO

A eficiência estrutural dos tabuleiros metálicos modulares está intimamente ligada à quantidade de aço necessária para garantir a resistência e estabilidade da estrutura. Entre os diversos fatores que condicionam este parâmetro, destaca-se o comprimento do vão, cuja influência é direta e significativa no comportamento global. À medida que o vão aumenta, as solicitações internas tornam-se mais exigentes, obrigando a soluções com maior inércia e, conseqüentemente, a um acréscimo no volume de material utilizado.

Neste contexto procedeu-se à análise de um conjunto de pontes com vãos variáveis entre os 15 m e os 60 m, considerando-se duas tipologias distintas de largura: pontes com uma faixa de rodagem e pontes com três faixas de rodagem. Para cada uma das situações, foi calculado o peso total de aço necessário à construção do tabuleiro, permitindo identificar tendências e padrões de crescimento no consumo de material.

A apresentação dos dados obtidos visa ilustrar de forma objetiva a relação entre o aumento do vão e a quantidade total de aço envolvido, evidenciando as diferenças resultantes da variação da largura da plataforma. Este tipo de análise é fundamental para o desenvolvimento de soluções eficientes do ponto de vista estrutural e económico, orientando a escolha de geometrias mais ajustadas especificamente a cada projeto.

A tabela seguinte resume os valores obtidos para o peso total de aço utilizado nos tabuleiros das pontes modeladas. Estes dados resultam diretamente da modelação estrutural realizada no *software* Robot, e refletem o volume de material necessário para garantir o desempenho resistente e a estabilidade das estruturas, em conformidade com o Eurocódigo 3.

Quadro 5.8 - Peso total de aço utilizado nos tabuleiros metálicos

Vão da ponte (m)	Uma faixa de rodagem (Kg)	Três faixas de rodagem (Kg)
15	7 904,09	35 749,22
27	21 363,92	94 957,42
40	42 342,29	135 943,53
54	57 526,75	192 238,67
60	72 651,05	214 346,86

5.2.1.1. Evolução com o comprimento do vão

A representação gráfica da variação do peso total de aço em função do comprimento do vão das pontes evidencia de forma clara a tendência crescente da massa estrutural com o aumento do vão, tanto para tabuleiros com uma faixa de rodagem como para três faixas.

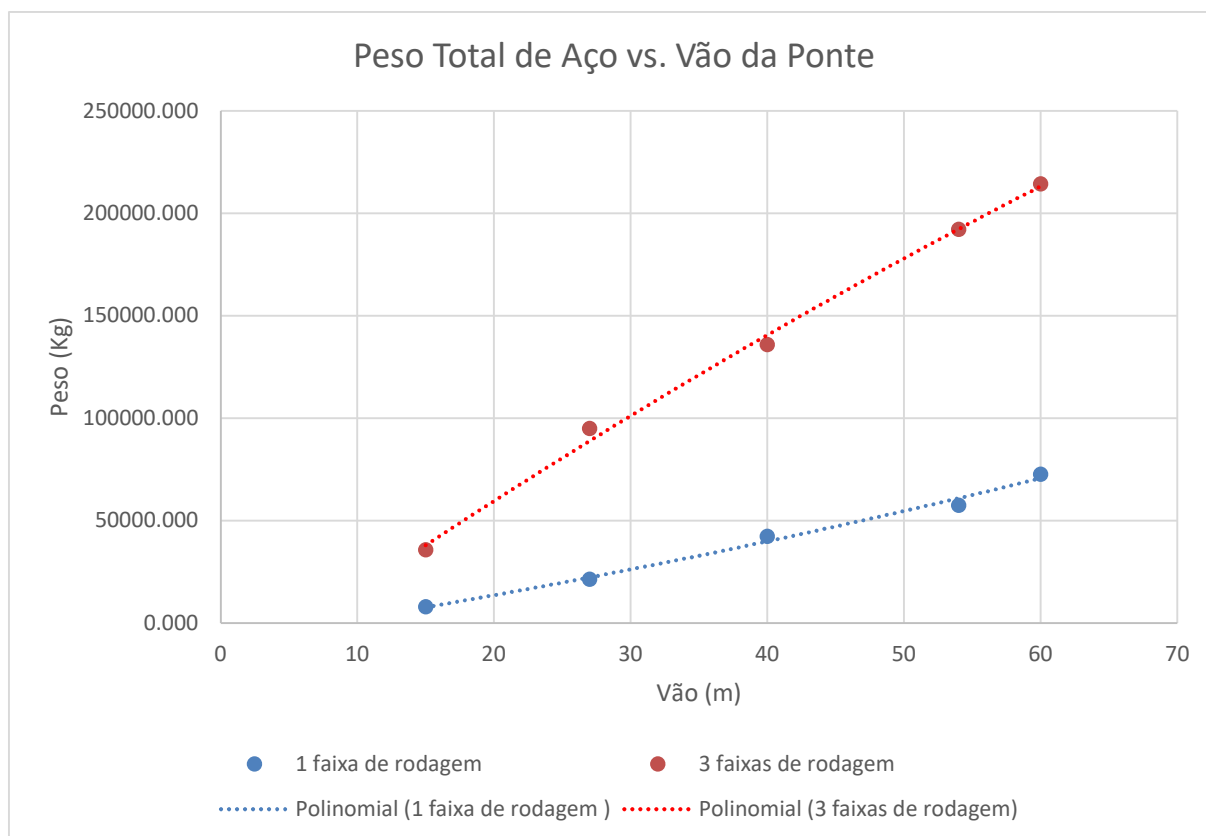


Gráfico 5.1 - Peso total de aço vs. Vão da ponte

A análise da relação entre o comprimento do vão e o peso total do aço utilizado nos tabuleiros metálicos revela uma tendência marcadamente crescente, com um comportamento que se aproxima de uma progressão quadrática ou mesmo exponencial. Este fenómeno é tecnicamente justificável, uma vez que os principais esforços estruturais, como o momento fletor e o esforço transversal, aumentam de forma não linear com o vão livre entre apoios. Assim, para garantir a rigidez global, a resistência ao colapso e o controlo da deformabilidade, é necessário recorrer a soluções com maior massa estrutural: perfis com secções mais robustas, reforços adicionais nos elementos longitudinais e transversais, e ligações mais resistentes.

Este aumento da quantidade de aço não segue uma progressão linear. Um exemplo claro desta desproporcionalidade pode ser observado entre os vãos de 27 m e 54 m. Apesar do vão duplicar aproximadamente, o peso total de aço para uma faixa de rodagem passa de 21,4 toneladas para 57,5 toneladas, ou seja, quase triplica. Esta diferença demonstra como o dimensionamento estrutural é fortemente condicionado pela ampliação do vão, conduzindo a uma escalada expressiva no volume de material necessário.

A observação gráfica das curvas que representam esta relação permite reforçar o seguinte:

A análise comparativa do peso total de aço em função do vão da ponte, para diferentes larguras de tabuleiro, evidencia de forma clara a influência do comprimento do vão nas exigências estruturais das pontes metálicas. O gráfico mostra duas curvas de crescimento distintas, ambas com tendência polinomial, que refletem o comportamento não linear do peso estrutural face ao aumento do vão, ainda que com intensidades diferentes dependendo da largura da ponte.

Para tabuleiros com uma faixa de rodagem, a curva apresenta um crescimento progressivo e constante. O peso total de aço aumenta de cerca de 7,9 toneladas para aproximadamente 72,6 toneladas à medida

que o vão cresce de 15 m para 60 m. Embora esse crescimento seja mais suave em comparação com os tabuleiros mais largos, ele ainda representa um aumento de mais de nove vezes em relação ao valor inicial. Tal evolução ilustra bem a forma como os esforços internos, como o momento fletor, crescem com o quadrado do vão, exigindo gradualmente secções mais robustas, perfis com maior inércia e reforços longitudinais e transversais adicionais para manter os níveis aceitáveis de deformabilidade e resistência.

Já para tabuleiros com três faixas de rodagem, a curva revela uma inclinação bem mais acentuada, refletindo um aumento mais expressivo na massa estrutural. O peso total de aço salta de aproximadamente 35,7 toneladas para mais de 214 toneladas no mesmo intervalo de vãos, um crescimento superior a seis vezes. Este comportamento reforça como o aumento do vão impacta significativamente o desempenho estrutural, sobretudo em estruturas mais largas, nas quais os efeitos de flexão, torção e instabilidade global se tornam ainda mais pronunciados. A curva mais inclinada sugere quando, além do aumento da área da ponte, o esforço de dimensionamento é intensificado pelos desafios técnicos associados à maior esbelteza da estrutura, o que exige soluções construtivas mais pesadas e sofisticadas.

Portanto, o padrão de crescimento observado nas duas curvas confirma que o comprimento do vão é um fator determinante na definição do peso total de aço necessário para a estrutura da ponte, independentemente da largura do tabuleiro. No entanto, à medida que o número de faixas de rodagem aumenta, os efeitos do vão tornam-se ainda mais amplificados, tanto em termos de massa quanto de complexidade estrutural. Esta relação reforça a importância de um dimensionamento preciso e eficiente, capaz de equilibrar os requisitos de segurança, rigidez, economia e durabilidade em projetos de pontes metálicas de médio e grande vão.

5.2.1.2. Taxa de crescimento do peso de aço

A análise da taxa de crescimento do peso de aço constitui uma etapa essencial na avaliação da eficiência estrutural de tabuleiros modulares, uma vez que permite compreender como a quantidade de aço evolui em função do aumento do vão ou da largura do tabuleiro. Mais do que identificar valores absolutos de consumo, esta abordagem fornece uma visão dinâmica e comparativa sobre o desempenho das diferentes soluções estruturais. A sua relevância decorre do facto de revelar se o consumo de aço acompanha o crescimento das dimensões da ponte de forma proporcional, quadrática ou exponencial.

Adicionalmente, esta análise permite identificar intervalos críticos de projeto nos quais a necessidade de reforços adicionais gera um aumento mais acentuado do consumo de aço. Tal comportamento é frequentemente verificado em tabuleiros mais largos ou em vãos superiores a determinado limite, em que fenómenos de instabilidade lateral, torção ou deformabilidade excessiva obrigam à introdução de contraventamentos e secções de maior robustez. Deste modo, a avaliação da taxa de crescimento funciona como um indicador antecipado de pontos de transição estrutural, nos quais a solução convencional pode deixar de ser competitiva ou eficiente.

Com base no gráfico 5.2 - “Taxa de Crescimento do Peso de Aço”, é possível aprofundar a análise da influência do aumento do vão sobre a variação incremental de massa estrutural ao longo dos diferentes intervalos de comprimento. Este gráfico destaca não apenas o valor absoluto do peso de aço utilizado, mas mais importante ainda, a taxa com que esse peso cresce à medida que o vão da ponte aumenta, revelando comportamentos diferenciados para tabuleiros com uma e com três faixas de rodagem.

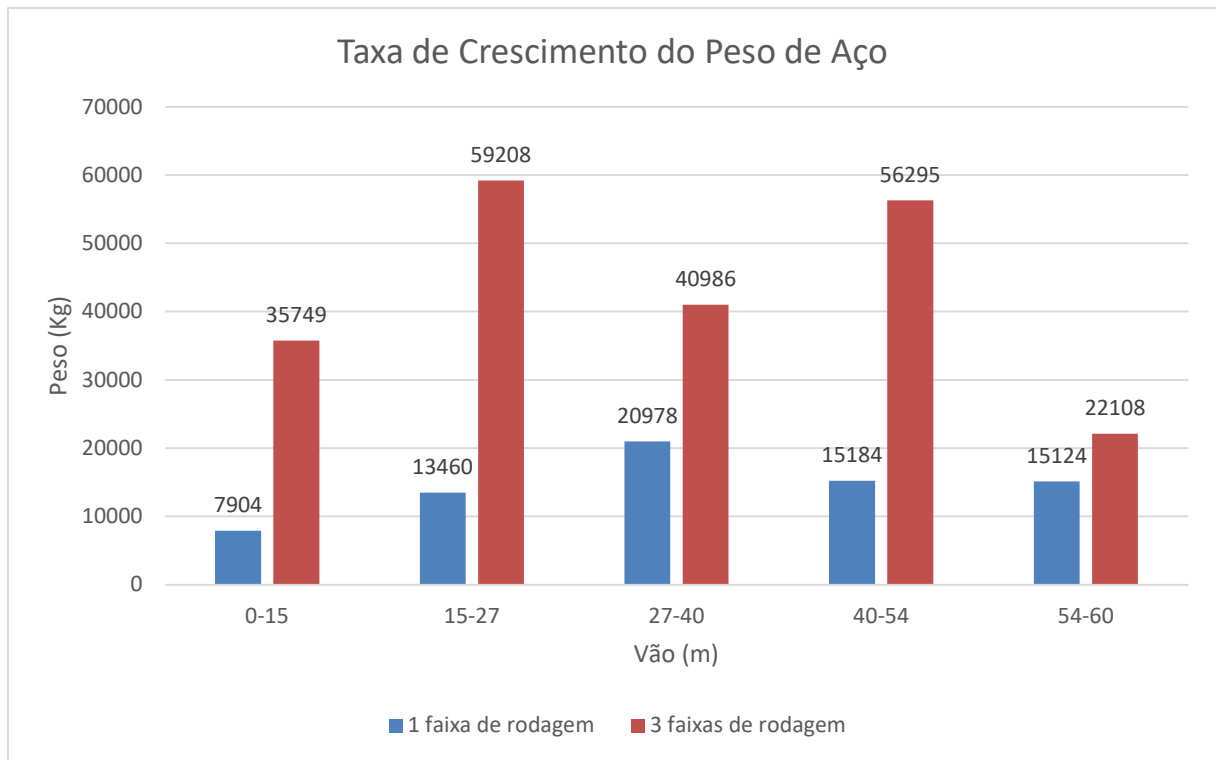


Gráfico 5.2 - Taxa de crescimento do peso de aço

Quadro 5.9 - Taxa de crescimento de peso de aço

Vão da ponte (m)	Uma faixa de rodagem (Kg)	Três faixas de rodagem (Kg)
15	7904,09	35749,22
27	13459,83	59208,20
40	20978,36	40986,11
54	15184,46	56295,14
60	15124,30	22108,19

- Crescimento não linear ao longo dos vãos

A distribuição dos valores evidencia que a taxa de crescimento do peso de aço não segue uma progressão constante, mas sim flutuante, com picos mais acentuados em determinados intervalos. Em ambas as situações, de uma e três faixas de rodagem, observa-se um pico de crescimento na faixa de vãos entre 15 m e 27 m, seguindo de uma estabilização relativa nos intervalos subsequentes.

Para tabuleiros com uma faixa de rodagem, a taxa cresce de forma moderada e gradual. O maior aumento ocorre entre 27 m e 40 m, com acréscimo superior a 20000Kg. Nos demais intervalos, o crescimento mantém-se entre 7000Kg e 15000Kg, indicando um padrão estrutural que responde de maneira mais controlada ao aumento do vão. Esse comportamento pode ser atribuído à menor largura do tabuleiro, que reduz os esforços internos e possibilita uma variação de projeto mais eficiente em termos de consumo de material.

- Resposta mais sensível nos tabuleiros com três faixas de rodagem

Em contrapartida, para três faixas de rodagem, os valores da taxa de crescimento são significativamente mais altos, com um pico expressivo de quase 60 toneladas no intervalo entre 15 m e 27 m, o dobro ou mais dos demais intervalos. Isso sugere uma fase crítica do projeto estrutural, onde a transição entre soluções leves e médias exige reforços substanciais em secções, ligações e travamentos.

Além disso, nos intervalos entre 40 m e 54 m, a taxa volta a se elevar (superando 50 toneladas), revelando novamente uma intensificação da exigência estrutural associada ao aumento do vão. Esse comportamento pode ser relacionado ao início da necessidade de adoção de sistemas mais robustos, como perfis compostos, vigas treliçadas ou soluções híbridas, para manter a deformabilidade dentro dos limites normativos e garantir a estabilidade global.

- Implicações técnicas e de projeto

Essas variações na taxa de crescimento indicam que, à medida que o vão amplia, os incrementos sucessivos de massa estrutural deixam de ser proporcionais, tornando-se cada vez mais sensíveis a pequenas variações no comprimento. Esse comportamento é reflexo direto das equações de dimensionamento estrutural, nas quais o momento fletor e o esforço de corte aumentam com o quadrado ou o cubo do vão, exigindo soluções cada vez mais robustas.

No desenvolvimento do projeto, esta implicação técnica necessita da atenção redobrada nos intervalos críticos, como 15-27 m e 40-54 m), onde as exigências crescem mais rapidamente. Nessas faixas, o impacto de uma escolha inadequada de secção ou sistema estrutural pode resultar em aumentos consideráveis de peso, custo e complexidade construtiva.

- Conclusão

O gráfico permite concluir que o aumento do vão provoca taxas de crescimento do peso de aço variáveis e, por vezes, abruptas, especialmente em pontes mais largas. A resposta estrutural torna-se mais exigente à medida que se avança para vãos maiores, evidenciando a importância de um planejamento cuidadoso nos momentos de transição entre categorias estruturais e dimensões críticas. A análise da taxa de crescimento é, portanto, uma ferramenta valiosa para compreender o comportamento progressivo da estrutura e otimizar o uso de material ao longo do comprimento do vão.

5.2.2. RAZÃO DE PESO MEDIANTE O VÃO ENTRE AS 2 SOLUÇÕES DE PONTES

A análise da razão de peso em função do vão, considerando a comparação entre tabuleiros metálicos modulares com uma faixa de rodagem e com três, constitui um incremento fundamental para a avaliação da eficiência estrutural e material das diferentes soluções de projeto. Esta variável, ao expressar a relação entre o peso de aço necessário para dois modelos de tabuleiro com a mesma extensão longitudinal, mas com larguras distintas, permite compreender de forma objetiva o impacto da largura transversal no consumo de material ao longo de diferentes escalas de vão.

A sua utilidade decorre, em primeiro lugar, da possibilidade de normalizar a comparação entre as duas tipologias, eliminando a influência absoluta do aumento de comprimento. Ao invés de observar apenas o crescimento isolado do peso de aço, a análise da razão permite determinar em que medida o aumento de largura implica um acréscimo proporcional ou desproporcional na massa estrutural. Assim, torna-se

possível identificar intervalos críticos de vão em que a penalização associada ao acréscimo de largura é mais significativa e outros em que esse efeito tende a atenuar-se.

O gráfico apresentado permite avaliar, de forma direta, como essa razão de massa estrutural evolui com o vão, ou seja, se o aumento do peso de aço para tabuleiros mais largos mantém uma relação constante com os tabuleiros mais estreitos, ou se há variações não lineares associadas a fatores como rigidez, estabilidade e necessidade de reforços adicionais.

Esta análise é especialmente relevante para decisões de projeto, pois influencia tanto o dimensionamento dos elementos estruturais como os custos de execução e transporte. Ao observar a evolução da razão entre os dois tipos de tabuleiros, é possível identificar intervalos críticos de vão onde o impacto da largura é mais severo e outros em que o projeto de torna estruturalmente mais eficiente.

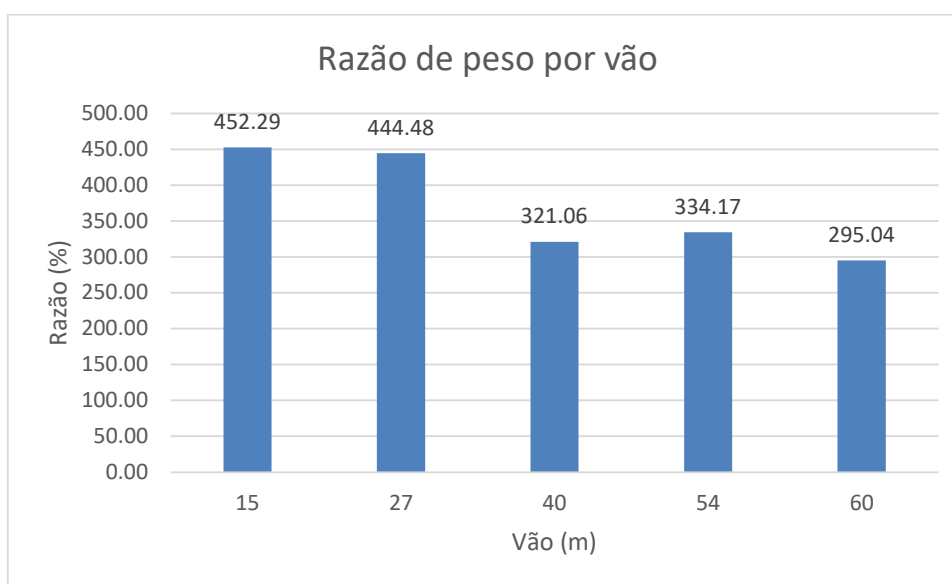


Gráfico 5.3 - Razão de peso de aço entre as pontes de três faixas de rodagem e as pontes com uma faixa de rodagem em %

Quadro 5.10 - Razão de peso por vão

Vão da ponte (m)	Razão (3 faixas de rodagem/1 faixa de rodagem) (%)
15	452,29
27	444,48
40	321,06
54	334,17
60	295,04

O gráfico evidencia que a razão de peso não permanece constante ao longo dos diferentes vãos analisados. Pelo contrário, verifica-se uma tendência decrescente, indo de aproximadamente 452,29 % para vãos curtos (15 m) até cerca de 295,04 % em vãos longos (60 m). Esta evolução reflete dois aspectos importantes:

1. O impacto desproporcional da largura em vãos curtos

Nos vãos iniciais de 15 m e 27 m, o gráfico mostra razões superiores a 400 %, indicando que a ponte de três faixas utiliza mais de quatro vezes o aço da versão de uma faixa. Este aumento é mais do que proporcional em relação à largura, que cresce apenas duas vezes aproximadamente.

2. A melhoria relativa da eficiência em vãos maiores

À medida que o vão aumenta, nomeadamente para 40 m, 54 m e 60 m, observa-se uma diminuição gradual da razão de peso entre tabuleiros de três e de uma faixa de rodagem, alcançando valores inferiores a 300 % para o vão mais longo. Este comportamento indica que, embora o peso total de aço continue superior nos tabuleiros mais largos, o acréscimo de material torna-se mais proporcional ao aumento da largura. Por outras palavras, para pontes com o mesmo vão, mas larguras distintas (de uma para três faixas de rodagem), o peso total do tabuleiro passa a acompanhar de forma mais equilibrada essa variação, aproximando-se de uma relação em que a estrutura com três faixas apresenta um peso cerca de três vezes superior ao da solução com apenas uma faixa.

5.2.3. EFICIÊNCIA ESTRUTURAL

Com base no gráfico de eficiência estrutural, que relaciona o peso total de aço com a área útil de tabuleiro (em m^2), é possível extrair uma análise técnica detalhada sobre o desempenho estrutural das soluções estudadas, tanto para tabuleiros com uma faixa de rodagem quanto com três faixas. Este gráfico de dispersão, com linhas de tendência polinomial, é uma ferramenta valiosa para avaliar a eficiência no uso de material em função da área real da ponte, ou seja, quanto aço é necessário para cada metro quadrado de tabuleiro.

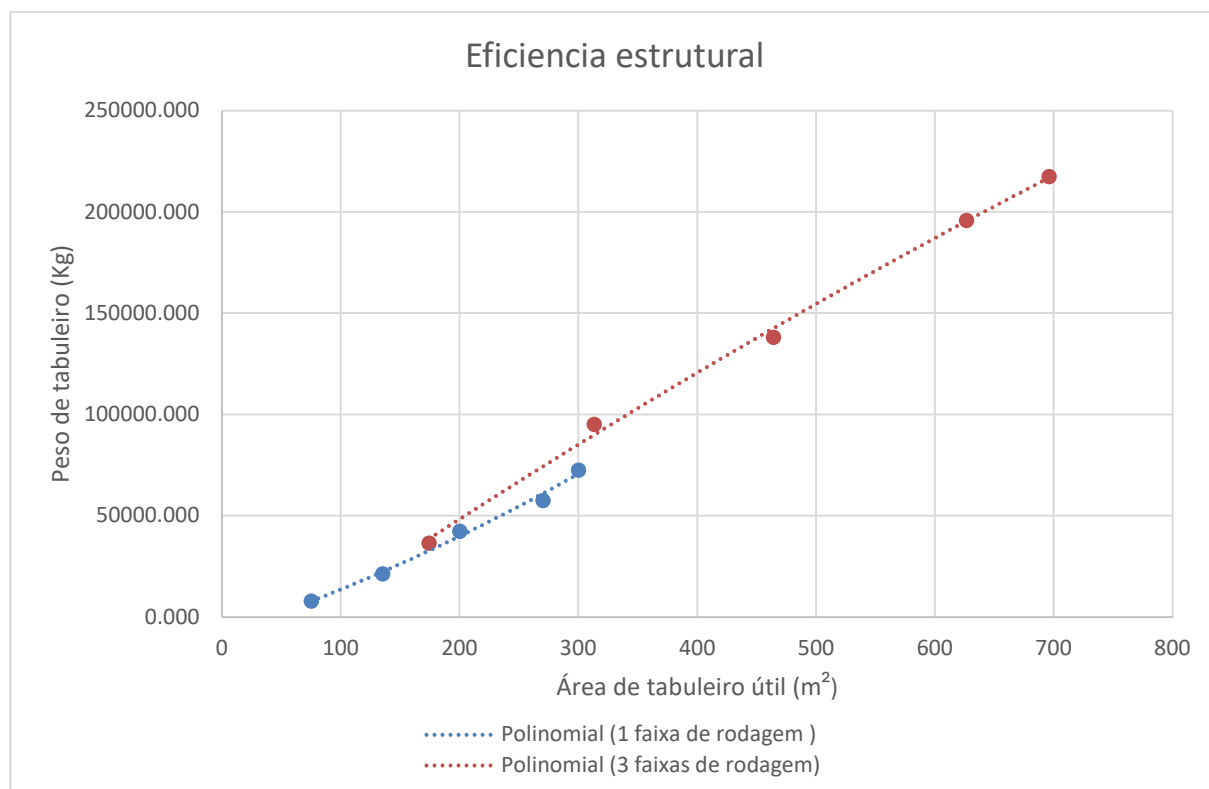


Gráfico 5.4 - Eficiência estrutural da solução com uma faixa de rodagem e três faixas de rodagem

A distribuição dos pontos mostra duas tendências de crescimento distintas, os pontos azuis, referentes a pontes de 1 faixa de rodagem, seguem uma linha de tendência com inclinação menos acentuada, já por outro lado, os pontos a vermelho, referentes a pontes de 3 faixas de rodagem, apresentam uma curva mais inclinada, indicando um aumento mais rápido do peso com a área útil.

Apesar de ambas as curvas seguirem um padrão polinomial crescente a comparação direta revela que, para uma mesma área útil, os tabuleiros com três faixas de rodagem tendem a exigir mais aço por metro quadrado.

Se a relação entre peso e áreas fosse perfeitamente proporcional, isto é, uma linha passando pela origem com inclinação continua, isso indicaria eficiência constante. No entanto observa-se que em áreas menores, tabuleiros curtos e estreitos, o acréscimo de peso por metro quadrado é mais acentuado. Por outro lado, à medida que a área aumenta, a eficiência tende a melhorar ligeiramente, a inclinação das curvas diminui marginalmente, sugerindo que estruturas maiores aproveitam melhor o material em termos de distribuição de esforços e rigidez.

Este comportamento é coerente com os princípios da engenharia estrutural: estruturas maiores, com maior vão e largura, embora exijam mais material, distribuem melhor os esforços, permitindo um ganho relativo de eficiência.

No que toca à comparação entre uma faixa de rodagem e três faixas de rodagem, a curva dos tabuleiros com três faixas de rodagem, a vermelha, está claramente posicionada acima da curva azul, referente aos tabuleiros com uma faixa de rodagem, o que significa que, para qualquer área útil de tabuleiro analisada, o peso total de aço é sempre maior, como seria esperado. No entanto, o aspeto mais relevante aqui é a inclinação das curvas. A curva dos tabuleiros com 1 faixa de rodagem cresce de forma mais suave, indicando melhor eficiência por m^2 . Já a curva dos tabuleiros com três faixas de rodagem, embora mais acentuada, apresenta uma inclinação que diminui ligeiramente em áreas maiores, sugerindo que os projetos com maior área podem ser otimizados com soluções mais eficazes de distribuição estrutural.

Essa diferença de comportamento reforça que o impacto da largura do tabuleiro é mais crítico em áreas pequenas e moderadas, e que, à medida que a área útil cresce, é possível compensar o aumento da largura com soluções estruturais mais eficientes.

5.2.4. VARIAÇÃO DO PESO SOBRE VARIAÇÃO DO VÃO

A relação entre a variação do peso e a variação do vão é um indicador que permite avaliar o impacto direto do aumento do comprimento estrutural no consumo de aço. Em vez de considerar apenas o peso total da ponte, esta métrica mostra quanto material adicional é necessário por cada metro extra de vão revelando de forma clara as zonas onde as exigências estruturais crescem mais rapidamente. Assim, trata-se de um parâmetro útil para identificar intervalos críticos de projeto, comparar a eficiência de diferentes larguras de tabuleiro e apoiar as decisões que equilibram desempenho estrutural e economia de material.

O gráfico 5.5 mostra a variação do peso por unidade de comprimento adicional de vão entre pares de vãos consecutivos, permitindo avaliar a sensibilidade do consumo de aço ao aumento progressivo do comprimento estrutural. Observa-se que, em ambas as tipologias estudadas, o comportamento não é linear, havendo intervalos onde o acréscimo de peso por metro de vão cresce de forma acentuada, seguidos de fases de estabilização relativa.

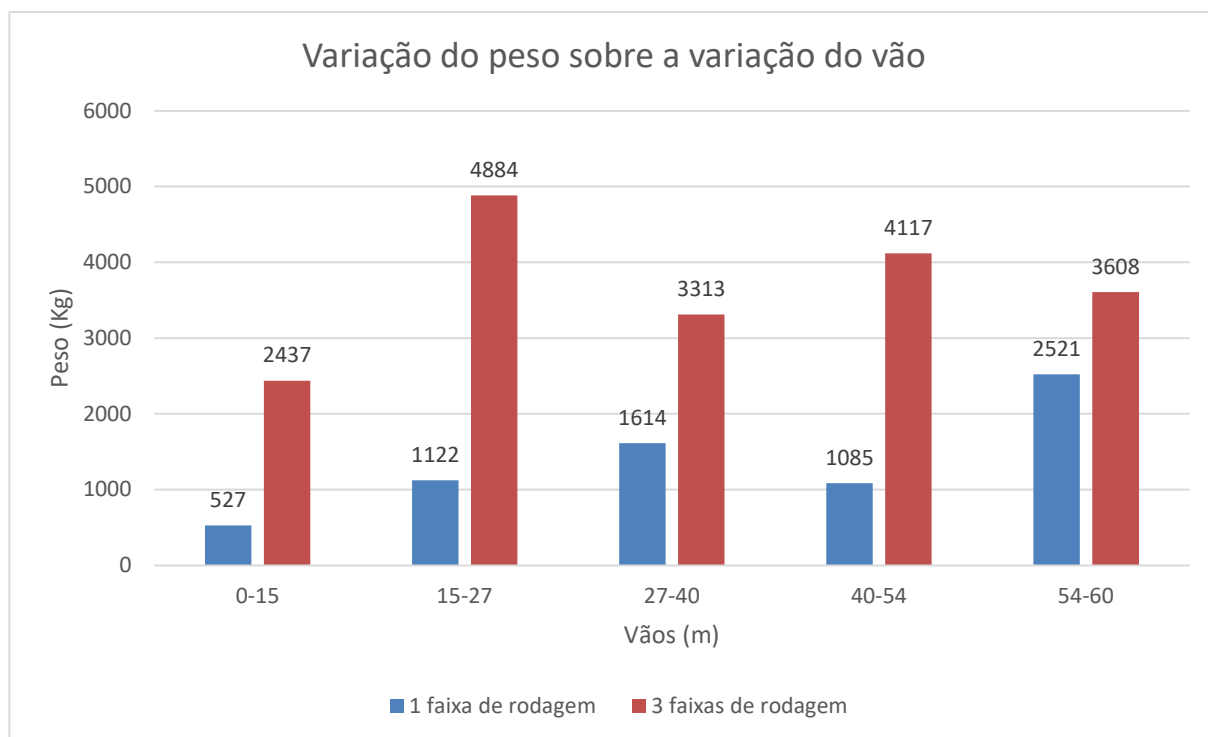


Gráfico 5.5 - Variação do peso sobre a variação do vão

Nas pontes com uma faixa de rodagem, o incremento inicial é reduzido no primeiro intervalo (0–15 m), traduzindo a baixa complexidade estrutural de vãos curtos. Contudo, no intervalo seguinte (15–27 m) verifica-se um salto expressivo, com quase duplicação do peso necessário por metro de vão, reflexo do aumento das solicitações fletoras e cortantes e da necessidade de adotar secções mais robustas. O valor mantém-se elevado entre 27–40 m, indicando que, a partir desta escala, cada metro adicional exige reforços relevantes. Entre 40–54 m observa-se uma ligeira atenuação do acréscimo, possivelmente associada à maior eficiência momentânea de soluções já otimizadas, mas o intervalo final (54–60 m) regista novamente um aumento pronunciado, evidenciando a dificuldade de manter eficiência estrutural em vãos muito longos.

Nas pontes com três faixas de rodagem, os valores absolutos são consistentemente superiores em todos os intervalos, resultado direto da maior largura do tabuleiro e das solicitações adicionais correspondentes. O máximo ocorre entre 15–27 m, onde o peso adicional por metro atinge o pico mais elevado, traduzindo a elevada penalização estrutural dessa combinação de vão intermédio e grande largura. Nos intervalos seguintes há alguma redução do consumo específico, embora mantendo valores significativamente superiores aos das pontes de uma faixa, o que reflete a complexidade intrínseca de estruturas largas.

Apesar destes valores absolutos elevados, nota-se uma melhoria da eficiência relativa das soluções de três faixas em vãos longos: a razão entre o acréscimo por metro de estruturas largas e estreitas, muito elevada em vãos curtos (cerca de cinco vezes no primeiro intervalo), reduz-se progressivamente para cerca de uma vez e meia a duas vezes nos maiores vãos. Esta evolução demonstra que a penalização inicial associada à largura tende a diluir-se à medida que o vão aumenta, permitindo um aproveitamento estrutural mais eficaz em escalas maiores.

De forma global, o gráfico revela que o aumento do vão implica acréscimos específicos de material cada vez mais relevantes, mas que o impacto não é uniforme ao longo de toda a gama estudada. Destacam-se em particular os intervalos 15–27 m e 54–60 m, onde ocorrem picos de crescimento do peso por

metro, refletindo transições estruturais críticas que exigem atenção no dimensionamento. A análise deste indicador é, por isso, essencial para identificar zonas de maior sensibilidade estrutural, apoiar decisões de concepção e otimizar o equilíbrio entre consumo de material, desempenho mecânico e viabilidade económica.

5.2.5. PESO POR METRO LINEAR DE VÃO

O peso por metro linear de vão tem como principal finalidade avaliar a eficiência do consumo de aço ao longo do comprimento da ponte, considerando diferentes larguras de tabuleiro, uma e três faixas de rodagem. Trata-se de uma métrica útil, pois permite observar não apenas o total de material necessário, mas quanto aço é efetivamente exigido por cada metro de estrutura longitudinal, oferecendo uma base de comparação direta entre diferentes soluções de projeto.

No gráfico que se segue, o eixo X representa o vão da ponte, enquanto o eixo Y indica o peso total de aço dividido pelo comprimento desse vão (Kg/m), ou seja, a massa de aço necessária para suportar cada metro linear de ponte. Ao normalizar o peso em relação ao vão. Elimina-se a influência direta da extensão total da estrutura e torna-se possível focar na eficiência longitudinal do sistema.

Quadro 5.11 - Peso de aço por metro linear de vão

Vão da ponte (m)	Uma faixa de rodagem (Kg/m)	Três faixas de rodagem (Kg/m)
15	526,94	2437,42
27	791,26	3527,77
40	1058,56	3456,02
54	1065,31	3627,46
60	1210,85	3625,56

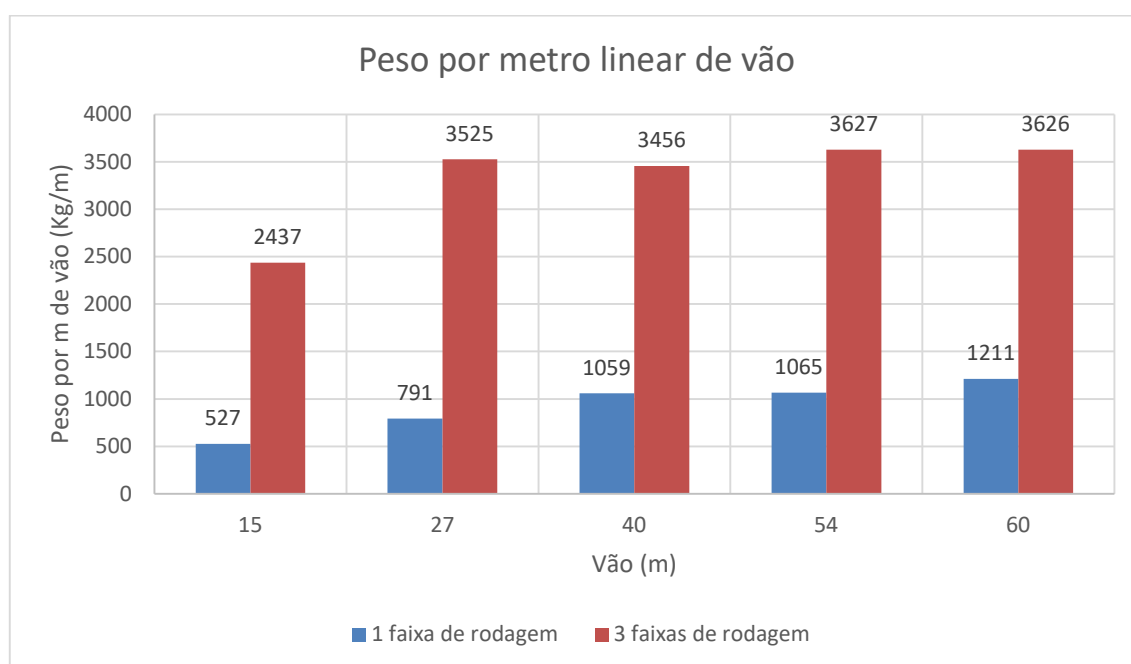


Gráfico 5.6 - Peso por metro linear de vão

Com base no gráfico de peso por metro linear de vão, que representa a relação entre o comprimento do vão e a massa de aço por metro linear de tabuleiro (Kg/m) para duas configurações de largura, uma faixa de rodagem a azul e três faixas de rodagem a vermelho, é possível desenvolver uma análise técnica clara, identificar padrões relevantes e retirar conclusões significativas sobre a eficiência estrutural da cada solução.

Assim sendo, o gráfico permite identificar dois comportamentos distintos entre os tabuleiros com uma faixa de rodagem, azul, e com três faixas de rodagem, vermelho. No caso dos tabuleiros com 1 faixa de rodagem, a curva azul evidencia um crescimento gradual e relativamente proporcional da razão Kg/m à medida que o vão aumenta. Entre 15 m e 60 m, os valores crescem de forma moderada, passando de aproximadamente 600 Kg/m para cerca de 1300 Kg/m, sem registar variações abruptas. Este comportamento sugere uma eficiência estrutural razoável, em que o aumento do material acompanha de forma controlada das crescentes exigências estruturais associadas ao aumento do vão.

Já a série referente a três faixas de rodagem, vermelha, apresenta uma curva com valores significativamente mais elevados desde o início. Para um vão de 15m, o consumo específico de aço já atinge 2400 Kg/m, ou seja, aproximadamente quatro vezes mais aço por metro do que a solução mais estreita. Entre os 27 m e os 60 m, os valores mantêm-se elevados, mas relativamente estáveis, oscilando em torno dos 3500 Kg/m. Este comportamento indica que, após um aumento inicial expressivo, a taxa de crescimento da razão peso/vão tende a estabilizar, sugerindo uma otimização parcial da estrutura em vãos mais longos, apesar da sua elevada massa específica.

A análise revela relações e tendências importantes. Primeiramente, observa-se um consumo desproporcional nos vãos curtos para os tabuleiros mais largos, resultando do aumento da largura em estruturas com baixa esbelteza, o que exige reforços significativos e provoca ineficiência no uso de material. Esta penalização é particularmente evidente até aos 27 m de vão. Em contrapartida, a partir dos 40 m, a curva da série referente a três faixas de rodagem começa a apresentar um comportamento de estabilização, com a razão peso/vão a crescer de forma mais contida. Isso pode estar associado à adoção de soluções estruturais mais eficazes, que distribuem melhor os esforços longitudinais e contribuem para uma redução do impacto proporcional da massa de aço.

Por fim, destaca-se a eficiência relativa da série referente a uma faixa de rodagem, cujo crescimento progressivo e equilibrado demonstra uma boa correspondência entre o volume de material utilizado e as exigências estruturais impostas pelo aumento do vão. Essa eficiência decorre também do facto de estruturas mais estreitas necessitarem de menos elementos de contraventamento e serem menos suscetíveis de fenómenos como instabilidade lateral e torção, o que permite manter o consumo de aço por metro linear em níveis mais racionais ao longo de toda a extensão analisada.

5.2.6. PESO POR METRO QUADRADO DE TABULEIRO

A avaliação do peso por metro quadrado útil de tabuleiro (Kg/m²) constitui uma métrica fundamental para analisar a eficiência estrutural relativa de diferentes configurações de pontes metálicas, independentemente do seu comprimento ou largura. Esta abordagem permite comparar de forma normalizada o consumo de material em função da área útil de cada solução, o que é particularmente útil em contextos de otimização de projeto, estimativa de custos, ou análise de desempenho estrutural.

Ao dividir o peso total de aço pela área de tabuleiro útil, ou seja, pela área que será destinada à utilização e carregada com as ações variáveis, obtém-se um indicador direto da intensidade de uso de material por unidade de superfície, evidenciando como as exigências estruturais, associadas ao aumento do vão ou

largura, impactam a eficiência global da solução. O gráfico de peso por metro quadrado de tabuleiro permite, assim, identificar tendências de crescimento ou estabilização, detetar penalizações associadas a determinadas geometrias, e apoiar escolhas de projeto mais racionais e sustentáveis.

De seguida, desenvolve-se a análise com base nesse critério, destacando os principais padrões, diferenças entre configurações e implicações para o dimensionamento de tabuleiros metálicos.

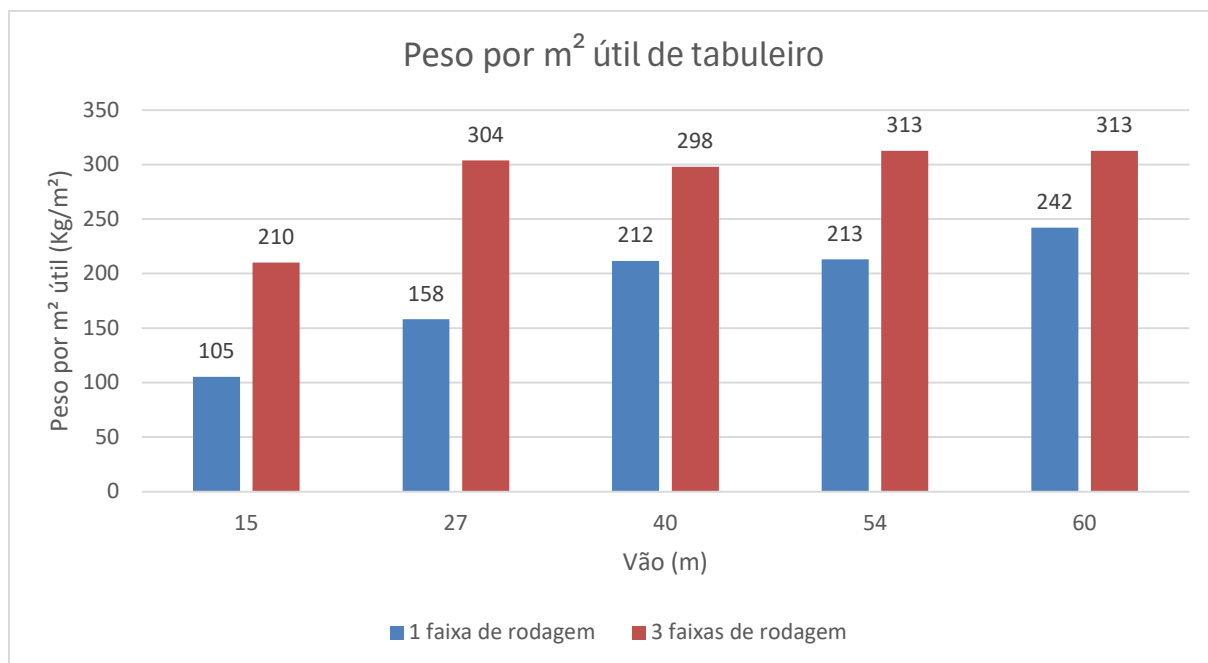


Gráfico 5.7 - Peso por metro quadrado de tabuleiro

Quadro 5.12 - Peso de aço por metro quadrado de área útil do tabuleiro

Vão da ponte (m)	Uma faixa de rodagem (Kg/m ²)	Três faixas de rodagem (Kg/m ²)
15	105,39	210,12
27	158,25	303,86
40	211,71	297,93
54	213,06	312,71
60	242,17	312,55

A análise do gráfico de peso por metro quadrado útil de tabuleiro (Kg/m²) permite avaliar, como já foi referido, a eficiência estrutural relativa de tabuleiros metálicos com uma e três faixas de rodagem, normalizando o consumo de aço em função da área útil da estrutura. Esta métrica elimina a influência direta da largura e do comprimento do tabuleiro, permitindo comparar o desempenho das diferentes configurações com base na quantidade de material necessária por unidade de superfície.

Observa-se que os tabuleiros com uma faixa de rodagem apresentam um crescimento progressivo do peso específico à medida que o vão aumenta, com valores que passam de cerca de 110 Kg/m² nos 15 m para aproximadamente 240 Kg/m² nos 60 m. Este crescimento é previsível, já que vãos maiores implicam maiores solicitações estruturais e, consequentemente, a necessidade de perfis mais robustos para controlar deformações, vibrações e garantir a estabilidade global da estrutura.

Já os tabuleiros com três faixas de rodagem apresentam valores significativamente mais elevados em todos os vãos. Para um vão de 15 m, o peso específico ultrapassa os 210 Kg/m², praticamente o dobro da solução com uma faixa.

No entanto, ao contrário da solução mais estreita, o crescimento de peso por m² é menos acentuado, estabilizando-se a partir dos 40 m em torno dos 310-315 Kg/m². À primeira vista, o facto de o peso específico praticamente não aumentar entre os 27 m e os 60 m poderia parecer surpreendente. No entanto, este comportamento justifica-se pelo modo como a largura condiciona o consumo de aço: em vãos curtos, a presença de três faixas de rodagem impõe a necessidade de reforços adicionais, como travessas robustas, contraventamentos e ligações rígidas, que aumentam de forma desproporcional o peso por metro quadrado. À medida que o vão cresce, esses reforços deixam de ter um peso relativo tão significativo na estrutura global, e a eficiência relativa melhora. Assim, o aumento esperado das solicitações longitudinais nos vãos maiores acaba por ser compensando pela adoção de soluções mais otimizadas para a distribuição dos esforços, conduzindo à estabilização observada.

A diferença entre as duas soluções é mais significativa nos vãos curtos, onde o impacto da largura é mais penalizador. Nestes casos, a estrutura com três faixas de rodagem exige reforços adicionais, como travessas, contraventamentos e ligações mais rígidas, que aumentam o peso por metro quadrado de forma desproporcional. Em contrapartida, nos vãos mais longos, essa diferença tende a reduzir-se, indicando uma maior eficiência relativa das estruturas mais largas em comprimentos maiores.

Em síntese, o gráfico 5.7 e o quadro 5.8 evidencia que o peso por metro quadrado de tabuleiro cresce com o vão em ambas as configurações, mas a penalização associada à largura é mais expressiva em vãos curtos. A partir dos 40 m, observa-se uma tendência de estabilização e convergência entre os valores das duas soluções, sugerindo que estruturas mais largas se tornam estruturalmente mais viáveis e eficientes quando aplicadas a pontes de grandes vãos. Esta análise é, portanto, fundamental para apoiar decisões de projeto que visem o equilíbrio entre eficiência estrutural, racionalização de materiais e viabilidade técnica.

5.2.7. CONCLUSÕES FINAIS

A análise desenvolvida ao longo deste capítulo demonstra, de forma clara e fundamentada, que a quantidade de aço necessária nos tabuleiros metálicos modulares é fortemente influenciada tanto pelo comprimento do vão quanto pela largura do tabuleiro.

Os resultados obtidos evidenciam que:

- O peso total de aço apresenta um crescimento não linear com o aumento do vão, refletindo o comportamento estrutural típico de sistemas submetidos a momentos fletores e esforços transversos crescentes. À medida que o vão aumenta, torna-se necessário recorrer a secções transversais com maior inércia e rigidez, de modo a limitar deformações e garantir a estabilidade global, o que conduz inevitavelmente a um acréscimo significativo de massa. Quando a análise é feita em termos de peso por metro linear de vão, observa-se igualmente um crescimento progressivo, ainda que mais moderado, evidenciando a maior quantidade de material necessária por unidade de comprimento para responder às solicitações adicionais. Já no caso do peso por metro quadrado útil de tabuleiro, o comportamento é distinto: em vãos curtos, o impacto relativo dos esforços estruturais exigidos pelas maiores larguras penaliza fortemente a eficiência, enquanto em vãos mais longos a tendência estabiliza, uma vez que o acréscimo de massa se distribui por uma área útil maior. Assim, não existe contradição entre estas métricas, mas sim uma leitura complementar: o peso total confirma o agravamento estrutural em termos globais,

- o peso linear evidencia o reforço associado ao aumento do vão, e o peso por m^2 mostra a melhoria relativa de eficiência em tabuleiros mais largos à medida que o comprimento cresce.
- As estruturas com três faixas de rodagem, apesar de exigirem um consumo absoluto de aço significativamente superior em todos os vãos, revelam uma tendência de maior eficiência relativa quando aplicadas a vãos longos. Essa eficiência manifesta-se tanto na redução da razão de peso entre as soluções de três e de uma faixa de rodagem, como estabilização dos consumos específicos expressos em Kg/m^2 e Kg/m . Tal comportamento decorre da melhor distribuição dos esforços e do aproveitamento mais eficaz da geometria estrutural em maiores dimensões, o que evidencia que em escalas mais amplas, a penalização inicial associada à largura tende a diluir-se, tornando estas soluções estruturalmente mais competitivas.
 - Em vãos curtos, o aumento da largura do tabuleiro traduz-se em penalizações significativas no consumo de aço, tanto por metro quadrado como por metro linear. Este efeito deve-se à reduzida esbelteza estrutural e à necessidade de reforços adicionais, como travessas, contraventamentos e ligações mais rígidas, para garantir a estabilidade e o desempenho global. Como consequência, o acréscimo de material torna-se desproporcional face ao ganho em capacidade estrutural, resultando em índices de eficiência relativamente baixos nestas configurações.
 - Os gráficos de variação do peso das pontes entre vãos consecutivos e de taxa de crescimento evidenciam intervalos de transição críticos, em particular entre 15-27 m e 40-54 m, onde ocorrem aumentos abruptos das exigências estruturais. Estes saltos traduzem a necessidade de adotar secções mais robustas, reforços adicionais e soluções construtivas mais sofisticadas, o que impacta diretamente o consumo de material e os custos globais da obra. Assim, o planeamento e o dimensionamento nestes trechos devem ser conduzidos com especial rigor, a fim de garantir um equilíbrio entre desempenho estrutural, viabilidade técnica e eficiência económica.
 - Por fim, a análise do peso por metro quadrado de tabuleiro demonstra que, embora as pontes mais largas apresentem inicialmente um consumo significativamente superior de aço, observa-se uma tendência de estabilização deste índice em vãos maiores. Este comportamento indica que, a partir de determinados comprimentos, as estruturas mais largas passam a beneficiar de soluções de dimensionamento mais eficientes, o que reduz gradualmente a penalização inicial associada à largura e melhora a sua competitividade estrutural e económica.

O estudo comprova que o dimensionamento racional deve considerar não apenas o comprimento do vão, mas também a interação com a largura do tabuleiro. Estruturas estreitas são mais eficientes em vãos curtos, enquanto estruturas mais largas tornam-se competitivas e tecnicamente viáveis em vãos maiores, desde que sejam projetadas com soluções otimizadas. Esse equilíbrio é essencial para garantir eficiência estrutural, viabilidade económica e sustentabilidade em projetos de pontes metálicas modernas.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Concluído o estudo desenvolvido no âmbito desta dissertação, apresenta-se neste capítulo uma síntese abrangente do trabalho realizado, destacando os principais contributos alcançados, bem como as limitações identificadas ao longo da investigação. Além disso, são propostas linhas orientadoras para futuros trabalhos, com o intuito de aprofundar a compreensão do tema, explorar novas abordagens e otimizar as soluções estruturais analisadas.

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento deste estudo permitiu uma análise abrangente e fundamentada sobre o comportamento estrutural de tabuleiros metálicos modulares rodoviários, com ênfase na quantificação e interpretação do consumo de aço em função de variáveis geométricas e estruturais relevantes, com o comprimento do vão e o número de faixas de rodagem.

Através de uma abordagem baseada em dados gráficos, cálculos comparativos e interpretação normativa, foi possível constatar que o consumo de aço não apresenta um crescimento linear com o aumento do vão ou da largura do tabuleiro. Pelo contrário, observou-se uma tendência marcadamente quadrática ou mesmo exponencial, especialmente nos tabuleiros mais largos ou em vão mais longos. Essa evolução está diretamente ligada ao agravamento dos esforços internos, em particular, do momento fletor, e à necessidade de garantir não só a resistência, mas também a rigidez e a estabilidade global da estrutura.

A análise revelou ainda que os tabuleiros com três faixas de rodagem apresentam sobretudo em vãos curtos, um consumo de aço significativamente desproporcional, refletindo as penalizações associadas à instabilidade lateral, à torção e à necessidade de reforços adicionais nas travessas e nas ligações. Em contrapartida, em vãos mais extensos, essa desproporcionalidade tende a atenuar-se, e a estrutura passa a comportar-se de forma mais eficiente em termos de massa por metro quadrado e por metro linear.

As métricas utilizadas, como o peso total, o peso por metro linear de vão, o peso por metro quadrado de tabuleiro e a taxa de crescimento, mostram-se essenciais para identificar padrões de eficiência estrutural, bem como intervalos críticos de projeto nos quais pequenas alterações dimensionais implicam variações expressivas na quantidade de material.

Adicionalmente, o estudo abordou a compatibilidade normativa entre os aços estruturais europeus e os critérios de dimensionamento definidos pela AASHTO LRFD, demonstrando que, desde devidamente

verificados e certificados, os materiais europeus podem ser utilizados com segurança em projetos que seguem metodologias norte-americanas, sendo as verificações de segurança realizadas com base no Eurocódigo 3.

No plano prático, este trabalho/estudo destaca a importância de uma avaliação criteriosa da modularidade, que embora facilite a montagem e o transporte, pode introduzir penalizações de massa devido à duplicação de elementos e necessidade de reforços locais. Assim, o equilíbrio entre racionalidade construtiva, desempenho estrutural e eficiência no uso de materiais deve estar no centro das decisões de projeto para pontes metálicas modulares.

Em síntese, esta dissertação contribui com uma base técnica sólida para compreender a evolução e o impacto do consumo de aço em tabuleiros metálicos modulares, fornecendo ferramentas analíticas úteis para engenheiros projetistas e decisores técnicos que procuram soluções mais eficientes, seguras e sustentáveis na engenharia de pontes.

6.2. CONCLUSÕES DO ESTUDO

A presente dissertação teve como objetivo principal analisar a influência do comprimento do vão e da largura do tabuleiro no comportamento estrutural e na eficiência do consumo de aço em pontes metálicas modulares. Através da modelação numérica de diferentes configurações estruturais, considerando tabuleiros com uma e três faixas de rodagem, foi possível identificar tendências e padrões que permitem fundamentar decisões de projeto mais racionais e otimizadas.

Os principais resultados e conclusões obtidos ao longo do estudo são os seguintes:

- Crescimento não linear do consumo de aço com o vão
Verificou-se que o peso total de aço necessário para os tabuleiros cresce de forma acentuadamente não linear com o aumento do vão. Esta tendência está associada ao aumento exponencial dos esforços internos, nomeadamente momento fletor e esforço de corte, que exige a utilização de perfis com maior inércia, reforços estruturais adicionais e ligações mais robustas.
- Impacto significativo da largura do tabuleiro em vãos curtos
Em estruturas com vãos curtos, por exemplo, 15-27 m, o acréscimo da largura do tabuleiro resulta num aumento desproporcional da massa de aço, revelando penalizações estruturais severas. Este comportamento está relacionado com a baixa esbelteza, maior suscetibilidade a torções e instabilidade lateral, e necessidade de travessas e contraventamentos adicionais.
- Melhoria relativa da eficiência em vãos maiores
À medida que o vão aumenta, por exemplo, 40-60 m, a razão de peso entre tabuleiros com três faixas de rodagem e com uma faixa de rodagem diminui gradualmente, evidenciando uma melhoria relativa da eficiência estrutural das soluções mais largas. Esse comportamento é atribuído à melhor distribuição dos esforços e à maior eficácia das soluções estruturais adotadas em vãos mais exigentes.
- Estabilização do consumo específico (Kg/m^2 e Kg/m)
Os gráficos de peso por metro quadrado e por metro linear evidenciam que, embora os tabuleiros com três faixas de rodagem apresentem valores mais elevados em todas as situações, ambos os índices tendem a estabilizar a partir dos 40 m de vão. Este comportamento indica que, à medida que a escala estrutural aumenta, verifica-se um ganho progressivo de eficiência relativa, uma

vez que o acréscimo de massa se distribui de forma mais equilibrada pela área e pelo comprimento do tabuleiro, tornando as soluções mais largas proporcionalmente menos penalizadas em grandes vãos.

- Comportamento crescente de peso de aço evidencia penalização crescente
A análise do crescimento do peso de aço entre vãos consecutivos evidenciou que a diferença entre as soluções de uma e três faixas de rodagem cresce de forma acentuada com o aumento do vão, sobretudo a partir dos 40 m. Este resultado não é contraditório com a estabilização observada no peso específico por metro quadrado de tabuleiro entre 27 m e 60 m. Na realidade, trata-se de duas perspectivas complementares: enquanto o peso acumulado reflete a evolução global da massa estrutural necessária à medida que o vão aumenta, o peso por m^2 mostra a eficiência relativa da solução, uma vez que, em termos absolutos, o acréscimo de massa é significativo e penalizados em grandes vãos; contudo, em termos relativos, a penalização da largura é mais expressiva nos vãos curtos, tornando-se proporcionalmente menos severa à medida que a estrutura cresce em comprimento. Esta dualidade confirma a importância de analisar os resultados sob diferentes métricas para obter uma avaliação completa da eficiência estrutural.
- Identificação de intervalos críticos de transição estrutural
A análise das taxas de crescimento permitiu identificar faixas de vão particularmente sensíveis, nomeadamente entre 15-27 m e 40-54 m, nas quais o acréscimo das exigências estruturais se manifesta de forma mais abrupta. Estes intervalos configuram pontos de transição em que a estrutura passa a requerer soluções significativamente mais robustas, traduzindo-se em aumentos relevantes no consumo de aço. Nestas condições, a decisão de projeto assume um papel determinante, pois escolhas pouco otimizadas podem implicar não apenas um acréscimo desproporcional de material, mas também o agravamento dos custos e a limitação da viabilidade técnica da solução. Assim, o reconhecimento destes trechos críticos constitui uma ferramenta essencial para apoiar a conceção e garantir um equilíbrio adequado entre eficiência estrutural, racionalização de recursos e sustentabilidade global do projeto.

Em síntese a dissertação evidencia que o aumento do vão e da largura do tabuleiro afeta profundamente o desempenho estrutural e o consumo de aço em pontes metálicas. Enquanto estruturas estreitas apresentam melhor eficiência em vãos curtos, soluções mais largas tornam-se progressivamente mais competitivas e viáveis em vãos longos, desde que projetadas com critério de otimização.

A compreensão desses comportamentos permite apoiar decisões mais fundamentadas na fase de conceção, contribuindo para projetos de pontes mais eficientes, económicos e sustentáveis. A abordagem desenvolvida nesta investigação constitui, assim, uma base sólida para o dimensionamento racional de pontes metálicas modulares, com potencial de aplicação prática em projetos reais de engenharia estrutural.

6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Embora os resultados obtidos tenham permitido traçar conclusões relevantes e bem fundamentadas, o carácter paramétrico e limitado das variáveis estudadas deixa espaço para o desenvolvimento de novas investigações complementares. Assim, propõem-se abaixo temas para trabalhos futuros, que podem contribuir significativamente para a consolidação e expansão dos conhecimentos adquiridos neste estudo:

- Estudo do comportamento dinâmico dos tabuleiros analisados, incluindo efeitos de vibração, fadiga e resposta a cargas moveis, com especial enfoque em pontes modulares para tráfego rodoviário intenso;
- Análise de soluções híbridas ou mistas, com vista à redução do peso próprio e melhoria da rigidez estrutural;
- Avaliação do impacto de diferentes tipos de ligações e sistemas de contraventamento, sobretudo em estruturas mais largas e com maiores vãos;
- Incorporação de critérios de sustentabilidade e análise de ciclo de vida, incluindo emissões de carbono associadas ao consumo de aço e estratégias de reutilização de componentes;
- Modelação avançada de efeitos não lineares, tais como instabilidade lateral, encurvadura local e deformações plásticas em situações de carregamento extremo.

Com estas sugestões, pretende-se incentivar o aprofundamento do tema, tendo em vista o desenvolvimento de soluções estruturais mais eficientes, sustentáveis e economicamente viáveis, capazes de responder aos desafios crescentes da engenharia moderna, especialmente no contexto da construção modular e industrializada de infraestruturas de transporte.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CEN – COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. *EN 1993-1-1: Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels: CEN, 2005.
- [2] CEN – Comité Européen de Normalisation. *EN 1993-2: Eurocode 3 – Design of Steel Structures – Part 2: Steel Bridges*. Brussels: CEN, 2006.
- [3] CEN – Comité Européen de Normalisation. *EN 1991-2: Eurocode 1 – Actions on Structures – Part 2: Traffic Loads on Bridges*. Brussels: CEN, 2003.
- [4] AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. 9th ed. Washington, D.C.: AASHTO, 2020.
- [5] CRESPO, M. *Dimensionamento de Pontes Metálicas segundo o Eurocódigo 3*. Lisboa: LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.
- [6] ACROW CORPORATION OF AMERICA. *Dry gap*. 2023a. <https://acrow.com/solutions/military-bridges/dry-gap-bridges/>
- [7] ANDRÉ, A.; FERNANDES, J.; FERRAZ, I.; PACHECO, P. *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>
- [8] FRANGOPOL, D. M.; LIU, M. *Maintenance and life-cycle management of bridges*. In: *STRUCTURE AND INFRASTRUCTURE ENGINEERING*, v. 3, n. 1, 2007, p. 29–40.
- [9] TANG, B.; YU, Z.; ZHAO, L. *Fatigue reliability analysis of steel bridge members based on fracture mechanics*. In: *Engineering Structures*, v. 33, n. 3, 2011, p. 1052–1059.
- [10] GHOBAEI-ARANI, M.; ZAFARANI, H. *Recent advances in fatigue analysis of steel bridges: a review*. In: *Journal of Constructional Steel Research*, v. 180, 2021.
- [11] MÁXIMO, J. M.; GAMA, N.; NEVES, L. C. *Análise estrutural e dimensionamento de tabuleiros metálicos mistos*. In: *Revista Engenharia Civil*, Universidade do Minho, n. 37, 2020.
- [12] Machado, A. M. G.; Simões da Silva, L. C. *Projeto de Estruturas Metálicas segundo o Eurocódigo 3*. Coimbra: Publindústria, 2010.
- [13] Fernandes, J. M.; Correia, J. A. F. O.; Calçada, R. A. Normas Europeias para o Projeto de Pontes Metálicas e Mistas. *Revista Estruturas*, v. 12, 2015.
- [14] Frangopol, D. M.; Liu, M. *Bridge Safety and Serviceability under Uncertainty: Implementation of Reliability-Based Criteria in Bridge Codes*. *Structural Safety*, v. 23, n. 1, 2001.
- [15] Batista, E.; Simões da Silva, L.; Lima, L. R. O. *Modelação de Estruturas Metálicas com o Eurocódigo 3*. Coimbra: CMM/Coimbra, 2005.
- [16] Ferreira, M. D. F. *Modelação Estrutural com o SAP2000: Aplicações a Estruturas Correntes de Engenharia Civil*. Lisboa: IST Press, 2012.

- [17] Dias, R. J.; Almeida, R.; Neves, L. C. (2015). "Análise Numérica de Tabuleiros Metálicos Modulares: Avaliação da Eficiência Estrutural". *Revista de Engenharia Civil*, v. 22, n. 2.
- [18] EN 1993-1-1 (2005). *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels: CEN – Comité Européen de Normalisation.
- [19] EN 1991-2 (2003). *Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. Brussels: CEN.
- [20] AASHTO (2020). *LRFD Bridge Design Specifications*. 9th Edition. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [21] Mesquita Guimarães, J. P. F. (2024). *Caracterização de um Sistema Modular de Pontes Metálicas*. Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [22] PACHECO, Pedro. *Aula 4: Noções fundamentais sobre modelação*. PowerPoint de apoio à disciplina de Pontes. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Mestrado em Engenharia Civil, 2016.
- [23] PACHECO, Pedro. *Aula 3: Ações em pontes e viadutos*. PowerPoint de apoio à disciplina de Pontes. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Mestrado em Engenharia Civil, 2016b.

ANEXOS

ANEXO A – ESTUDO DO ESPAÇAMENTO A CONSIDERAR ENTRE EIXOS DA CARGA DE CAMIÃO ...	125
ANEXO B – ALÇADOS E PERSPETIVAS DAS PONTES ANALISADAS	129
ANEXO C – PERFIS UTILIZADOS NOS MODELOS ANALISADO	141

ANEXO A

ESTUDO DO ESPAÇAMENTO A CONSIDERAR ENTRE EIXOS DA CARGA DE CAMIÃO

A.1. ENQUADRAMENTO

O modelo de carga rodoviária HL-93, conforme definido pelas normas norte-americanas de projeto, AASHTO LRFD, inclui, entre outras componentes, a carga de camião padrão, cuja configuração permite certa flexibilidade no espaçamento entre os eixos carregado. Especialmente, admite-se que o espaçamento entre os eixos posteriores do veículo varie entre 4,267 m (14 pés) e 9,144 m (30 pés), sendo esse valor deixado a critério do projetista conforme as características da estrutura em análise.

Contudo, considerando-se o elevado número de simulações que seriam necessárias para avaliar todos os casos possíveis, optou-se por simplificar o estudo, restringindo a análise a um único valor de espaçamento entre eixos. Esta decisão teve como principal objetivo reduzir o esforço computacional sem comprometer a representatividade dos resultados.

Para justificar esta escolha, procedeu-se a uma análise comparativa preliminar, com o intuito de identificar qual o valor de espaçamento entre eixos gera os efeitos estruturais mais severos, tais como momentos fletores e esforços cortantes máximos, nos tabuleiros das pontes modeladas. Conforme discutido no capítulo 3, a expectativa teórica é que o menor espaçamento admissível entre eixos, 4,267 m, provoque os maiores efeitos estruturais, uma vez que concentra as cargas em uma região menor da estrutura, aumentando as solicitações internas, especialmente em tabuleiros com pequenas e médias distâncias entre apoios.

A.2. PROCEDIMENTO DE ANÁLISE

Com o objetivo de avaliar a influência do espaçamento entre eixos do camião previsto no modelo de carga HL-93, foi realizada uma análise simplificada, baseada na aplicação de um sistema de três cargas concentradas sobre uma viga simplesmente apoiada. Esta abordagem permite reproduzir de forma representativa os efeitos das cargas por eixo de camião sobre uma estrutura com comportamento isostático, semelhante ao dos tabuleiros metálicos estudados ao longo desta dissertação.

O vão considerado foi de 40 m, por se tratar de uma dimensão bastante recorrente em pontes metálicas modulares, especialmente nas tipologias rodoviárias analisadas. Dado o carácter isostático da estrutura modelada, a secção transversal não foi considerada relevante para esta avaliação, uma vez que os esforços internos dependem exclusivamente da geometria do carregamento e do vão, e não das propriedades de rigidez da secção.

O sistema de cargas aplicado corresponde às forças por eixo de caminhão, conforme especificado pelo modelo HL-93, com duas cargas principais de 142,34 kN e uma carga secundária de 35,59 kN, dispostas de forma a simular a distribuição longitudinal real das cargas do veículo.

Para analisar os efeitos máximos no momento fletor, ao centro do vão, e no esforço de corte junto aos apoios, foram considerados três cenários distintos, variando apenas a distância entre os dois eixos mais carregados, as cargas de 142,34 kN, de acordo com os limites estabelecidos pelas normas:

- Cenário 1 – Espaçamento mínimo: 4,267 m
- Cenário 2 – Espaçamento intermédio: 7,927 m
- Cenário 3 – Espaçamento máximo: 9,144 m

Este ensaio comparativo permitiu identificar quais as configurações de espaçamento entre eixos produzem os efeitos estruturais mais severos, possibilitando, assim, fundamentar a escolha de um único valor de estudos de carregamento subsequentes na dissertação. Como discutido no capítulo 3, antecipase que o espaçamento mais curto, cenário 1, resulte em maiores solicitações estruturais, uma vez que concentra as cargas elevadas em regiões menores, provocando maiores momentos fletores e esforços cortantes.

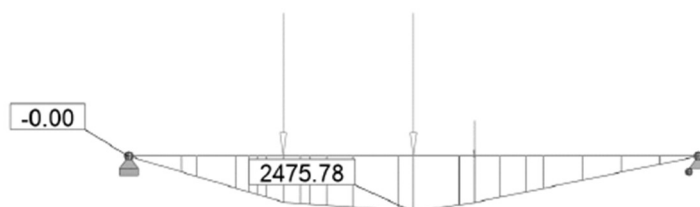


Fig. A.1 – Modelo de aplicação das cargas para o cálculo do momento fletor máximo

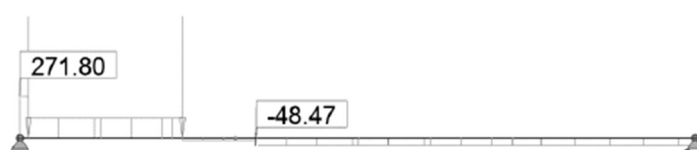


Fig. A.2 – Modelo de aplicação das cargas para o cálculo do esforço máximo

A.3. RESULTADOS

A análise dos resultados obtidos neste estudo simplificado confirma a hipótese inicialmente formulada: o sistema de cargas com menor espaçamento entre os eixos mais carregados, 4,267 m, é aquele que gera os efeitos estruturais mais desfavoráveis na viga analisada.

Conforme esperado com base nos princípios da mecânica estrutural, a proximidade entre cargas concentradas intensifica a ação local no vão central, maximizando o momento fletor a meio vão e o

esforço de corte junto dos apoios. Esta condição representa o cenário mais crítico para estruturas isostáticas, como os tabuleiros metálicos modelados neste estudo.

Os quadros A.1 e A.2, sintetizam os valores máximos de momento e esforço de corte obtidos para três cenários analisados, confirmando quantitativamente esta conclusão. A diferença entre os efeitos gerados nos diversos espaçamentos demonstra que, apesar da variação do espaçamento ser limitada, o impacto no comportamento estrutural é significativo o suficiente para justificar a escolha conservadora do menor espaçamento possível como referência para todas as simulações desenvolvidas ao longo da dissertação.

Essa abordagem garante a segurança e representatividade dos resultados, ao adotar como base de dimensionamento a configuração de carga mais penalizadora, em conformidade com os princípios normativos de projeto e com boas práticas de engenharia estrutural.

Quadro A.1 – Momentos máximos para os três cenários de carga

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

Quadro A.2 – Momentos máximos 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

ALÇADOS E PERSPETIVAS DAS PONTES ANALISADAS

Neste anexo, apresentam-se os alçados das diferentes pontes modeladas no âmbito do presente estudo. Cada alçado ilustra a configuração geométrica e estrutural correspondente às tipologias analisadas, tanto para tabuleiros com uma faixa de rodagem como para tabuleiros com três faixas de rodagem.

Os desenhos têm como objetivo complementar a descrição técnica fornecida nos capítulos principais, permitindo uma visualização clara da disposição dos elementos estruturais, incluindo as vigas principais, travessas, contraventamentos e demais componentes relevantes à análise.

A representação gráfica dos alçados contribui para a compreensão geométrica da geometria adotada em cada caso de estudo, servindo de apoio à leitura dos resultados obtidos e facilitando eventuais comparações entre as diferentes soluções propostas.

B.1. PONTE DE 15 M E UMA FAIXA DE RODAGEM



Fig. B.1 – Alçado frontal da ponte de 15 m e uma faixa de rodagem

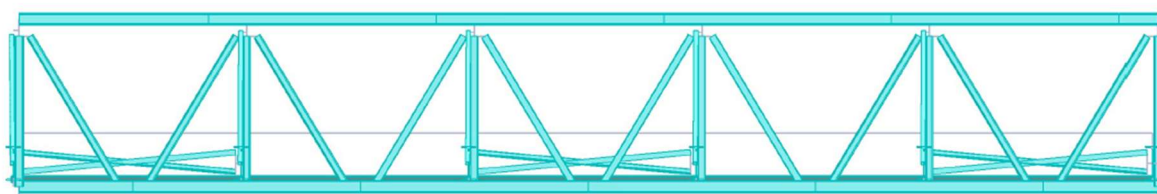


Fig. B.2 – Alçado lateral da ponte de 15 m e uma faixa de rodagem

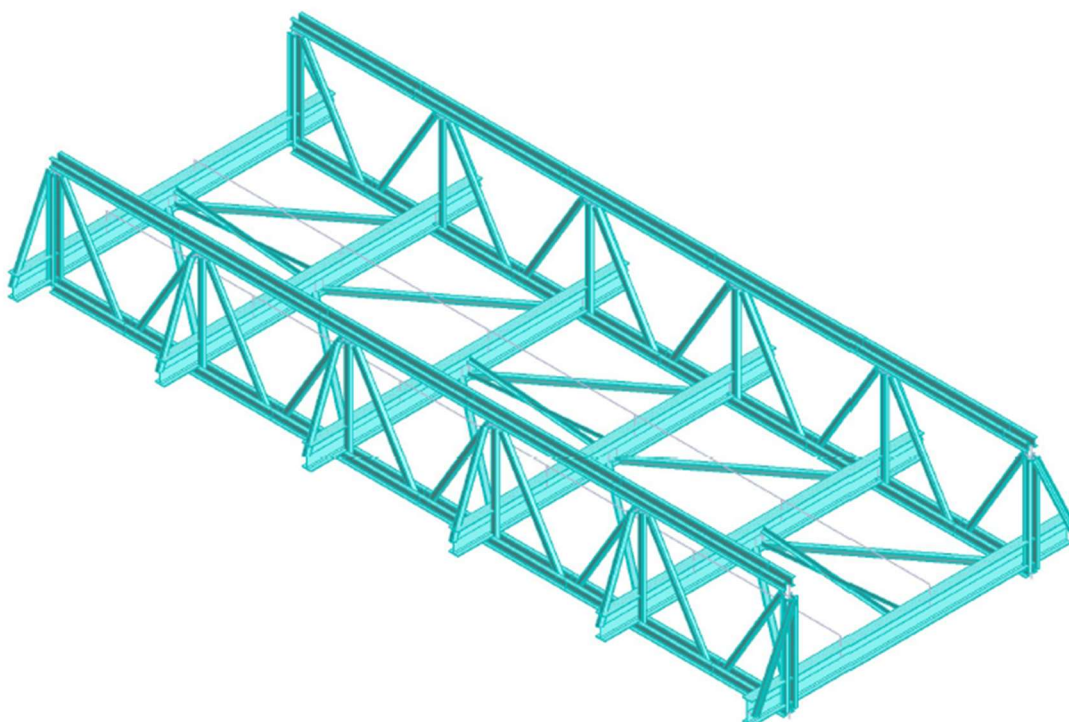


Fig. B.3 – Perspetiva da ponte de 15 m e uma faixa de rodagem

B.2. PONTE DE 27 M E UMA FAIXA DE RODAGEM

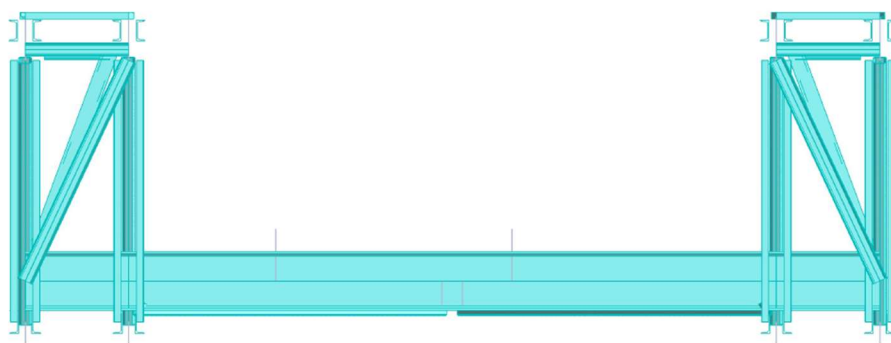


Fig. B.4 – Alçado frontal da ponte de 27 m e uma faixa de rodagem

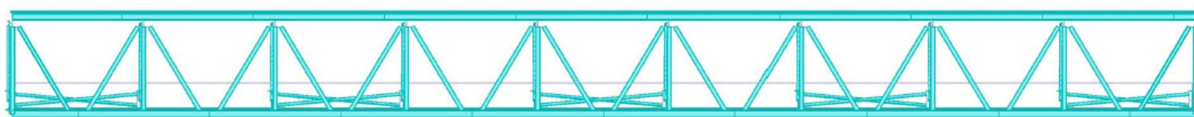


Fig. B.5 – Alçado lateral da ponte de 27 m e uma faixa de rodagem

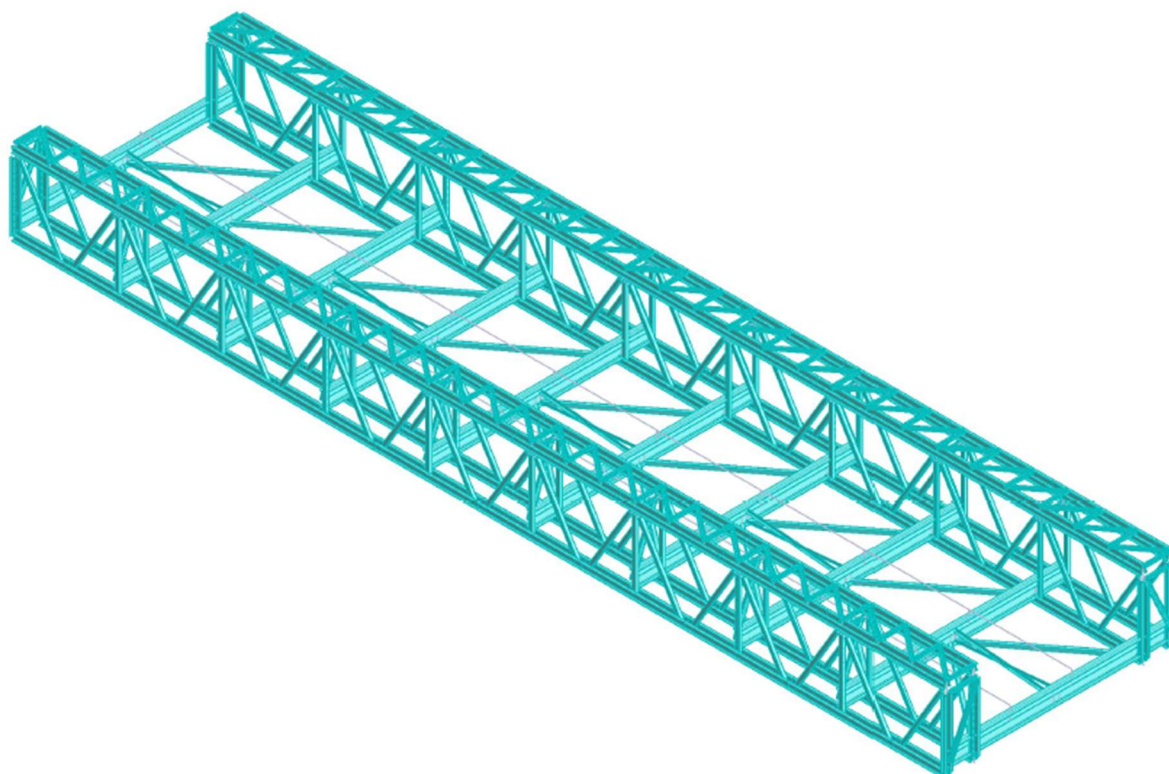


Fig. B.6 – Perspetiva da ponte de 15 m e uma faixa de rodagem

B.3. PONTE DE 40 M E UMA FAIXA DE RODAGEM

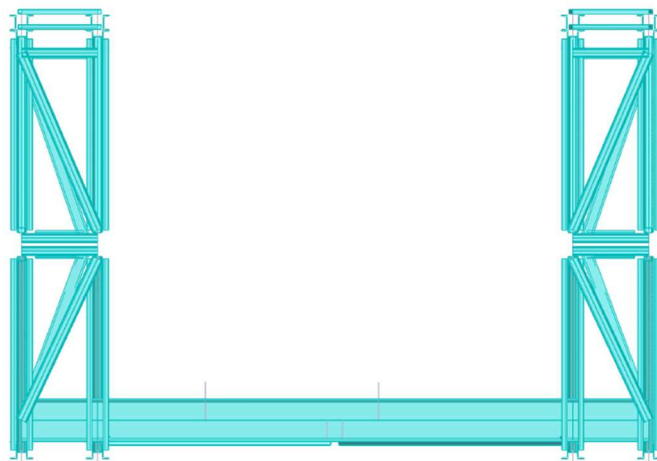


Fig. B.7 – Alçado frontal da ponte de 40 m e uma faixa de rodagem

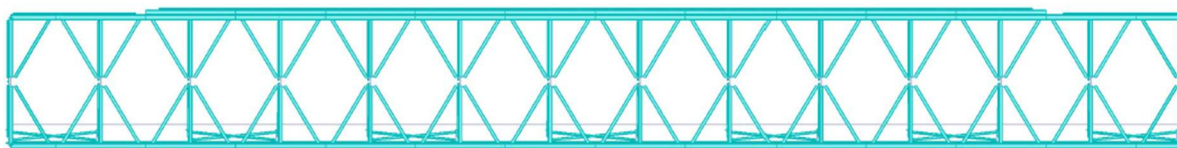


Fig. B.8 – Alçado lateral da ponte de 40 m e uma faixa de rodagem

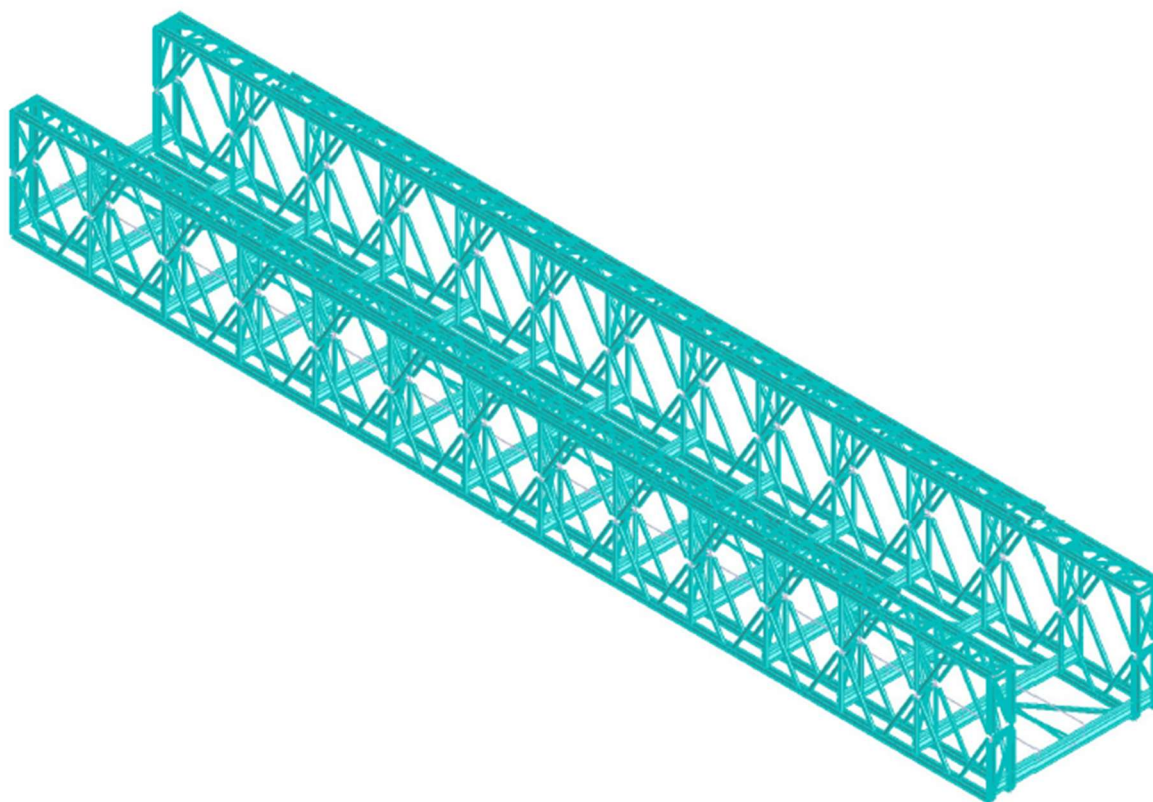


Fig. B.9 – Perspetiva da ponte de 40 m e uma faixa de rodagem

B.4. PONTE DE 54 M E UMA FAIXA DE RODAGEM

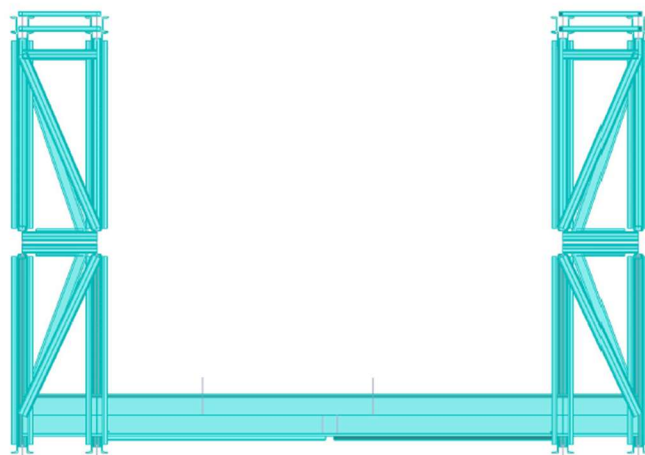


Fig. B.10 – Alçado frontal da ponte de 54 m e uma faixa de rodagem

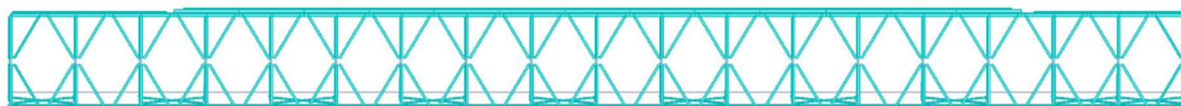


Fig. B.11 – Alçado lateral da ponte de 54 m e uma faixa de rodagem

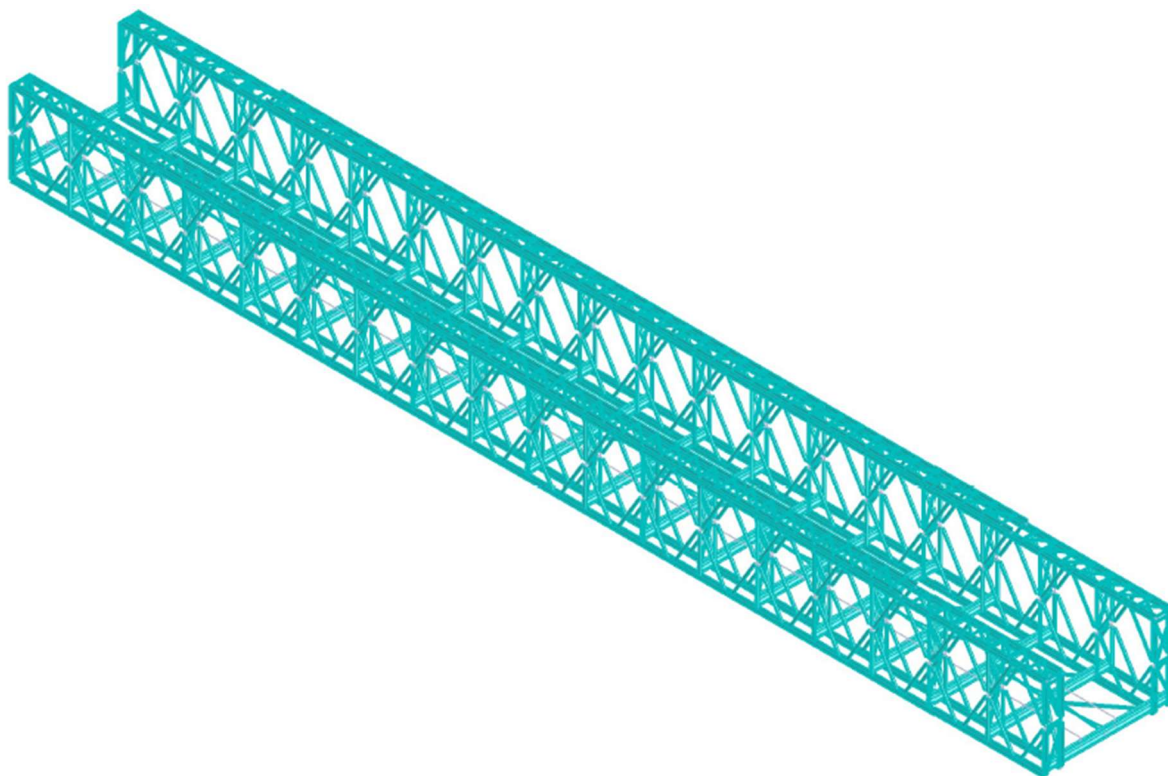


Fig. B.12 – Perspetiva da ponte de 54 m e uma faixa de rodagem

B.5. PONTE DE 60 M E UMA FAIXA DE RODAGEM

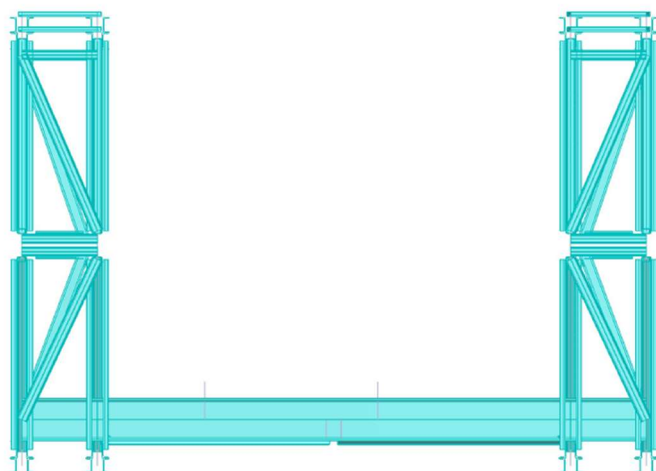


Fig. B.13 – Alçado frontal da ponte de 60 m e uma faixa de rodagem



Fig. B.14 – Alçado lateral da ponte de 60 m e uma faixa de rodagem

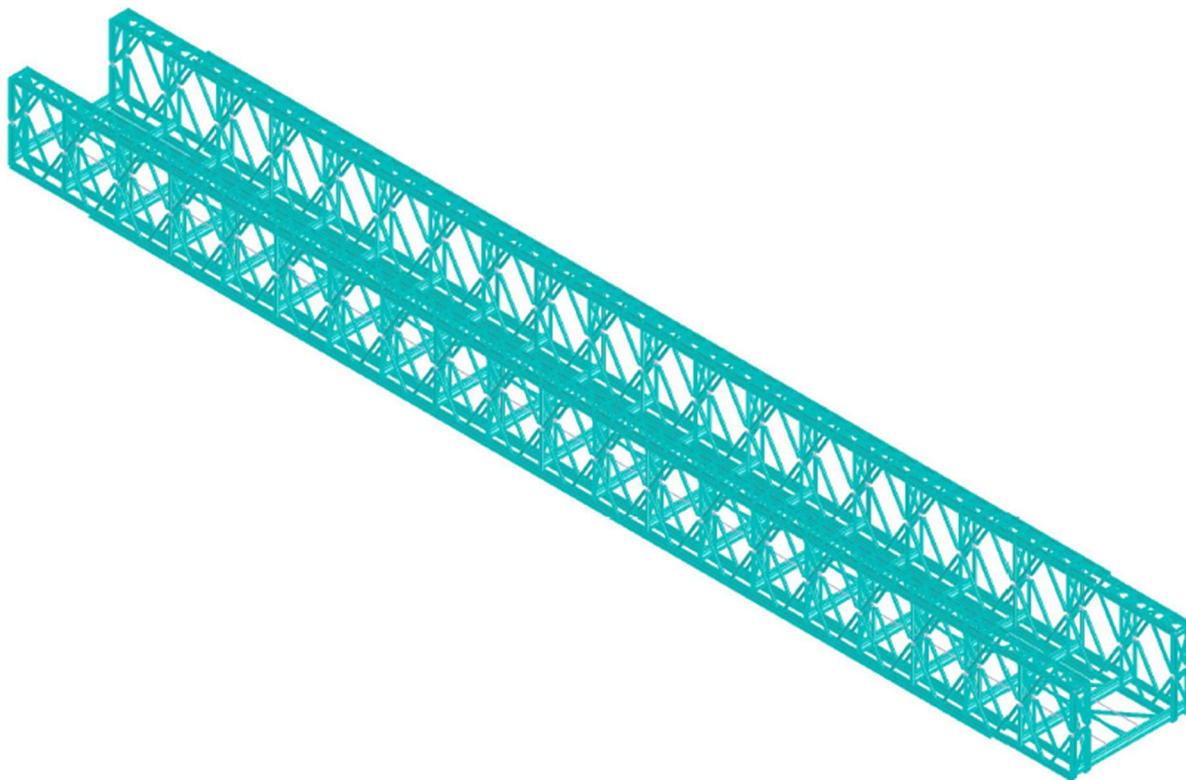


Fig. B.15 – Perspetiva da ponte de 60 m e uma faixa de rodagem

B.6. PONTE DE 15 M E TRÊS FAIXAS DE RODAGEM



Fig. B.16 – Alçado frontal da ponte de 15 m e três faixas de rodagem

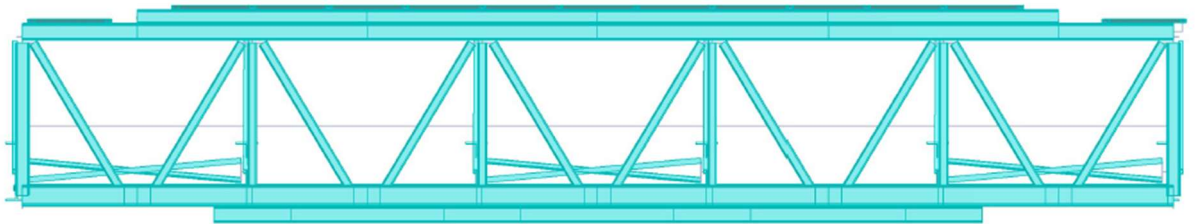


Fig. B.17 – Alçado lateral da ponte de 15 m e três faixas de rodagem

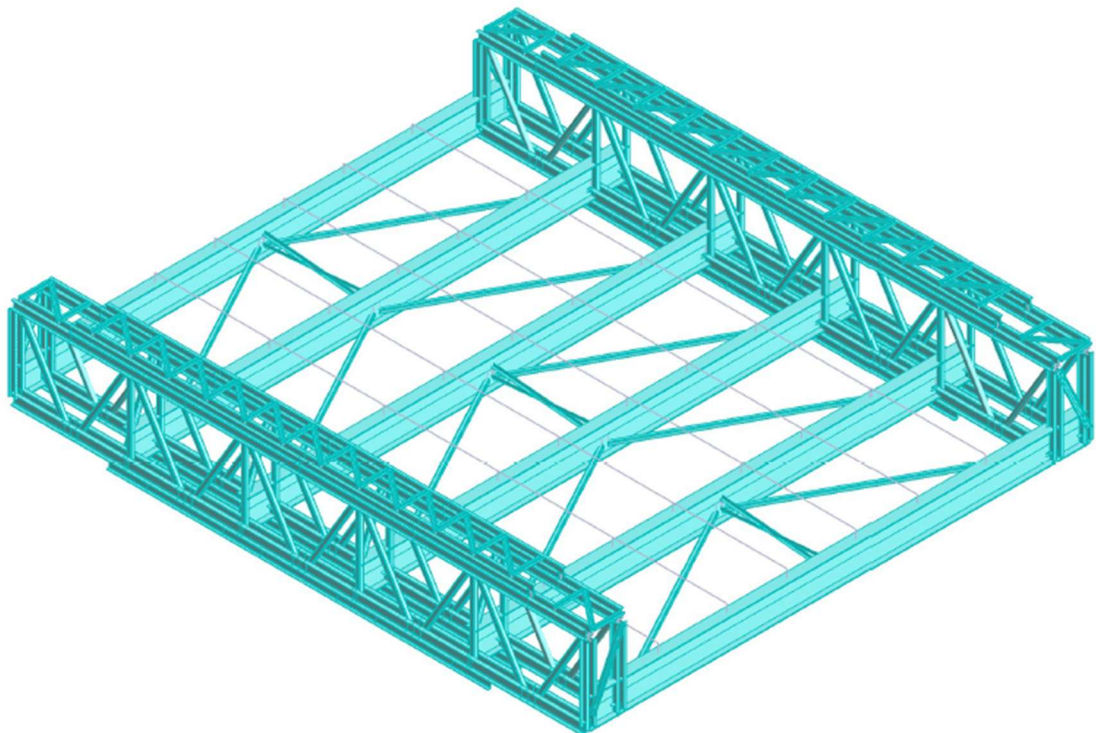


Fig. B.18 – Perspetiva da ponte de 15 m e três faixas de rodagem

B.7. PONTE DE 27 M E TRÊS FAIXAS DE RODAGEM



Fig. B.19 – Alçado frontal da ponte de 27 m e três faixas de rodagem

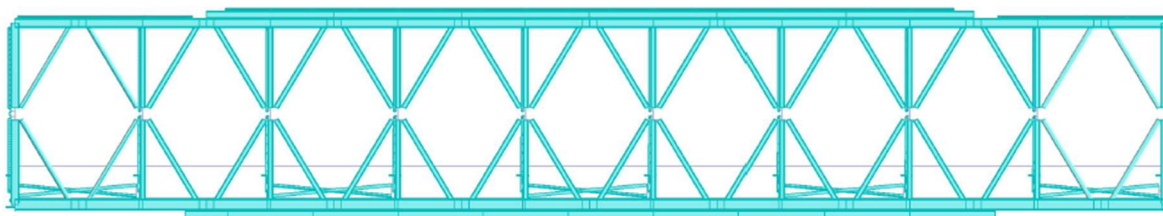


Fig. B.20 – Alçado lateral da ponte de 27 m e três faixas de rodagem

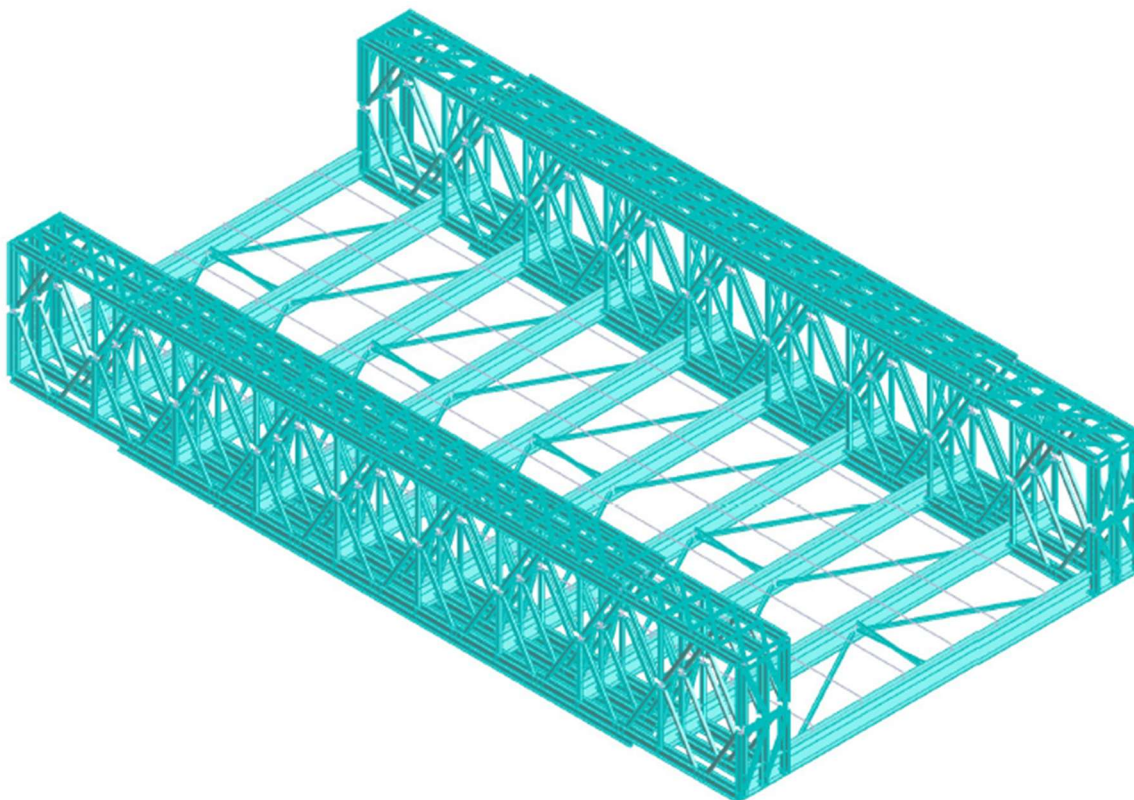


Fig. B.21 – Perspetiva da ponte de 15 m e três faixas de rodagem

B.8. PONTE DE 40 M E TRÊS FAIXAS DE RODAGEM

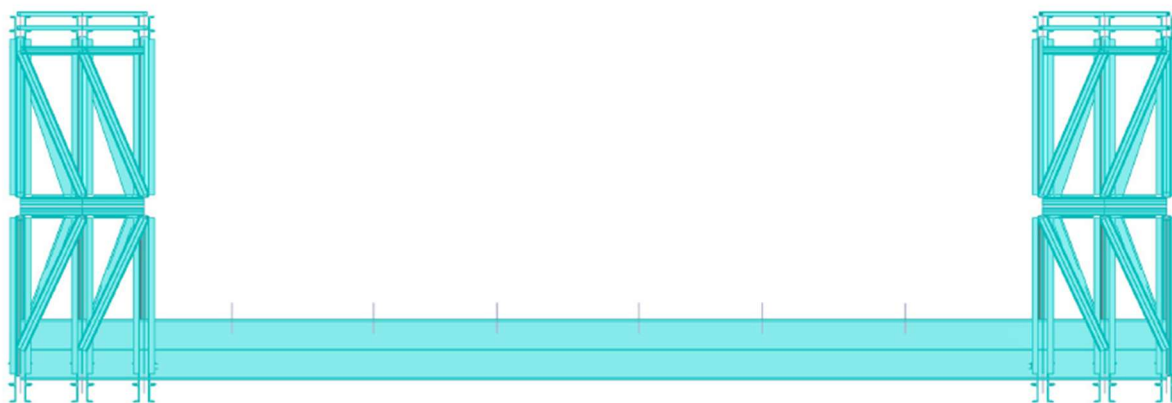


Fig. B.22 – Alçado frontal da ponte de 40 m e três faixas de rodagem

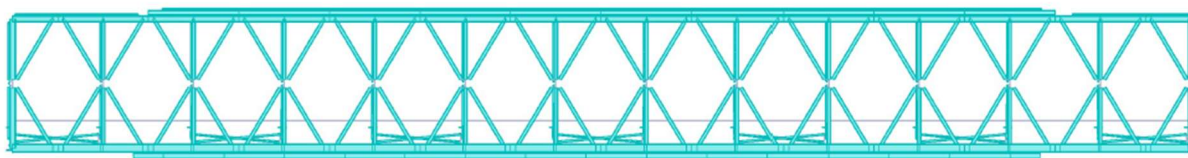


Fig. B.23 – Alçado lateral da ponte de 40 m e três faixas de rodagem

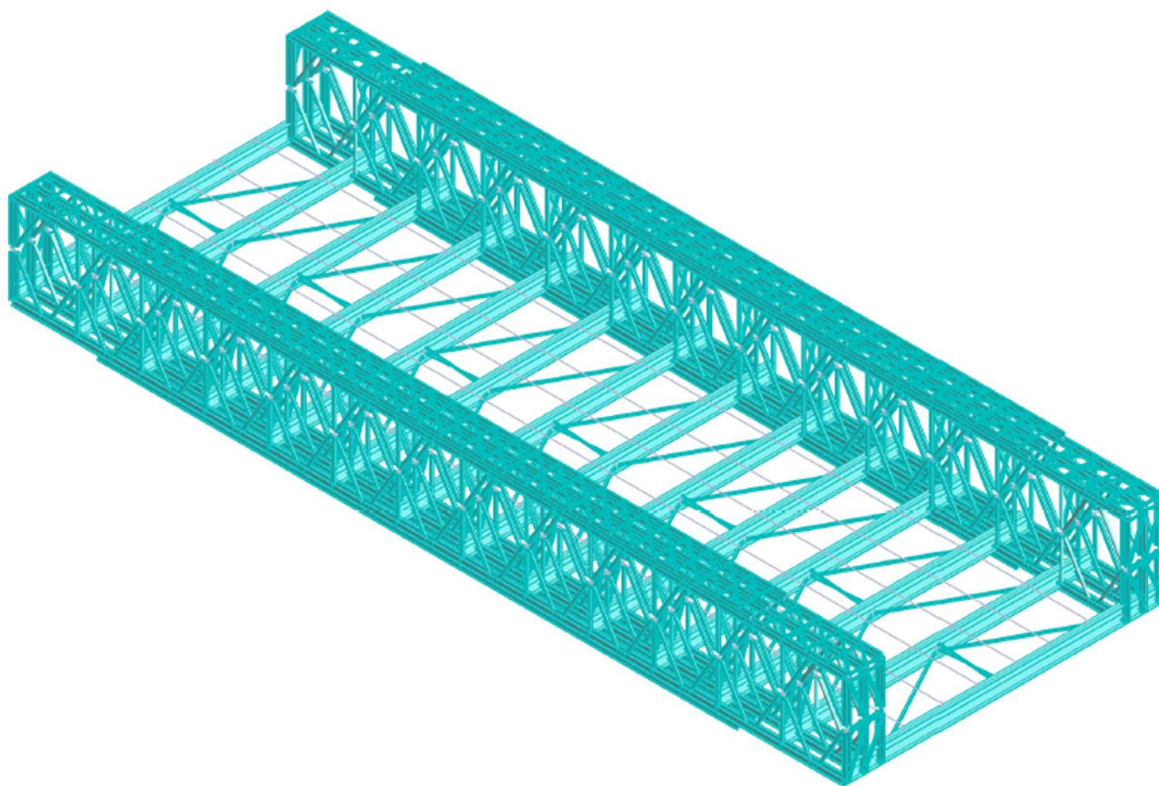


Fig. B.24 – Perspetiva da ponte de 40 m e três faixas de rodagem

B.9. PONTE DE 54 M E TRÊS FAIXAS DE RODAGEM

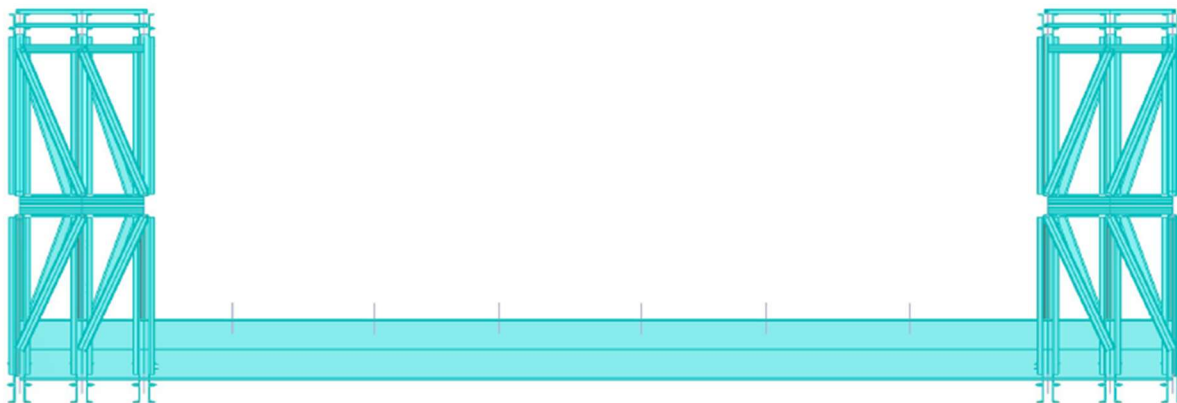


Fig. B.25 – Alçado frontal da ponte de 54 m e três faixas de rodagem



Fig. B.26 – Alçado lateral da ponte de 15 m e três faixas de rodagem

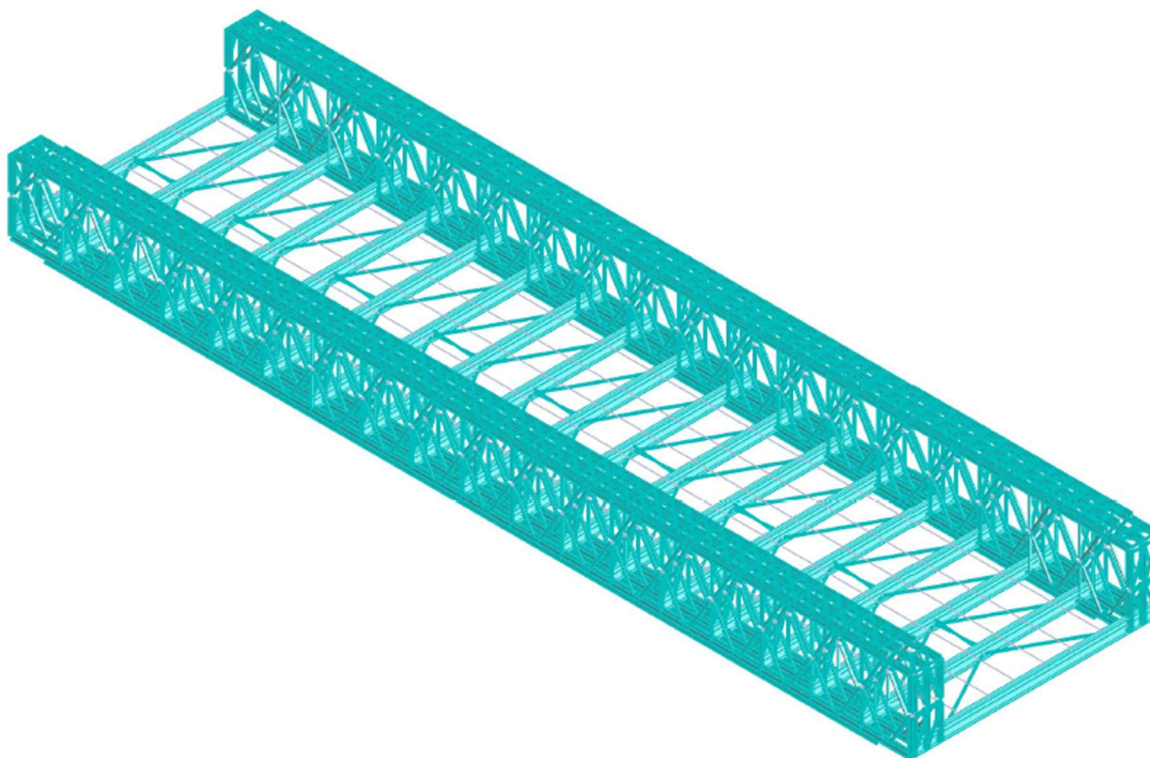


Fig. B.27 – Perspectiva da ponte de 54 m e três faixas de rodagem

B.10. PONTE DE 60 M E TRÊS FAIXAS DE RODAGEM

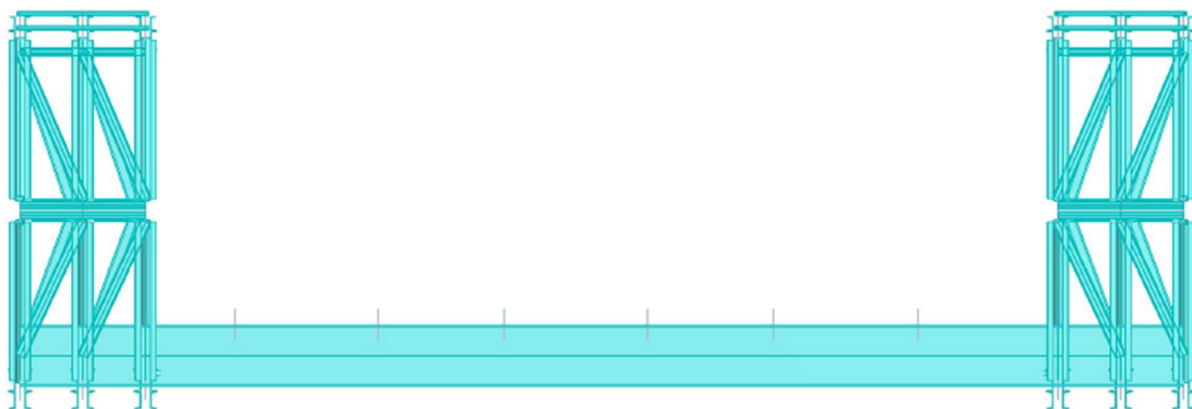


Fig. B.28 – Alçado frontal da ponte de 60 m e três faixas de rodagem



Fig. B.29 – Alçado lateral da ponte de 60 m e três faixas de rodagem

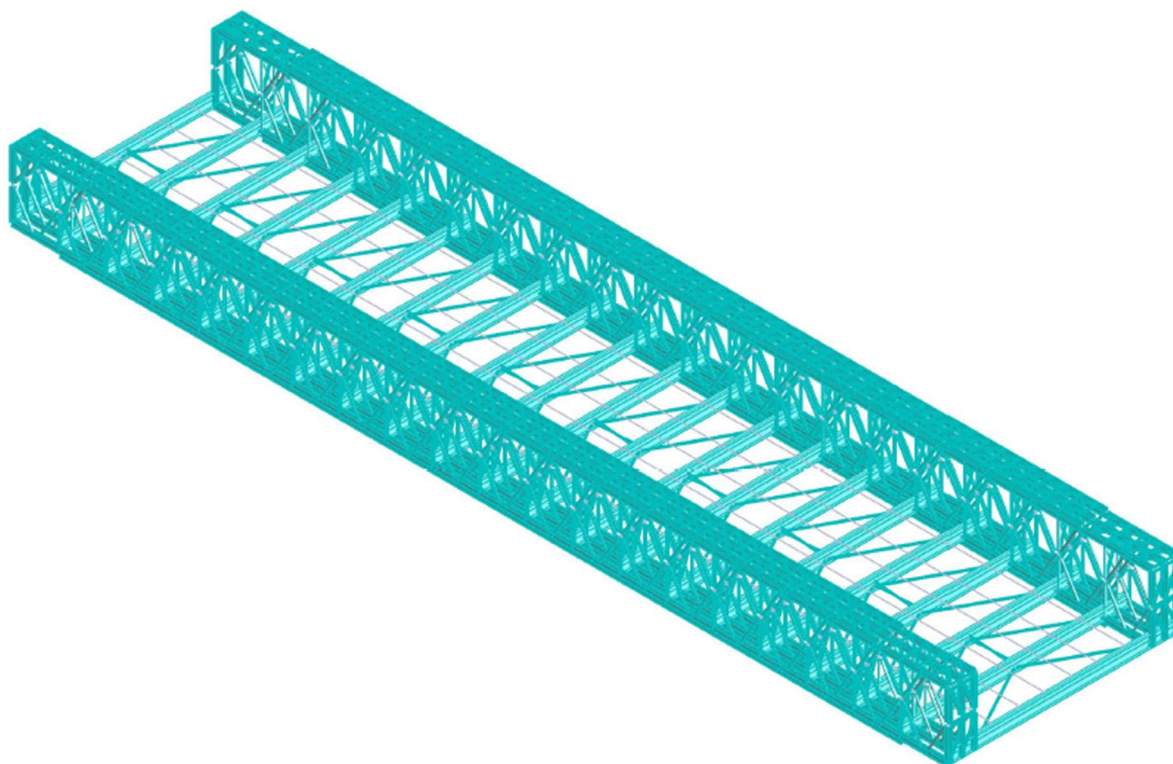


Fig. B.30 – Perspetiva da ponte de 60 m e três faixas de rodagem

ANEXO C

PERFIS UTILIZADOS NOS MODELOS ANALISADOS

Neste anexo, apresentam-se as tabelas com os perfis metálicos adotados para cada elemento estrutural das pontes modeladas ao longo do presente estudo. Os dados dizem respeito às diferentes configurações de tabuleiros analisadas, com uma e três faixas de rodagem, e incluem a identificação dos perfis utilizados nas vigas, principais, secundárias, travessas e demais componentes estruturais relevantes.

A seleção dos perfis foi realizada com base nos resultados obtidos da modelação numérica e tendo em consideração os critérios de resistência, rigidez e estabilidade exigidos pelas normas em vigor, nomeadamente o Eurocódigo 3. A definição das secções visou garantir o desempenho adequado das estruturas em termos de segurança e eficiência, respeitando as condições de carga mais desfavoráveis simuladas.

As tabelas a seguir permitem uma visualização organizada e comparativa das soluções adotadas para cada tipologia da ponte, servindo como referência para validação dos modelos e apoio a estudos futuros.

Quadro C.1 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 15 m e uma faixa de rodagem

Membro	Secção
Corda Superior	2 UPN 160
Corda Inferior	2 UPN 180
Reforço da Corda Superior	-
Reforço da Corda Inferior	-
Diagonal	SHSC 100x100x5
Diagonal Reforçada	-
Montante Extremo	2 UPN 120
Contraventamento das Travessas (plano horizontal)	SHSC 100x100x5
Contraventamento das Travessas (plano vertical)	CAE 70x70x7
Contraventamento dos Painéis (plano vertical)	UPN 120
Travessa	IPE 450

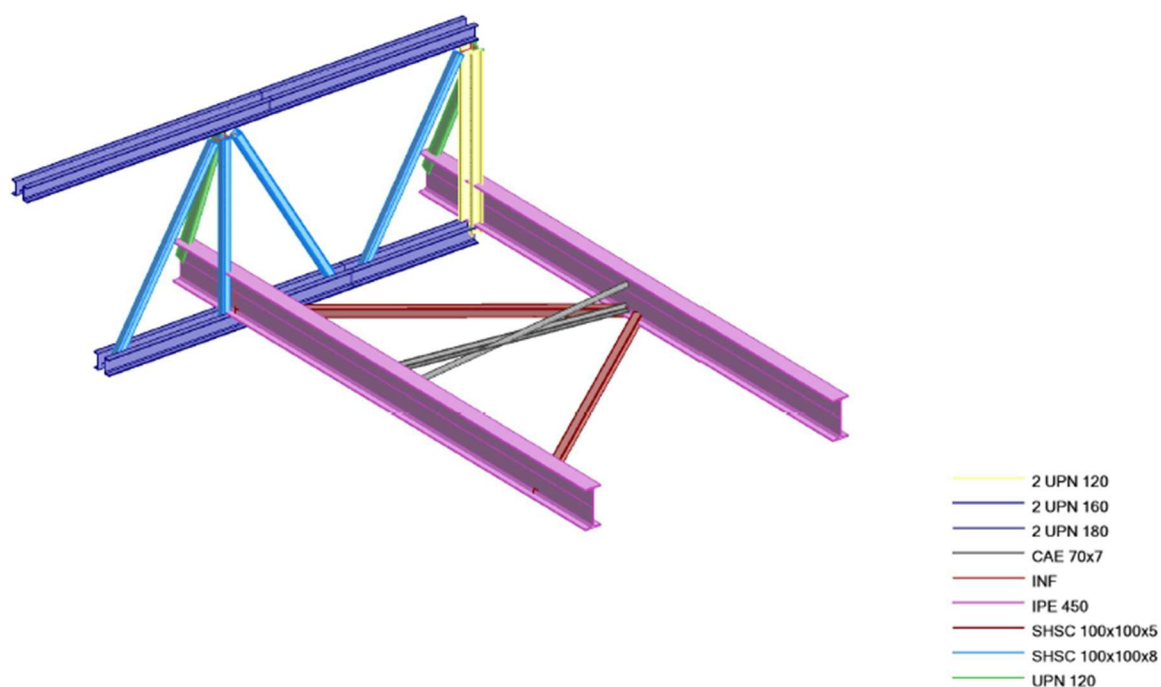


Fig. C.1 – Destaque de perfis utilizados na ponte de 15 m e uma faixa de rodagem

Quadro C.2 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 27 m e uma faixa de rodagem

Membro	Secção
Corda Superior	2 UPN 160
Corda Inferior	2 UPN 180
Reforço da Corda Superior	-
Reforço da Corda Inferior	-
Diagonal	SHSC 100x100x5
Diagonal Reforçada	SHSC 100x100x8
Montante Extremo	2 UPN 120
Contraventamento das Travessas (plano horizontal)	SHSC 100x100x5
Contraventamento das Travessas (plano vertical)	CAE 70x70x7
Contraventamento dos Painéis (plano vertical)	UPN 120
Travessa	IPE 450

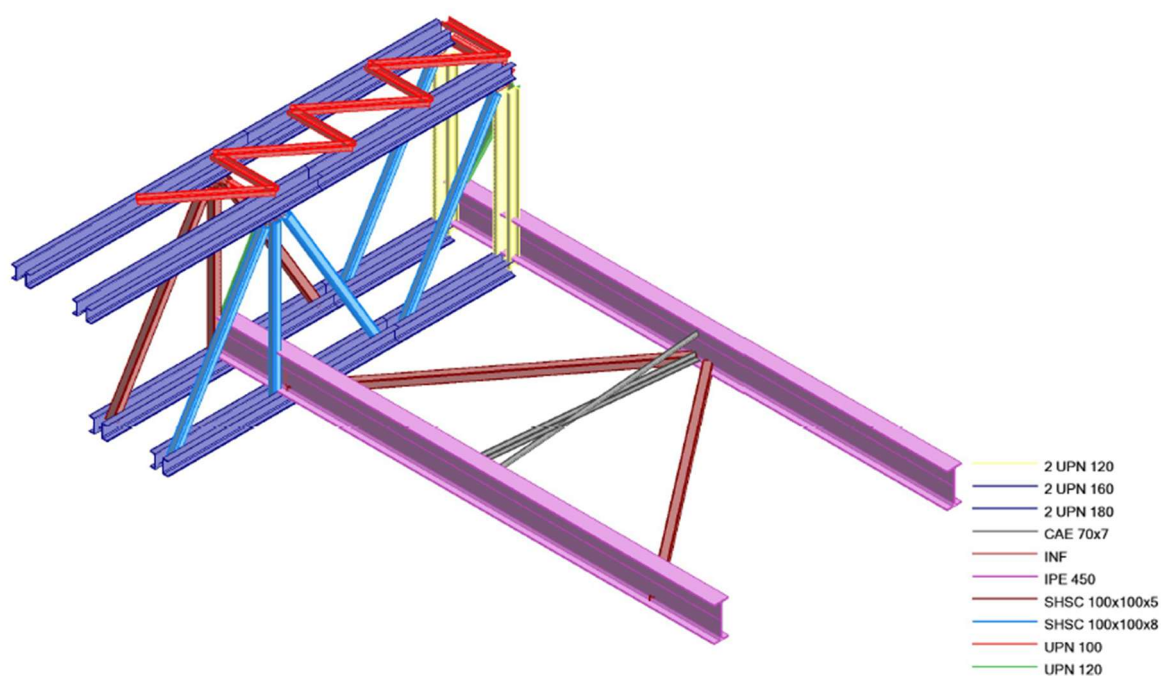


Fig. C.2 - Destaque de perfis utilizados na ponte de 27 m e uma faixa de rodagem

Quadro C.3 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 40 m e uma faixa de rodagem

Membro	Secção
Corda Superior	2 UPN 160
Corda Inferior	2 UPN 180
Reforço da Corda Superior	2 UPN 160
Reforço da Corda Inferior	-
Diagonal	SHSC 100x100x5
Diagonal Reforçada	SHSC 100x100x8
Montante Extremo	2 UPN 120
Contraventamento das Travessas (plano horizontal)	SHSC 100x100x5
Contraventamento das Travessas (plano vertical)	CAE 70x70x7
Contraventamento dos Painéis (plano vertical)	UPN 120
Travessa	IPE 450

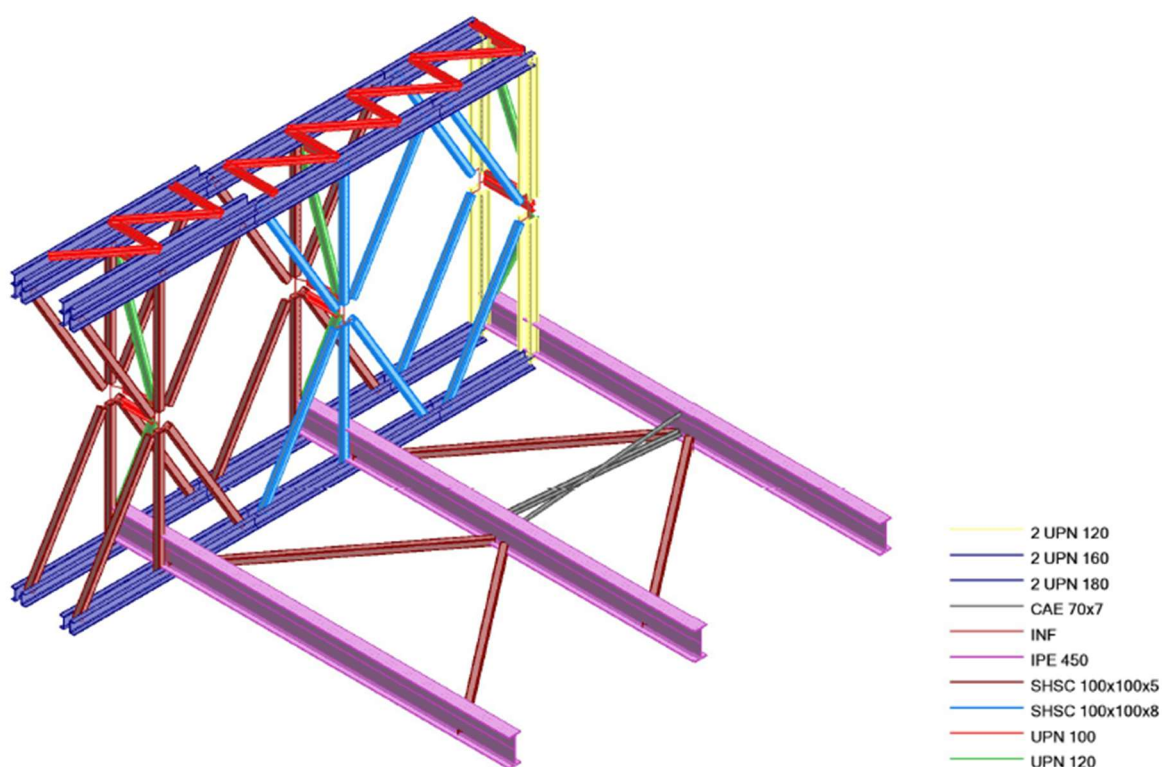


Fig. C.3 – Destaque de perfis utilizados na ponte de 40 m e uma faixa de rodagem

Quadro C.4 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 54 m e uma faixa de rodagem

Membro	Secção
Corda Superior	2 UPN 160
Corda Inferior	2 UPN 180
Reforço da Corda Superior	2 UPN 160
Reforço da Corda Inferior	-
Diagonal	SHSC 100x100x5
Diagonal Reforçada	SHSC 100x100x8
Montante Extremo	2 UPN 120
Contraventamento das Travessas (plano horizontal)	SHSC 100x100x5
Contraventamento das Travessas (plano vertical)	CAE 70x70x7
Contraventamento dos Painéis (plano vertical)	UPN 120
Travessa	IPE 450

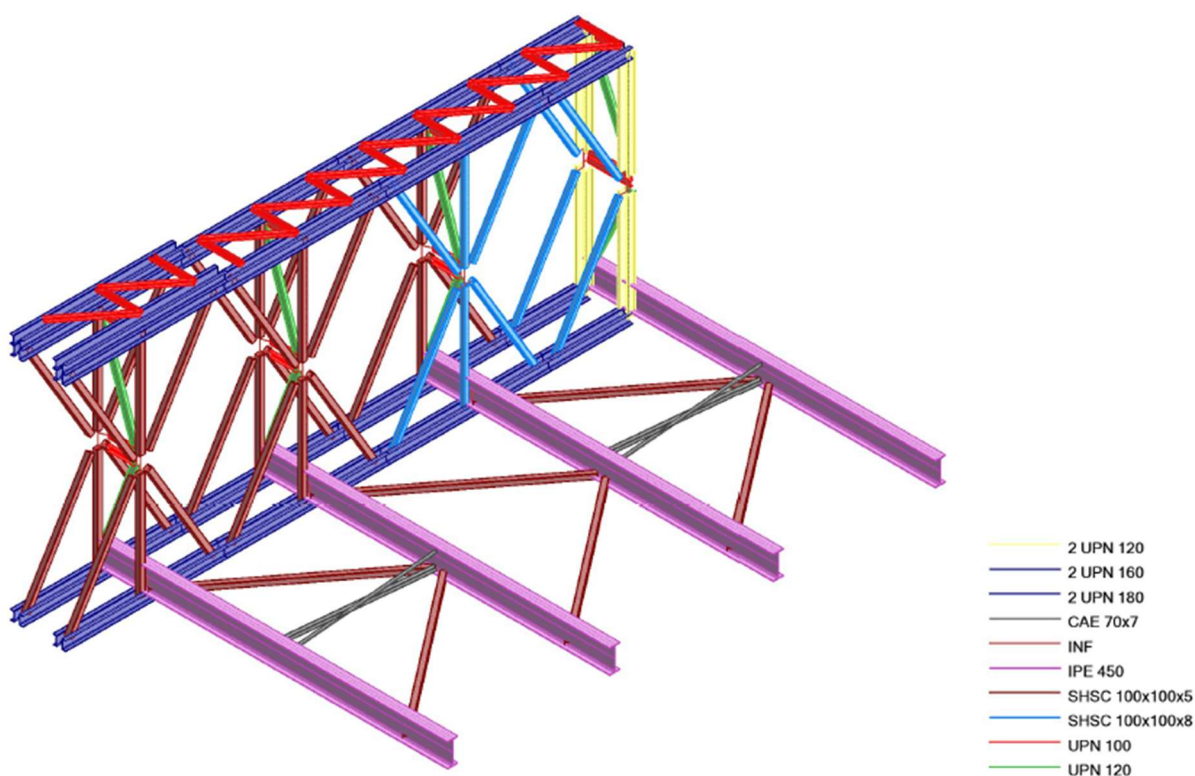


Fig. C.4 – Destaque de perfis utilizados na ponte de 54 m e uma faixa de rodagem

Quadro C.5 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 60 m e uma faixa de rodagem

Membro	Secção
Corda Superior	2 UPN 160
Corda Inferior	2 UPN 180
Reforço da Corda Superior	2 UPN 160
Reforço da Corda Inferior	2 UPN 160
Diagonal	SHSC 100x100x5
Diagonal Reforçada	SHSC 100x100x8
Montante Extremo	2 UPN 120
Contraventamento das Travessas (plano horizontal)	SHSC 100x100x5
Contraventamento das Travessas (plano vertical)	CAE 70x70x7
Contraventamento dos Painéis (plano vertical)	UPN 120
Travessa	IPE 450

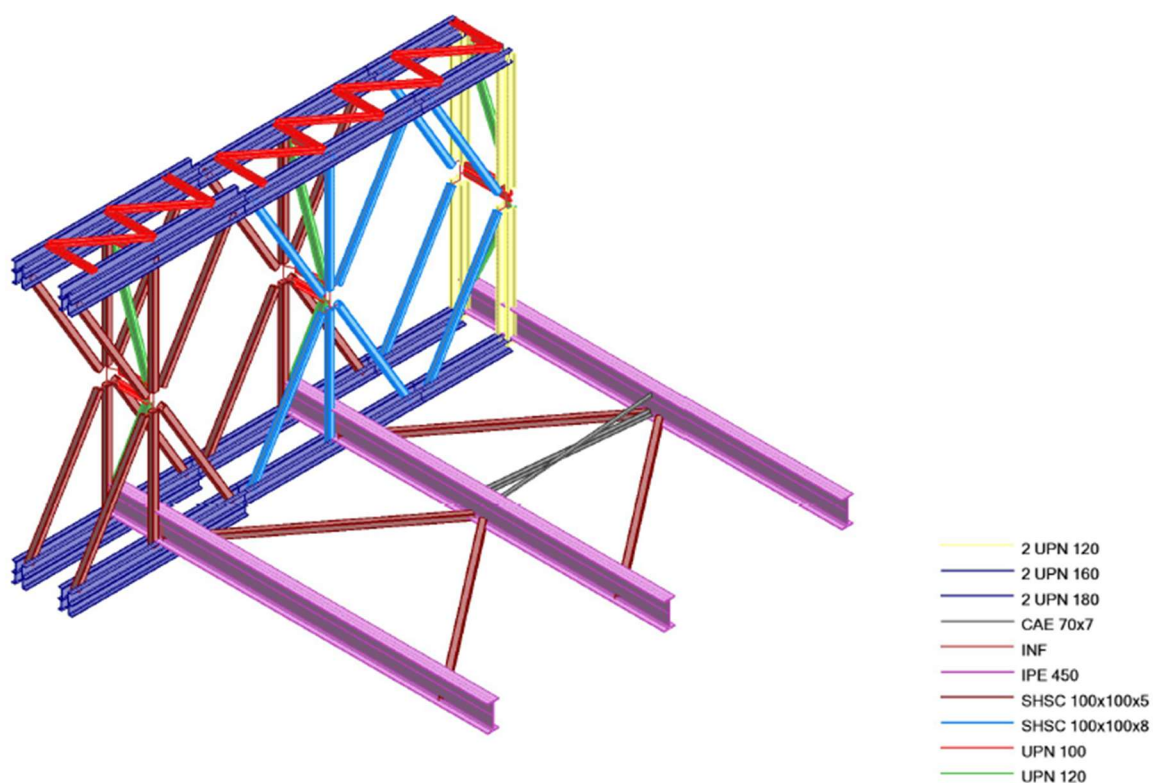


Fig. C.5 – Destaque de perfis utilizados na ponte de 60 m e uma faixa de rodagem

Quadro C.6 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 15 m e três faixas de rodagem

Membro	Secção
Corda Superior	2 UPN 220
Corda Inferior	2 UPN 280
Reforço da Corda Superior	2 UPN 180
Reforço da Corda Inferior	2 UPN 220
Diagonal	SHSC 120x120x8
Diagonal Reforçada	SHSC 120x120x12.5
Montante Extremo	2 UPN 200
Contraventamento das Travessas (plano horizontal)	SHSC 100x100x8
Contraventamento das Travessas (plano vertical)	CAE 70x70x7
Contraventamento dos Painéis (plano vertical)	UPN 120
Travessa	IPE 780

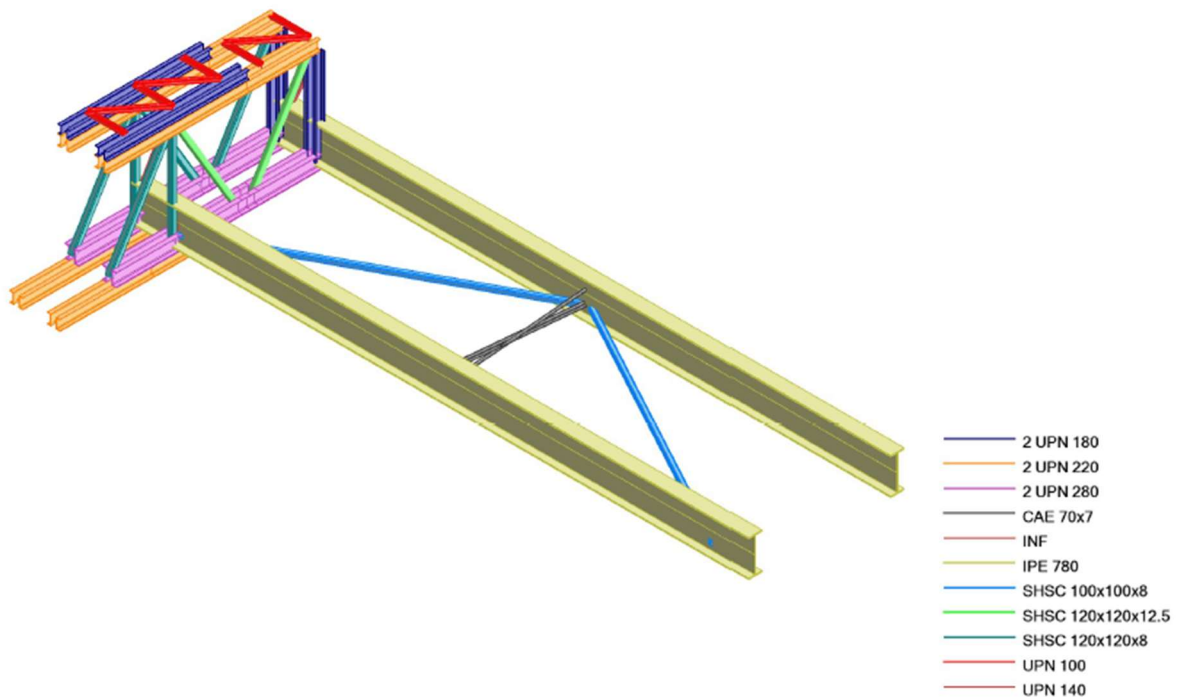


Fig. C.6 – Destaque de perfis utilizados na ponte de 15 m e três faixas de rodagem

Quadro C.7 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 27 m e três faixas de rodagem

Membro	Secção
Corda Superior	2 UPN 220
Corda Inferior	2 UPN 280
Reforço da Corda Superior	2 UPN 180
Reforço da Corda Inferior	2 UPN 220
Diagonal	SHSC 120x120x8
Diagonal Reforçada	SHSC 120x120x12.5
Montante Extremo	2 UPN 180
Contraventamento das Travessas (plano horizontal)	SHSC 100x100x8
Contraventamento das Travessas (plano vertical)	CAE 70x70x7
Contraventamento dos Painéis (plano vertical)	UPN 120
Travessa	IPE 780

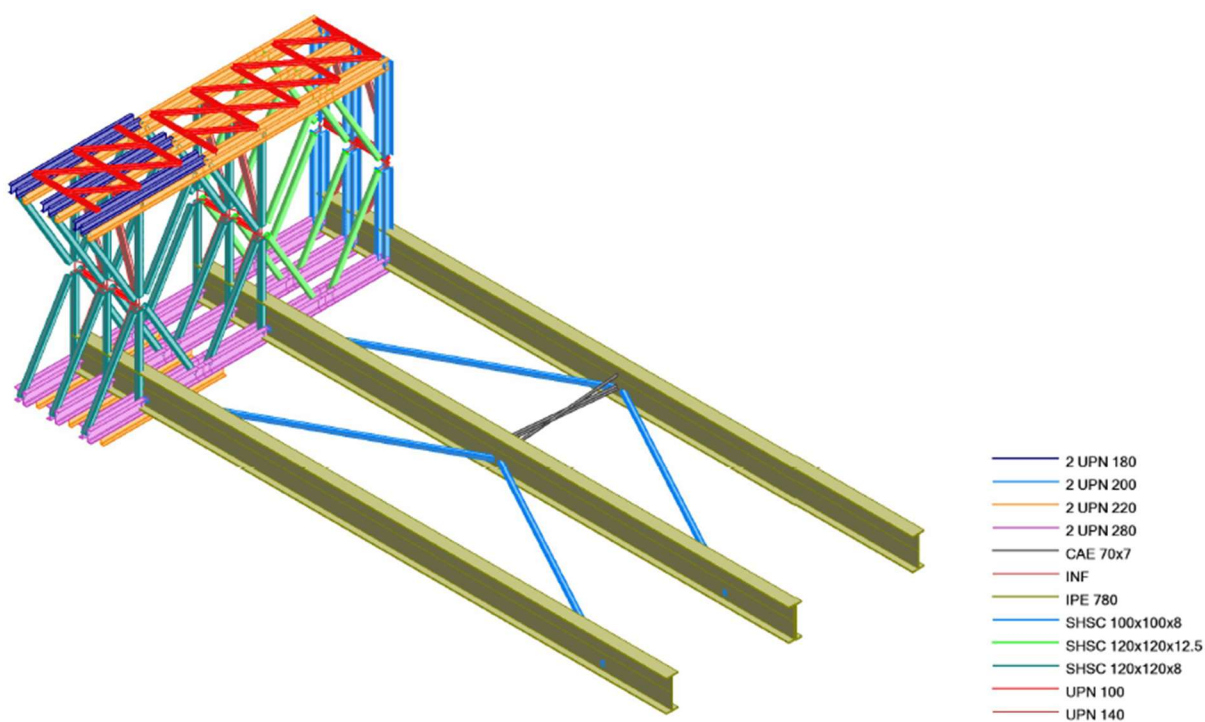


Fig. C.7 – Destaque de perfis utilizados na ponte de 27 m e três faixas de rodagem

Quadro C.8 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 40 m e três faixas de rodagem

Membro	Secção
Corda Superior	2 UPN 220
Corda Inferior	2 UPN 280
Reforço da Corda Superior	2 UPN 180
Reforço da Corda Inferior	2 UPN 220
Diagonal	SHSC 120x120x8
Diagonal Reforçada	SHSC 120x120x12.5
Montante Extremo	2 UPN 200
Contraventamento das Travessas (plano horizontal)	SHSC 100x100x8
Contraventamento das Travessas (plano vertical)	CAE 70x70x7
Contraventamento dos Painéis (plano vertical)	UPN 120
Travessa	IPE 780

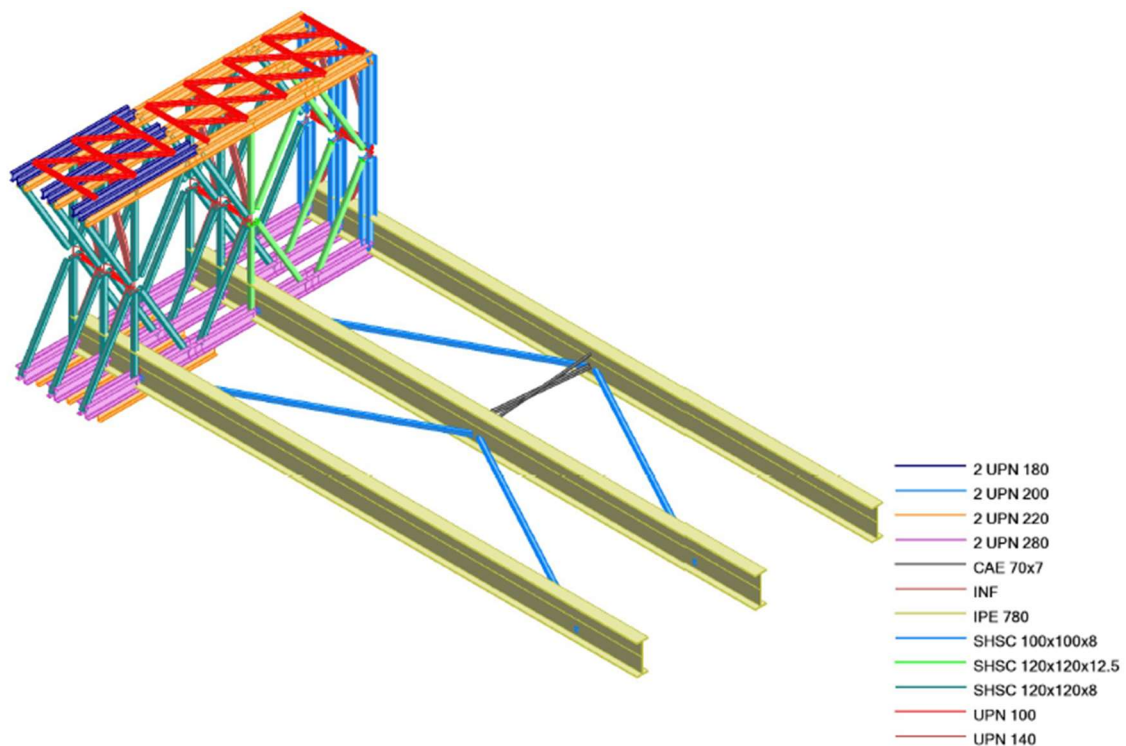


Fig. C.8 – Destaque de perfis utilizados na ponte de 40 m e três faixas de rodagem

Quadro C.9 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 54 m e três faixas de rodagem

Membro	Secção
Corda Superior	2 UPN 220
Corda Inferior	2 UPN 280
Reforço da Corda Superior	2 UPN 180
Reforço da Corda Inferior	2 UPN 220
Diagonal	SHSC 120x120x8
Diagonal Reforçada	SHSC 120x120x12.5
Montante Extremo	2 UPN 200
Contraventamento das Travessas (plano horizontal)	SHSC 100x100x8
Contraventamento das Travessas (plano vertical)	CAE 70x70x7
Contraventamento dos Painéis (plano vertical)	UPN 120
Travessa	IPE 780

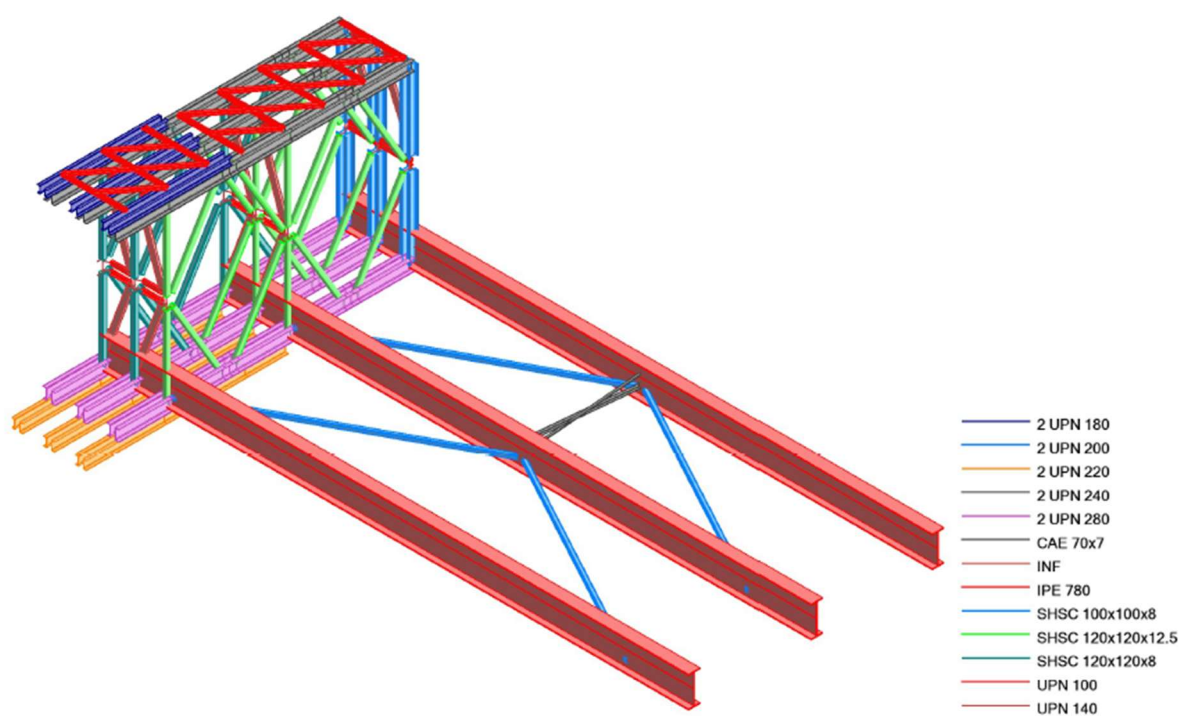


Fig. C.9 – Destaque de perfis utilizados na ponte de 54 m e três faixas de rodagem

Quadro C.10 - Quadro resumo da verificação de segurança dos membros da ponte de 60 m e três faixas de rodagem

Membro	Secção
Corda Superior	2 UPN 220
Corda Inferior	2 UPN 280
Reforço da Corda Superior	2 UPN 180
Reforço da Corda Inferior	2 UPN 220
Diagonal	SHSC 120x120x8
Diagonal Reforçada	SHSC 120x120x12.5
Montante Extremo	2 UPN 200
Contraventamento das Travessas (plano horizontal)	SHSC 100x100x8
Contraventamento das Travessas (plano vertical)	CAE 70x70x7
Contraventamento dos Painéis (plano vertical)	UPN 120
Travessa	IPE 780

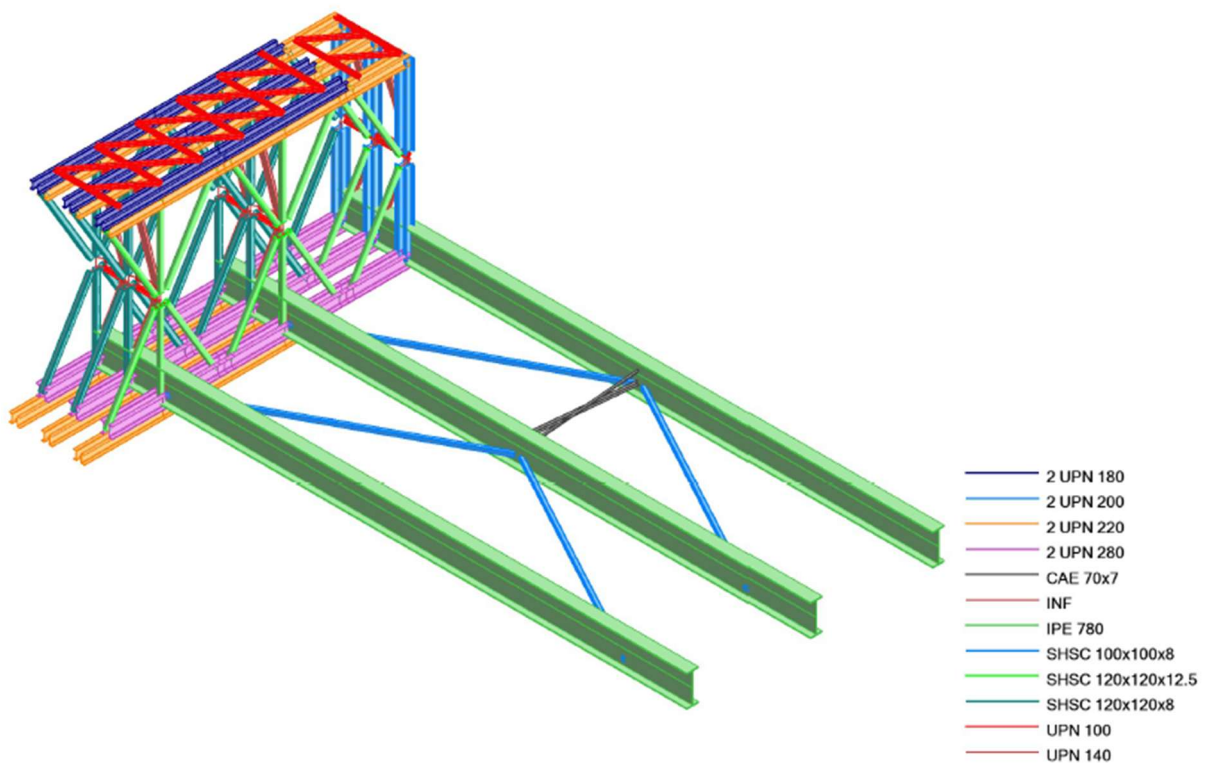


Fig. C.10 – Destaque de perfis utilizados na ponte de 60 m e três faixas de rodagem