U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

ESTUDO COMPARATIVO DE SOLUÇÕES DE PONTES COM TABULEIROS PRÉ-FABRICADOS

RUI MÁRIO ARIEIRA DA FONTE

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Pedro Alves Ribeiro Carmo Pacheco

JULHO DE 2021

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2020/2021

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌍 http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2020/2021 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2021*.

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

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

Aos meus Pais e Irmãos

Intelligence is the ability to adapt to change

Stephen Hawking

AGRADECIMENTOS

E com a realização deste trabalho finalizo a minha longa caminhada de 5 anos na FEUP em busca do sonho de me tornar engenheiro civil. Cinco anos de inúmeros desafios, de alegrias e tristezas. Mas acima de tudo de momentos que ficarão para sempre na minha memoria.

O meu eterno agradecimento aos meus pais que tudo deram para eu pudesse chegar até aqui. A eles tudo lhes devo. Aos meus irmãos que de igual modo sempre me ajudaram perante as mais diversas dificuldades e à minha namorada que esteve sempre ao meu lado nos melhores e nos piores momentos.

Levo no coração os meus colegas de curso e amigos que fiz nesta cidade a quem agradeço por todas as aprendizagens e aventuras vividas.

Agradeço ainda a esta magnifica faculdade e a todos os meus professores por toda a sabedoria partilhada.

Um agradecimento muito especial ao professor Eng.º Pedro Pacheco, ao Eng.º José Maria Soares e ao Eng.º Humberto Lopes pelo apoio constante que me deram para realização deste trabalho e também por toda a aprendizagem que com eles adquiri. Deixando também aqui uma nota de agradecimento à BERD pela oportunidade de desenvolver esta dissertação em ambiente empresarial tendo sido esta uma das experiências mais enriquecedoras ao longo do meu percurso.

Quero ainda agradecer, na BERD, ao Sr. David, não só pela enorme partilha de todo seu conhecimento e experiência, mas também pela sua amizade e pelas boas conversas partilhadas.

Ainda no âmbito da realização desta dissertação, quero também agradecer à STRENG pela disponibilidade que sempre tiveram para comigo na partilha de conhecimento no âmbito do projeto de pontes com vigas pré-fabricadas.

E também um grande agradecimento à Mota-Engil, nomeadamente ao Eng.º Mário Lacerda, por me ter possibilitado a visita à sua fábrica de pré-fabricados em Nelas (Viseu).

Este trabalho foi desenvolvido no âmbito do projeto BEIS (*Bridge Engineering Information System*), cofinanciado pelo Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (COMPETE 2020), através do Portugal 2020 e do Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER).

RESUMO

A execução de tabuleiros de pontes e viadutos com recurso a elementos de betão pré-fabricados, está hoje bastante difundida e materializa-se através uma vasta gama de soluções, muito variadas, que derivam da existência de diferentes sistemas estruturais, processos construtivos, tipos de elementos pré-fabricados, entre outros.

Neste documento procura-se sintetizar-se um estudo comparativo realizado no âmbito de soluções de tabuleiros com vigas pré-fabricadas.

Numa parte inicial apresenta-se o levantamento das diferentes soluções de tabuleiros existentes e ainda se faz uma abordagem ao fabrico, operações de logística e ainda processos construtivos, todos estes focados no tipo de solução de tabuleiros alvo deste trabalho – tabuleiro de vigas pré-fabricadas.

Neste tipo de soluções os elementos principais são as vigas. Perante a existência de diferentes tipos de vigas pré-fabricadas é, neste trabalho, feita uma recolha de catálogos de vigas quer no mercado nacional quer no mercado internacional, particularmente o dos Estados Unidos da América (vigas AASHTO).

Com base nos dados recolhidos a fase seguinte consiste num estudo sistemático de várias soluções atendendo a diferentes larguras de tabuleiro, diferentes vãos e ainda diferentes disposições e tipos de vigas.

Com vista a fazer uma análise comparativa das soluções em termos de resistência e consumo de materiais, e para poder contabilizar o consumo de materiais, procede-se ao dimensionamento estrutural dos diferentes elementos que compõe a ponte. Para enquadrar os pressupostos de projeto considerados enunciam-se neste trabalho os requisitos normativos aplicáveis à AASHTO mas sobretudo ao Eurocódigo, sendo este último o regulamento de referência para os diferentes dimensionamentos apresentados neste documento.

Por fim, com base na informação recolhida dos catálogos e nos dimensionamentos efetuados é por fim realizado o estudo comparativo em termos de resistência e consumo de materiais. No referido último estudo comparativo, enquadra-se a avaliação dos consumos de cofragem, betão, pré-esforço e armadura.

PALAVRAS-CHAVE: pontes, pré-fabricação, AASHTO, resistência, consumo de materiais

ABSTRACT

The erection of bridge decks using precast concrete elements is today quite widespread and it is materialized through a wide range of solutions, which derive from the existence of different structural systems, construction processes, types of precast elements, among others.

This document seeks to synthesize a comparative study carried out in the context of deck solutions with precast beams.

In the initial part, a survey of different deck solutions is presented and an approach simultaneously comprising manufacturing, logistics operations and construction processes is also presented. being always focused on the type of deck solution targeted by this study case- precast girder deck.

In this type of solution, the main elements are the beams. Given the existence of different types of precast beams, a collection of beam catalogues is observed, both in the national and global markets, where a particular attention is given to United States of America (AASHTO Beams)

Based on the collected data, the next step consists on a systematic study of several solutions considering different deck widths, different spans, and also different layouts and types of beams.

To carry out a comparative analysis of the solutions in terms of strength and consumption of materials, and to be able to account for the consumption of materials, the structural dimensioning of the different elements of the bridge is performed. In order to discuss project assumptions, the normative requirements from AASHTO and Eurocode are listed. But, indeed, only the later is used to perform the calculation and dimensioning exercises

Finally, based on the information collected from the catalogues and on the dimensioning carried out, a comparative study in terms of strength and consumption of materials is developed and presented. The last one includes the evaluation of formwork, concrete, prestressing, and reinforcement consumptions.

KEYWORDS: bridges, precast, AASHTO, resistance, materials consumption

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

1 INTRODUÇÃO 1

1.1. BREVE HISTÓRIA DA PRÉ-FABRICAÇÃO 1
1.2. O QUE É A PRÉ-FABRICAÇÃO 1
1.2.1. VANTAGENS 2
1.2.2. DESVANTAGENS 2

1.3. TIPOS DE TABULEIROS PRÉ-FABRICADOS 2
1.3.1. ADUELAS PRÉ-FABRICADAS 2
1.3.2. VIGAS PRÉ-FABRICADAS 3

1.4. OBJETIVOS DO ESTUDO 4

2 SOLUÇÕES DE TABULEIROS DE VIGAS PRÉ-FABRICADAS 5

2.1. COMPONENTES DE UMA PONTE COM TABULEIRO DE VIGAS PRÉ-FABRICADAS 5
2.2. SISTEMAS ESTRUTURAIS LONGITUDINAIS 7
2.2.1. TABULEIROS ISOSTÁTICOS 7
2.2.2. TABULEIROS ISOSTÁTICOS COM LAJE CONTÍNUA 8
2.2.3. TABULEIROS CONTÍNUOS 9
2.2.3.1. Ligação realizada na zona do apoio 9
2.2.3.2. Ligação realizada fora da zona do apoio 10

2.3. TIPOS DE SECÇÕES DE VIGAS PRÉ-FABRICADAS 11

3 EXECUÇÃO E PROJETO DE PONTES COM TABULEIROS DE VIGAS PRÉ-FABRICADAS 15

3.1. PRÉ-FABRICAÇÃO DE VIGAS DE BETÃO PRÉ-ESFORÇADO 15
3.1.1. PRÉ-TENSIONAMENTO 15
3.1.2. PÓS-TENSIONAMENTO 19
3.1.3. QUANDO APLICAR PRÉ-TENSIONAMENTO OU PÓS-TENSIONAMENTO 20

3.2. ARMAZENAMENTO E TRANSPORTE DAS VIGAS 20
3.2.1. ARMAZENAMENTO 20
3.2.2. TRANSPORTE 21
3.2.2.1. Realização do transporte 21

3.2.2.2. Cuidados a ter na operação do transporte 22

3.3. PROCESSO CONSTRUTIVO DO TABULEIRO 22
3.3.1. COLOCAÇÃO DAS VIGAS 22
3.3.1.1. Colocação das vigas através de gruas 22
3.3.1.2. Colocação das vigas recorrendo a um lançador de vigas 23
3.3.2. EXECUÇÃO DA LAJE E DAS CARLINGAS 24
3.3.2.1. Recurso a cofragens 25
3.3.2.2. Recurso a pré-lajes 25
3.3.3. LIGAÇÕES 26
3.3.3.1. Ligação entre as vigas pré-fabricadas e a laje 26
3.3.3.2. Ligação de continuidade do tabuleiro 27

3.4. PROJETO DE PONTES DE BETÃO COM TABULEIROS DE VIGAS PRÉ-FABRICADAS EM TERRITÓRIOS COM A APLICAÇÃO DOS REGULAMENTOS EUROCÓDIGO E AASHTO 31
3.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 31
3.4.1.1. Eurocódigos - Introdução 31
3.4.1.2. AASHTO - Introdução 32
3.4.2. NORMAS GERAIS PARA O PROJETO DE PONTES COM ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS PERANTE O EUROCÓDIGO 32
3.4.2.1. Ações 32
3.4.2.2. Dimensionamento estrutural 32
3.4.3. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES 33
3.4.3.1. Ações de tráfego 33
3.4.3.2. Ações pedonais 39
3.4.3.3. Aplicação das sobrecargas pelo Método de Courbon 40
3.4.3.4. Combinações de ações - Eurocódigo 41

4 ESTUDO SISTEMÁTICO DE SOLUÇÕES CORRENTEMENTE ADOTADAS 43

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 43
4.2. PERFIL TRANSVERSAL DO TABULEIRO 43
4.2.1. PLATAFORMA DE RODAGEM 43
4.2.2. PASSEIOS 44
4.2.3. EQUIPAMENTOS E ACESSÓRIOS 44
4.2.3.1. Viga de bordadura 44
4.2.3.2. Lancil 45
4.2.3.3. Guarda-corpos 45
4.2.3.4. Barreiras de segurança 46

4.3. DIMENSÕES CORRENTES DA LAJE DO TABULEIRO 47
4.4. ESPAÇAMENTOS CORRENTES ENTRE VIGAS 47
4.5. VIGAS EXISTENTES NO MERCADO 47
4.5.1. VIGAS AASHTO 47
4.5.2. VIGAS DE CATÁLOGOS NACIONAIS 48

5 ESTUDO COMPARATIVO DE SOLUÇÕES STANDARD EM TERMOS DE RESISTÊNCIA E CONSUMO DE MATERIAIS SEGUNDO O EUROCÓDIGO E A AASHTO 51

5.1. DESCRIÇÃO DO ESTUDO 51
5.1.1. VIGAS 51
5.1.2. VÃOS 51
5.1.3. LARGURAS 52
5.1.3.1. Largura tipo 1 52
5.1.3.2. Largura tipo 2 52
5.1.3.3. Largura tipo 3 53
5.1.4. TIPOS DE VIGAS 53
5.1.5. COMBINAÇÕES 53
5.1.5.1. Quantificação de materiais 54
5.1.5.2. Modelação 54

5.2. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES PERMANENTES 54
5.2.1. PESO PRÓPRIO ESTRUTURAL 54
5.2.2. RESTANTES CARGAS PERMANENTES 55

5.3. ESCOLHA DO TIPO DE MODELAÇÃO A USAR PARA A DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS 55
5.4. MODELAÇÃO EM ROBOT 62
5.5. DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS PELAS VIGAS 66
5.6. DIMENSIONAMENTOS E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DAS SOLUÇÕES 68
5.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 68
5.6.2. LAJE 68
5.6.3. CÁLCULO DE ESFORÇOS 71
5.6.3.1. Peso Próprio 71
5.6.3.2. Inércias no modelo de cálculo 71
5.6.3.3. Obtenção de esforços 72
5.6.4. MATERIAIS UTILIZADOS 72
5.6.5. PRÉ-ESFORÇO E CALCULO DE TENSÕES 72
5.6.6. ARMADURAS PASSIVAS 75
5.6.6.1. Armadura de esforço transverso 75
5.6.6.2. Armadura longitudinal 77
5.6.7. ARMADURA DA LAJE 78
5.6.8. DEFORMAÇÃO 78

5.7. RESULTADOS E ANÁLISE DO ESTUDO 79
5.7.1. CAPACIDADE RESISTENTE DAS SOLUÇÕES 79
5.7.2. COFRAGEM 83
5.7.3. PESO DAS VIGAS 85
5.7.4. CONSUMO DE MATERIAIS 87
5.7.4.1. Betão nas vigas 87
5.7.4.2. Betão das vigas e das lajes 88
5.7.4.3. Pré-esforço 91
5.7.4.4. Armadura passiva 93
5.7.5. CONCLUSÃO DE RESULTADOS 95

6 CONCLUSÕES 97

6.1. CONCLUSÕES GERAIS 97
6.2. OPORTUNIDADES DE DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO 97
6.2.1. ASPETOS COM MAIOR MARGEM DE PROGRESSÃO NO ESTUDO DESENVOLVIDO 97
6.2.2. DESENVOLVIMENTO DE MOTOR DE PROJETO 98

6.3. TENDÊNCIAS E OPORTUNIDADES NESTA TIPOLOGIA CONSTRUTIVA DE PONTES 98

Índice de Figuras

Figura 1 - Exemplo de uma ponte em construção com recurso a vigas pré-fabricadas (Madonu, 2012) 1
Figura 2 - Exemplo de uma ponte em construção com aduelas pré-fabricadas 3
Figura 3 - Exemplo de uma ponte em construção com vigas pré-fabricadas 3
Figura 4 - Componentes de uma ponte com tabuleiro de vigas pré-fabricadas 5
Figura 5 – Identificação da carlinga 6
Figura 6 - Aparelho de apoio 6
Figura 7 - Viaduto ferroviário com tabuleiro isostático sobre o Rio Jarama, Espanha (Pacadar, 2001) 7
Figura 8 - Corte esquemático da ligação em tabuleiros isostáticos com laje contínua (Cunha, 2010) 8
Figura 9 - Viaduto com tabuleiro isostático com laje continua, Espanha (Pacadar) 9
Figura 10 - Corte esquemático da ligação em tabuleiros contínuos com ligação na zona do apoio (Cunha, 2010) 9
Figura 11 - Exemplo de tabuleiro com continuidade sobre os apoios 10
Figura 12 - Exemplo de ponte com tabuleiro contínuo com ligações fora da zona dos apoios (FHA, 2013) 11
Figura 13 - Tipos de secções de vigas pré-fabricadas 11
Figura 14 - Secção transversal de um tabuleiro com vigas pré-fabricadas do tipo U 12
Figura 15 - Esquema de secção transversal de tabuleiro maciço com vigas em "T invertido" 12
Figura 16 - Tabuleiro constituído por vigas "Duplo T" 13
Figura 17 - Cordão de pré-esforço usado com pega para elevação da viga (Fonte, 2021) 16
Figura 18 - Molde com a armadura no interior (Husein e Softić, 2013) 16
Figura 19 - Manga de desativação de pré-esforço (Fonte, 2021) 17
Figura 20 - Equipamento de pré-tensionamento 17
Figura 21 - Ancoragem de cordões de pré-esforço (Fonte, 2021) 18
Figura 22 - Macaco hidráulico monocordão de tensionamento de cordões de pré-esforço (Fonte, 2021) 18
Figura 23 - Macaco hidráulico para aplicação de pré-esforço por pós-tensionamento (MENA, 2019) 20
Figura 24 - Armazenamento de vigas pré-fabricadas (Husein e Softić, 2013) 21
Figura 25 - Transporte de viga pré-fabricada (Trailer, 2019) 21
Figura 26 - Colocação de vigas através de gruas 23
Figura 27 - Esquema da colocação de vigas através de um lançador de vigas (Porfirio, 2011) 23

Figura 28 - Colocação de pré-lajes sobre vigas pré-fabricadas....26

Figura 29 - Corte transversal de tabuleiro construído com recurso a pré-lajes....26

Figura 30 - Esquema da armadura saliente na parte superior das vigas pré-fabricadas (Freitas, 2017)....27

Figura 31 - Ligação longitudinal utilizando apenas armadura ordinária (de Sousa, 2004)....27

Figura 32 - Esquema das soluções mais utilizadas para emendar a armadura inferior (de Sousa, 2004)....28

Figura 33 - Alternativas de faseamento construtivo de soluções com pré-esforço contínuo (de Sousa, 2004)....29

Figura 34 - Forma das extremidades das vigas, das ancoragens e dos acopladores dos cabos de pós-tensão (de Sousa, 2004)....30

Figura 35 - Ligação de continuidade com pré-esforço aplicado na laje sobre os apoios (de Sousa, 2004)....31

Figura 36 - Exemplo da numeração de vias no caso mais geral (NP EN 1991-2, 2017)....35

Figura 37 - Aplicação do Modelo de Carga 1 (NP EN 1991-2, 2017)....36

Figura 38 - Modelo de Carga 2 (NP EN 1991-2, 2017)....37

Figura 39 - Design Truck (AASHTO, 2010)....38

Figura 40 - Esquema de ações de tráfego da AASHTO....39

Figura 41 – Ações em passeios ou ciclovias, guarda-corpos e lancis de acordo com o EC1-2 (Reis e Pedro, 2019)....39

Figura 42 - Método de Courbon....40

Figura 43 - Plataforma de rodagem....44

Figura 44 - Viga de bordadura (ACL, 2021)....45

Figura 45 – Lancil (NOF)....45

Figura 46 – Tabuleiro com guarda-corpos no topo (INDIA)....46

Figura 47 - Barreira Flexível....46

Figura 48 – Separação de vias feita através de uma barreira rígida do tipo New Jersey (SPS, 2020)....47

Figura 49 - Largura tipo 1 (7,6 metros)....52

Figura 50 - Largura tipo 2 (13 metros)....52

Figura 51 - Largura tipo 3 (25,2 metros)....53

Figura 52 - Modelo de grelha....56

Figura 53 - Modelo de Casca Plano....57

Figura 54 - Modelo de Casca com Offset....57

Figura 55 - Caso 1....58

Figura 56 - Caso 2....59

Figura 57 - Vigas representadas por elementos de barras....63

Figura 58 - Laje do tabuleiro representada por elementos de casca 64

Figura 59 - Exemplo de aplicação da ação dos passeios 64

Figura 60 - Tandem System aplicado no tabuleiro 65

Figura 61 - Esquema transversal da combinação das restantes cargas permanentes 66

Figura 62 - Esquema transversal da combinação das ações UDL e Pedonal 66

Figura 63 - Diagramas de momentos fletores nas vigas para as restantes cargas permanentes 66

Figura 64 - Esquema de cargas de veículos em passeios e ciclovias de pontes rodoviárias (NP EN 1991-2, 2017) 68

Figura 65 - Diagrama de tensões na secção da viga devido ao faseamento construtivo 73

Figura 66 - Solução de armadura de corte para uma viga do tipo T 75

Figura 67 - Dimensionamento da armadura longitudinal através das tabelas de dimensionamento de betão armado (Figueiras e Barros, 2010) 78

Figura 68 - Esquema de cofragem de vigas 83

Figura 69 – Cofragem inferior para vigas do tipo U (Fonte, 2021) 85

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Número e largura das vias dedicadas (NP EN 1991-2, 2017) 34
Tabela 2 - Valores característicos do Modelo de Carga 1 (NP EN 1991-2, 2017) 35
Tabela 3 - Valores de $\alpha Q1$ para as diferentes classes de pontes (NP EN 1991-2, 2017) 36
Tabela 4 - Combinações de ações (NP EN 1990, 2009) 41
Tabela 5 – Secções das vigas AASHTO 48
Tabela 6 – Secções das vigas de catálogo nacional 49
Tabela 7 - Peso próprio vigas AASHTO 55
Tabela 8 - Restantes Cargas Permanentes 55
Tabela 9 - Esforços obtidos pelos diferentes modelos para o Caso 1 58
Tabela 10 - Diferenças entre os esforços obtidos pelos modelos para o Caso 1 59
Tabela 11 - Esforços obtidos pelos diferentes modelos para o Caso 2 59
Tabela 12 - Diferenças entre os esforços obtidos pelos modelos para o Caso 2 60
Tabela 13 - Esforços obtidos pelos diferentes modelos para o Caso 1 sujeito a restantes cargas permanentes e sobrecargas 61
Tabela 14 - Diferenças entre os esforços obtidos pelos modelos para o Caso 1 sujeito a restantes cargas permanentes e sobrecargas 61
Tabela 15 - Esforços obtidos pelos diferentes modelos para o Caso 2 sujeito a restantes cargas permanentes e sobrecargas 61
Tabela 16 - Diferenças entre os esforços obtidos pelos modelos para o Caso 2 sujeito a restantes cargas permanentes e sobrecargas 62
Tabela 17 - Distribuição dos esforços pelas vigas para a Largura Tipo 1 67
Tabela 18 - Distribuição dos esforços pelas vigas para a Largura Tipo 2 67
Tabela 19 - Distribuição dos esforços pelas vigas para a Largura Tipo 3 67
Tabela 20 - Dimensionamento das espessuras da laje para a Largura Tipo 1 70
Tabela 21 - Dimensionamento das espessuras da laje para a Largura Tipo 2 70
Tabela 22 - Dimensionamento das espessuras da laje para a Largura Tipo 3 70
Tabela 23 - Espessuras de laje atribuídas aos modelos 71
Tabela 24 - Perímetro das secções das vigas AASHTO 76

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Gama de vãos das soluções para a Largura Tipo 1 80

Gráfico 2 - Gama de vãos das soluções para a Largura Tipo 2 81

Gráfico 3 - Gama de vãos das soluções para a Largura Tipo 3 82

Gráfico 4 – Quantidade de cofragem, em metros quadrados por metro linear, das vigas AASHTO 84

Gráfico 5 – Quantidade de cofragem, em metros quadrados por metro linear, das vigas de catálogo nacional 84

Gráfico 6 – Peso (em toneladas) das vigas AASHTO para comprimentos de 20, 30 e 40 metros 86

Gráfico 7 – Peso (em toneladas) das vigas de catálogo nacional para comprimentos de 20, 30 e 40 metros 86

Gráfico 8 - Consumo de betão, em metros cúbicos por metro linear, das vigas AASHTO.....87

Gráfico 9 - Consumo de betão, em metros cúbicos por metro linear, das vigas de catálogo nacional.....88

Gráfico 10 – Consumo de betão total, em metros cúbicos por metro linear, das soluções para a Largura Tipo 1.....89

Gráfico 11 - Consumo de betão total, em metros cúbicos por metro linear, das soluções para a Largura Tipo 2.....89

Gráfico 12 – Consumo de betão total, em metros cúbicos por metro linear, das soluções para a Largura Tipo 3.....90

Gráfico 13 – Quantidade de pré-esforço por viga, em número de cordões de 0,6'', para vigas do mesmo tipo com alturas diferentes 91

Gráfico 14 – Quantidade de pré-esforço total das soluções de tabuleiros de largura tipo 2 e um vão de 20 metros 92

Gráfico 15 – Quantidade de pré-esforço total das soluções de tabuleiros de largura tipo 2 e um vão de 40 metros 92

Gráfico 16 - Quantidade de armadura longitudinal das soluções de tabuleiros de largura tipo 2 e um vão de 20 metros com 4 vigas afastadas de 3 metros.....93

Gráfico 17 - Quantidade de armadura de esforço transverso das soluções de tabuleiros de largura tipo 2 e um vão de 20 metros com 4 vigas afastadas de 3 metros.....94

Gráfico 18 – Quantidade de armadura total das soluções de tabuleiros de largura tipo 2 e um vão de 20 metros 95

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A_p – Área de pré-esforço [m^2]

A_c – Área de secção da viga [m^2]

A,cordão = Área de cordão de pré-esforço [cm^2]

A_s – Área de armadura [cm^2]

P – Pré-esforço (kN)

P_{max} – Força aplicada à armadura de pré-esforço (kN)

P_0 – Força de pré-esforço aplicada ao betão imediatamente após as perdas instantâneas (kN)

EC - Eurocódigo

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

V_{ed} – valor de cálculo do esforço transverso atuante

$V_{rd,c}$ - valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso;

$V_{rd,s}$ - valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso na tensão de cedência;

A_{sw} - área da secção transversal das armaduras de esforço transverso;

s – Espaçamento de estribos

f_{ywd} - valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transverso

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

w – Largura da plataforma de rodagem

n_l – Número de vias dedicadas

d – Altura útil de uma secção transversal

f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 d de idade

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples

f_{pk} – Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço

$f_{p0,1k}$ - Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 % à tração do aço das armaduras de pré-esforço

$\sigma_{p,max}$ - Tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço

γ_s - Coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado ou de pré-esforço

1 INTRODUÇÃO

1.1. BREVE HISTÓRIA DA PRÉ-FABRICAÇÃO

O recurso à pré-fabricação na construção de tabuleiros de pontes tem, ao que se sabe, início na década de 30 do seculo XX em alguns dos países industrialmente mais desenvolvidos na época sendo que, no entanto, esta metodologia construtiva era essencialmente utilizada em obras de importância moderada e com pequenos/médios vãos.
Duas décadas mais tarde, por volta dos anos 50 e 60, o uso de soluções pré-fabricadas ganhou maior importância devido a um forte aumento do investimento de vários estados em infraestruturas sendo que, este forte investimento mostrou-se necessário, por diversos fatores, particularmente devido ao aumento do tráfego automóvel após a 2ª Guerra Mundial.
Também o desenvolvimento tecnológico, como, por exemplo, o desenvolvimento industrial nos sistemas de pré-esforço, com a possibilidade de recorrer a cabos de grande comprimento em fábricas de pré-fabricação, ajudaram a que a utilização de soluções pré-fabricadas ganhasse relevo. (Cunha, 2010)



Figura 1 - Exemplo de uma ponte em construção com recurso a vigas pré-fabricadas (Madonu, 2012)

1.2. O QUE É A PRÉ-FABRICAÇÃO

Os elementos de betão pré-fabricados distinguem-se dos outros pois nestes o betão foi preparado, betonado e curado numa localização diferente da final.

No entanto, para além disso, o betão "pré-fabricado" distingue-se do betão aplicado "in situ" devido à diferença no primeiro na resposta em termos de sistema estrutura/esforços, tensões externas (induzidas por cargas) e tensões internas (induzidas por variações volumétricas). Um elemento pré-fabricado é de tamanho limitado e consequentemente deve ser ligado a outros elementos de modo a formar uma estrutura completa. (Cunha, 2010)

1.2.1. VANTAGENS

As soluções pré-fabricadas potenciam uma maior qualidade no fabrico dos elementos, enquanto peças, na medida em que permitem um incremento no controlo de qualidade do processo de fabrico dos mesmos, já que estes são executados num ambiente industrial protegido. Este tipo de solução, permite também, em muitos casos, uma maior rapidez de construção, devido à redução de operações em obra e à redução das quantidades totais de cofragem e escoramento para a construção do tabuleiro. Em algumas circunstâncias também pode permitir uma redução global de custos. É ainda de assinalar que, em alguns casos, este método pode assegurar maiores níveis de segurança em obra. (Cunha, 2010)

1.2.2. DESVANTAGENS

O facto de, na pré-fabricação, os elementos serem fabricados num local diferente daquele onde os mesmos serão aplicados tem diversas implicações. Entre essas implicações destacam-se os esforços de logística que são dependentes da distância entre a fábrica e o local da obra. Estes, em casos particularmente desfavoráveis, podem representar custos muito significativos que tornam esta solução economicamente inviável. Assim, fatores como os acessos e distancia à obra, são aspetos muito relevantes para o processo de decisão ´
Os aspetos relacionados com a competência técnica das empresas que executam este tipo de obras, devem ser prudentemente considerados ao avaliar este tipo de solução.
Deve referir-se ainda que as soluções com vigas pré-fabricadas têm menor versatilidade no caso de existirem singularidades em obra, têm uma aplicabilidade para uma gama limitada de vãos e apresentam algumas fragilidades na resposta à ação sísmica, embora este último seja possível minimizar o impacto destas fragilidades utilizando tabuleiros contínuos (2.2.3). (Cunha, 2010)

1.3. TIPOS DE TABULEIROS PRÉ-FABRICADOS

Neste subcapítulo procura-se apresentar de forma sucinta os principais tipos de tabuleiro com elementos pré-fabricados.

1.3.1. ADUELAS PRÉ-FABRICADAS

Este método consiste em construir o tabuleiro por segmentos pré-fabricados, de reduzido comprimento, designados por aduelas. Estes segmentos são ligados longitudinalmente através de pré-esforço podendo ainda as respetivas juntas serem secas ou coladas através de resinas (coladas apresentam um melhor comportamento sísmico).
Dado que estas geralmente não são atravessadas por armaduras ordinárias, a abertura dessas juntas deve ser então evitada garantindo que permanecem comprimidas sob atuação das ações permanentes e variáveis.
As secções adotadas são tipicamente em caixão e devido ao custo de fabrico das aduelas e do equipamento de montagem necessário este método tende a ser economicamente vantajoso para pontes com um grande número de vãos. (Cunha, 2010)

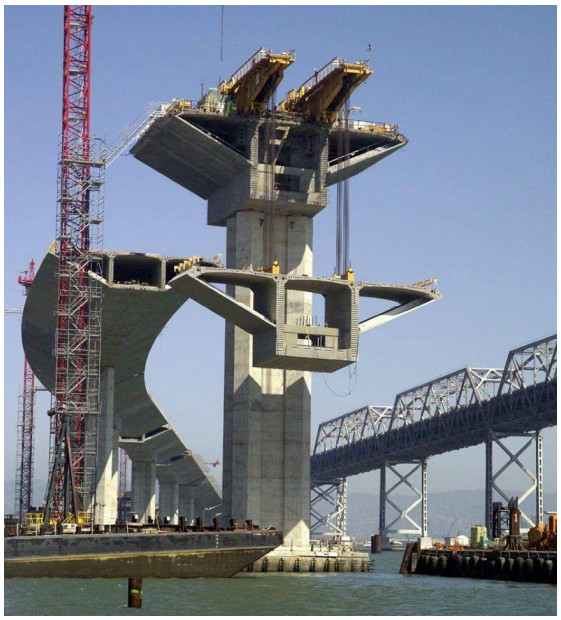


Figura 2 - Exemplo de uma ponte em construção com aduelas pré-fabricadas

1.3.2. VIGAS PRÉ-FABRICADAS

As vigas usadas neste método têm, geralmente, comprimento igual ao vão a vencer (tipicamente entre 25 e 45 metros, e em algumas obras mais particulares até 55 m).
Geralmente, as pontes deste tipo têm as várias vigas ligadas entre si por carlingas e ainda uma laje betonada "in-situ" (2.1).
Esta técnica tende a ser economicamente vantajosa para vãos até 50 metros, embora este limite já tenha sido ultrapassado quer devido ao aparecimento de novos meios de elevação com maior capacidade, quer através da conceção de novas soluções. (Cunha, 2010)
Este trabalho irá focar-se nesta metodologia construtiva de pontes.



Figura 3 - Exemplo de uma ponte em construção com vigas pré-fabricadas

1.4. OBJETIVOS DO ESTUDO

Focando-se este trabalho no âmbito de pontes com tabuleiros de vigas pré-fabricadas pretende-se fazer o estado da arte da mesma em territórios com a aplicação dos regulamentos Eurocódigo e AASHTO fazendo ainda um estudo sistemático de soluções correntemente adotadas.
Após recolha de informação o principal objetivo consiste em realizar um estudo comparativo de soluções standard em termos de capacidade resistente e consumo de materiais nomeadamente:

- Cofragem
- Betão
- Pré-esforço
- Armadura

Para concluir pretende-se ainda elaborar um estudo síntese sobre tendências e oportunidades nesta tipologia construtiva de pontes.

2
SOLUÇÕES DE TABULEIROS DE VIGAS PRÉ-FABRICADAS

2.1. COMPONENTES DE UMA PONTE COM TABULEIRO DE VIGAS PRÉ-FABRICADAS

Antes de entrar em mais detalhe nos conceitos relacionados com esta tipologia de pontes é importante conhecer as várias componentes que geralmente as constituem.
Na Figura 4 é feita a numeração dos componentes estruturais mais relevantes com respetiva legenda imediatamente abaixo.

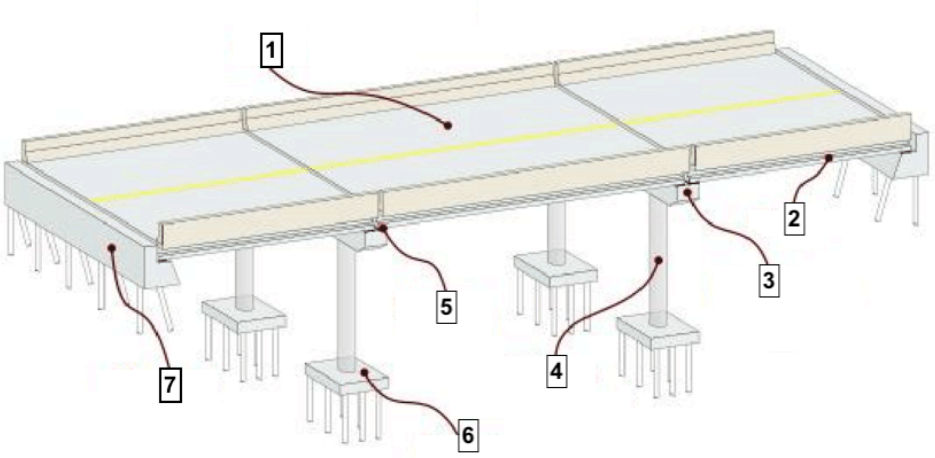


Figura 4 - Componentes de uma ponte com tabuleiro de vigas pré-fabricadas

Legenda:
1 – Laje
2 – Viga pré-fabricada
3 – Viga de transversal nos pilares
4 – Pilar
5 – Aparelho de apoio
6 – Fundação
7 - Encontro

Na zona dos apoios pode ainda existir uma carlinga. A carlinga é uma viga transversal, tipicamente betonada no local após a colocação das vigas e que que faz a ligação entre as vigas pré-fabricadas nas extremidades das mesmas. Geralmente, a execução desta viga ocorre em

simultâneo com a betonagem da laje. Na figura seguinte pode observar-se um exemplo de uma carlinga.



Figura 5 – Identificação da carlinga

O tabuleiro da ponte é assim formado pelo conjunto de vigas, pela laje e ainda pelas carlingas caso estas existam. O tabuleiro será então apoiado verticalmente, e ao longo da sua longitude, por alinhamentos de pilares (podendo existir ou não uma viga transversal topo dos mesmos) e através dos encontros nas extremidades. Estes apoios podem ser monolíticos, se existir uma continuidade entre os elementos verticais e horizontais, ou com uma quebra de rigidez para permitir dar graus de liberdade de movimento do tabuleiro em relação ao apoio vertical. Geralmente isto é materializado através de aparelhos de apoio, como os que estão representados na Figura 6.



Figura 6 - Aparelho de apoio

2.2. SISTEMAS ESTRUTURAIS LONGITUDINAIS

Este subcapítulo apresenta as diferentes formas de funcionamento estrutural no sentido longitudinal do tabuleiro, que é condicionado pela forma como o mesmo é executado, particularmente no que toca à ligação entre vãos sequenciais.

2.2.1. TABULEIROS ISOSTÁTICOS

A solução de pontes com vãos isostáticos era uma solução bastante frequente quando foram construídas as primeiras pontes com vigas pré-fabricadas. Este sistema consiste num tabuleiro formado por tramos (vãos) independentes apoiados em pilares na extremidade e separados dos vãos adjacentes por juntas de dilatação. Face a isto este sistema obriga a que existam, sobre os pilares, duas fiadas de aparelhos de apoio (para apoiar a extremidade final de um vão e inicial do vão subsequente), o que tem como consequência que o capitel ou a viga transversal no topo dos pilares, onde estes aparelhos são colocados, tenha maiores dimensões – o que pode ser uma desvantagem, particularmente em termos estéticos.
Como principais vantagens este sistema estrutural poderá ter a si associado uma maior rapidez em termos de construção e, de alguma forma, também uma maior facilidade da mesma. Devido ao caracter isostático o cálculo estrutural é relativamente mais simples quando comparado com tabuleiros contínuos (2.2.3) que apresentam um comportamento hiperestático.
No entanto os tabuleiros isostáticos resultam muitas vezes em soluções menos confortáveis para os automobilistas, devido à existência mais frequente de descontinuidades (juntas). As juntas são também soluções que poderão por em causa a durabilidade da estrutura já que geralmente são mais permeáveis à entrada de água e outros elementos, que tendem a acelerar a deterioração das mesmas no que diz respeito a aparelhos de apoio e à própria estrutura adjacente (vigas e pilares). Estes problemas poderão ser minimizados através de soluções de drenagem e de manutenção, no entanto tais medidas têm custos associados o que a longo prazo poderão tornar estas obras economicamente pouco interessantes.
É também importante referir que este tipo de solução estrutural apresenta algumas fragilidades no que toca ao comportamento perante a ação sísmica.
Atualmente a utilização deste tipo de sistemas é recorrente, em diversos países como Itália e Alemanha, em viadutos ferroviários. (Cunha, 2010)



Figura 7 - Viaduto ferroviário com tabuleiro isostático sobre o Rio Jarama, Espanha (Pacadar, 2001)

2.2.2. TABULEIROS ISOSTÁTICOS COM LAJE CONTÍNUA

Esta solução nasce, de certa forma, da tentativa de resolver alguns dos problemas associados aos tabuleiros isostáticos.
O sistema de tabuleiro isostático com laje contínua consiste numa continuidade parcial do tabuleiro na zona do apoio: já que apenas a laje é continua sendo as vigas descontinuas.
Esta ligação apenas garante a continuidade à superfície do tabuleiro evitando assim a existência de juntas e desta forma resolve os problemas que lhe estavam associados e que estão descritos no subcapítulo anterior referente aos tabuleiros isostáticos (2.2.1). No ponto de vista estrutural a ponte continua a funcionar como uma serie de tramos isostáticos já que a continuidade da laje não confere rigidez suficiente ao tabuleiro para que se instalem momentos negativos na zona dos apoios. (Cunha, 2010)

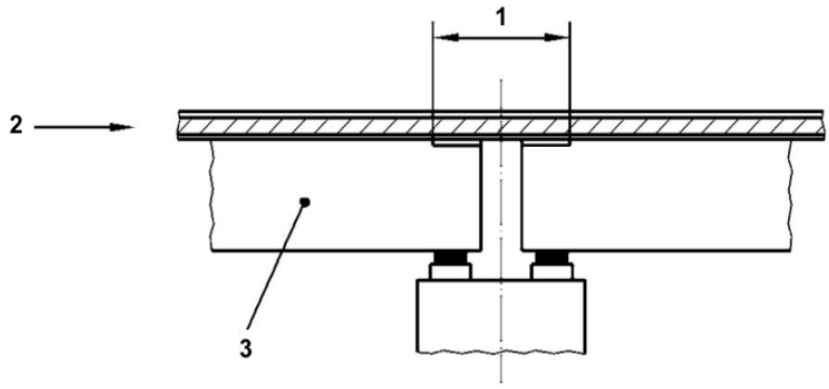


Figura 8 - Corte esquemático da ligação em tabuleiros isostáticos com laje contínua (Cunha, 2010)

Legenda:
1 – Lajeta de continuidade (laje dessolidarizada das vigas)
2 – Laje
3 – Viga pré-fabricada

Geralmente procura-se que, na zona dos apoios, a laje seja flexível face às deslocações e rotações sofridas nas extremidades das vigas adjacentes. Para isso a laje é desligada das vigas num comprimento perto dos apoios de forma a evitar que fique sujeita a esforços elevados. Na maior parte dos casos isso é conseguido através do uso de lajetas de continuidade de betão reforçado.



Figura 9 - Viaduto com tabuleiro isostático com laje continua, Espanha (Pacadar)

2.2.3. TABULEIROS CONTÍNUOS

2.2.3.1. Ligação realizada na zona do apoio

Esta é, geralmente, a solução mais corrente e consiste na total ligação longitudinal do tabuleiro (vigas e laje) de modo a formar um tabuleiro contínuo.

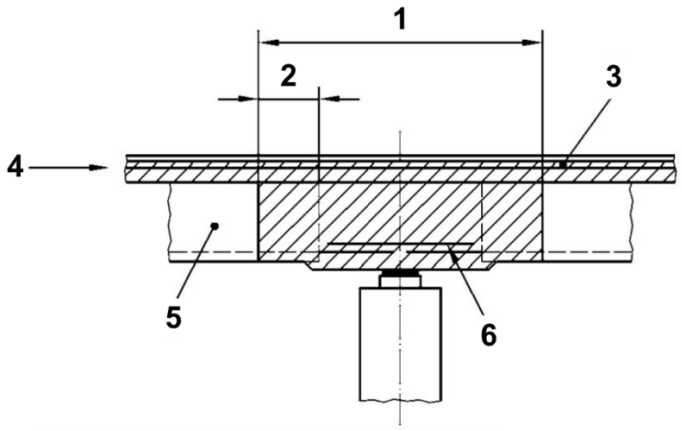


Figura 10 - Corte esquemático da ligação em tabuleiros contínuos com ligação na zona do apoio (Cunha, 2010)

Legenda:
1 – Ligação betonada "in-situ"
2 – Encastramento da viga
3 – Armadura contínua superior
4 – Laje betonada "in situ"
5 – Viga pré-fabricada
6 – Armadura inferior

Este tipo de solução, tal como o anterior, mitiga também os problemas associados à descontinuidade dos tabuleiros isostáticos (ver 2.2.1).
Do ponto de vista estrutural o tabuleiro passa a ter um comportamento longitudinal hiperestático, que geralmente traz vantagens, como menores deformações verticais e redução de esforços a meio vão, o que permite a execução de tabuleiros mais esbeltos.
Uma vez que, para este tipo de tabuleiros e ao contrário do que acontece nos isostáticos, apenas é necessária uma fiada de aparelhos de apoio, torna-se então possível executar pilares sem a necessidade de grandes capiteis no topo, o que acaba por ser uma mais valia em termos estéticos.
Este tipo de soluções confere ainda, relativamente aos tabuleiros isostáticos, um melhor comportamento sísmico devido ao aumento da frequência natural do tabuleiro.
Contudo esta solução poderá mais difícil e demorada de executar, além de que por ser hiperestática é uma estrutura que exige cálculos estruturais mais complexos. (Cunha, 2010)



Figura 11 - Exemplo de tabuleiro com continuidade sobre os apoios

2.2.3.2. Ligação realizada fora da zona do apoio

Condicionamentos tais como o atravessamento de rios ou o atravessamento a grande altura de zonas com más condições de fundação, e que de certa forma inviabilizem a construção de pilares, podem determinar a conceção de pontes com vãos tais que não seja possível a sua construção com vigas pré-fabricadas de comprimento igual ao respetivo vão da ponte. Nessas situações, a utilização de vigas pré-fabricadas com comprimento inferior ao do vão, emendadas fora da zona dos apoios, poderá ser uma solução alternativa a outras técnicas construtivas. (de Sousa, 2004)



Figura 12 - Exemplo de ponte com tabuleiro contínuo com ligações fora da zona dos apoios (FHA, 2013)

2.3. TIPOS DE SECÇÕES DE VIGAS PRÉ-FABRICADAS

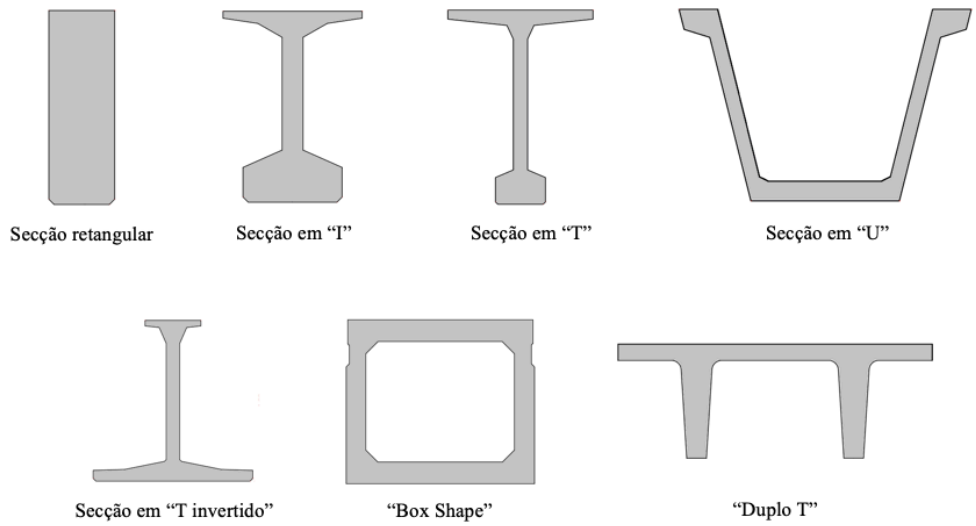


Figura 13 - Tipos de secções de vigas pré-fabricadas

A escolha da secção transversal das vigas é uma das decisões a tomar na conceção de pontes pré-fabricadas e deve ter em atenção entre outros aspetos mais particulares, os seguintes aspetos que serão abordados mais à frente neste trabalho (Freitas, 2017):

1) Processos de fabrico
2) Transporte
3) Montagem
4) Método de pré-esforço a aplicar (pré ou pós tensionamento)
5) Processo construtivo da laje do tabuleiro

Geralmente as secções mais utilizadas são as secções em I ou em U.

Por terem dimensões e peso relativamente menores, as secções em I acabam por ser as mais utilizadas na construção de tabuleiros com vigas pré-fabricadas. Parecidas com as secções em I são as secções em T com a diferença de que estas têm as flanges superiores maiores do que as inferiores. A maior dimensão do banzo superior pode ser uma vantagem no caso das vigas serem dispostas lado a lado sem espaçamentos entre si, pois permite executar a laje do tabuleiro sem a necessidade de recorrer a pré-lajes (3.3.2.2) ou cofragens inferiores (3.3.2.1).
As secções em U acabam por ser mais utilizadas em tabuleiros com maiores larguras transversais pois desta forma são necessárias menos vigas e possibilitam ainda, com a execução da laje superior, ter um tabuleiro com uma secção transversal do tipo caixão como ilustrado pela Figura 14. (Viana, 2012)

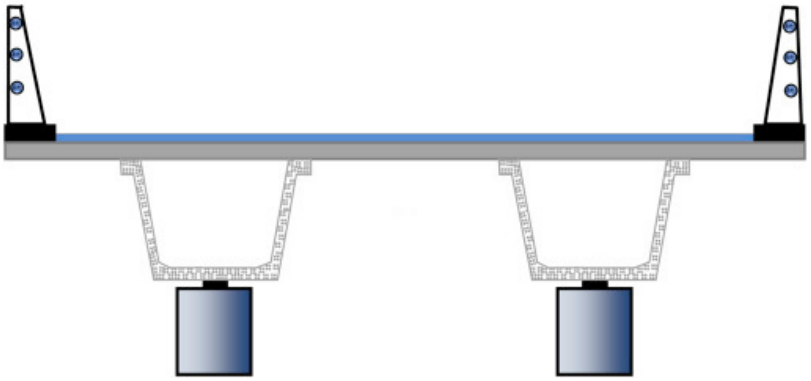


Figura 14 - Secção transversal de um tabuleiro com vigas pré-fabricadas do tipo U

As vigas do tipo T invertido poderão, em alguns casos, também ser uteis para a execução de tabuleiros de laje maciça.
Neste caso, as vigas são colocadas lado a lado seguindo-se a colocação de armadura de reforço e posteriormente a betonagem “in-situ” sobre as vigas.
Estes tabuleiros de laje maciça são soluções relativamente fáceis de executar, mas ao mesmo tempo resultam em estruturas tendencialmente mais pesadas sendo por isso mais usadas para pequenas passagens inferiores com vãos na ordem dos 13 metros. (Freitas, 2017)

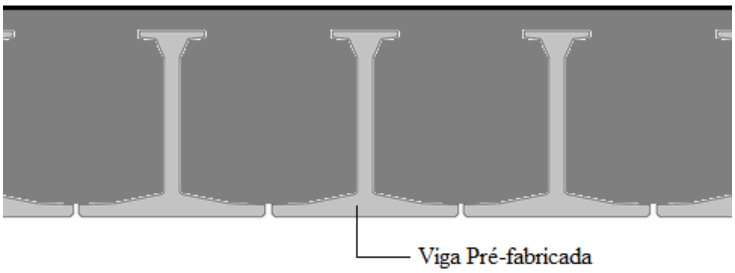


Figura 15 - Esquema de secção transversal de tabuleiro maciço com vigas em "T invertido"

As vigas com secções “Box Shape” e “Duplo T” são tipicamente colocadas juntas lado a lado, isto é, sem a existência de espaçamentos entre si. As vigas formam assim uma base para a posterior betonagem da laje superior. Desta forma este tipo de soluções permite a execução de

tabuleiros de forma relativamente simples e rápida e sem a necessidade de pré-lajes (3.3.2.2) ou cofragens (3.3.2.1).



Figura 16 - Tabuleiro constituído por vigas "Duplo T"

3
EXECUÇÃO E PROJETO DE PONTES COM TABULEIROS DE VIGAS PRÉ-FABRICADAS

3.1. PRÉ-FABRICAÇÃO DE VIGAS DE BETÃO PRÉ-ESFORÇADO

As vigas pré-fabricadas utilizadas na construção, deste tipo de pontes, são de betão pré-esforçado. Sendo que o tensionamento poderá ser de dois tipos (Husein e Softić, 2013):

- Pré-tensionamento
- Pós-tensionamento (aderente e não aderente)

3.1.1. PRÉ-TENSIONAMENTO

O processo de fabrico das vigas pelo método de pré-tensionamento efetua-se segundo as seguintes fases (Husein e Softić, 2013):

1) Preparação do molde e montagem da armadura

O processo deve começar pela preparação e colocação do molde, em função do tipo de secção transversal. Dadas as dimensões e esforços a que os moldes devem resistir, assim como ao número de utilizações dos mesmos, estes, atualmente, costumam ser feitos em aço. Ao mesmo tempo, paralelamente, é assemblada a armadura da viga (armadura longitudinal e estribos). Na armadura assemblada poderão ainda ser colocados ao longo da sua extensão e nas devidas posições uma espécie de laços, podendo estes ser materializados com cordões de pré-esforço que sobram, e que servirão como pegas da viga para posteriormente realizar as devidas operações de elevação (Figura 17).



Figura 17 - Cordão de pré-esforço usado com pega para elevação da viga (Fonte, 2021)

2) Colocação da armadura e dos cordões de pré-esforço no interior do molde

Nesta fase é colocada, no interior do molde, e com a ajuda de uma grua, a armadura anteriormente assemblada. De seguida, são passados de uma extremidade à outra da linha de montagem, pelo interior da armadura, os cordões de pré-esforço que por sua vez serão fixados nas respetivas ancoragens (Figura 21). Junto às extremidades da futura viga são ainda colocadas, nalguns dos cordões, umas mangas de desativação do pré-esforço (Figura 19). Estas mangas servirão para que o pré-esforço não fique aplicado em toda a extensão da viga produzindo assim o escalonamento do mesmo mediante as correspondentes necessidades.



Figura 18 - Molde com a armadura no interior (Husein e Softić, 2013)



Figura 19 - Manga de desativação de pré-esforço (Fonte, 2021)

3) Aplicação do pré-esforço

Os cordões de pré-esforço colocados são tensionados nesta fase com o auxílio do equipamento representado nas figuras que se seguem.

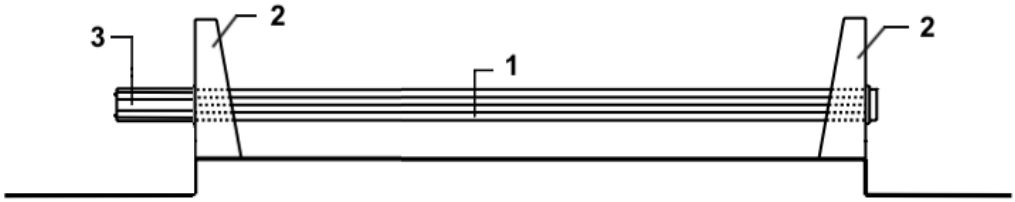


Figura 20 - Equipamento de pré-tensionamento

Legenda:
1 – Cordões de pré-esforço
2 – Ancoragem
3 – Macaco hidráulico de tensionamento de cordões

Os cordões [1] são fixados nas ancoragens [2] através de cunhas e de seguida são esticados apenas a partir de uma das extremidades (extremidade esquerda na Figura 20) com o auxílio de um macaco hidráulico [3] ficando sempre fixos na extremidade oposta.



Figura 21 - Ancoragem de cordões de pré-esforço (Fonte, 2021)



Figura 22 - Macaco hidráulico monocordão de tensionamento de cordões de pré-esforço (Fonte, 2021)

4) Betonagem

Com os cordões de pré-esforço em tensão o betão é colocado, espalhado e compactado no interior do molde, sem que haja interrupção, e a uma temperatura preferencialmente entre 14ºC e 20ºC. Seguido do tempo de cura.

5) Desativação do tensionamento

Quando o betão atinge uma resistência à compressão de 30MPa os cordões de pré-esforço, ainda em tensão, são libertados das ancoragens e a viga passa a estar pré-esforçada. Durante a betonagem são retiradas algumas amostras de betão que servirão para mais tarde confirmar, antes de aplicarem o pré-esforço na viga, se o betão tem realmente a resistência necessária para receber o mesmo, sendo que se não tiver será necessário aguardar mais algum tempo.

6) Remoção do molde

Assim que a peça atingir a resistência necessária, o molde pode ser removido, com cuidado, de modo a não danificar a peça. Embora alguma bibliografia refira que seja recomendado remover o molde após o betão atingir a resistência à compressão máxima e que para tal poderá ser necessário esperar os 28 dias tal pode não acontecer na realidade já que em fábrica, dadas as condições, conseguem-se rácios água/betão inferiores aqueles conseguidos em obra, adicionando ainda, caso necessário, adjuvantes e/ou aceleradores de presa conseguindo, portanto, desta forma acelerar este processo obtendo as devidas resistências mais rapidamente.

3.1.2. PÓS-TENSIONAMENTO

No método de pós-tensionamento as fases de produção são praticamente idênticas às faces do método de pré-tensionamento, abordado anteriormente (3.1.1). De seguida, são apresentadas as fases supracitadas e uma breve explicação de cada uma das mesmas nos processos que são diferentes. (Husein e Softić, 2013):

1) Preparação do molde e montagem da armadura

2) Colocação da armadura e das bainhas de pré-esforço no interior do molde

Nesta fase é colocada a armadura (armadura longitudinal, estribos, etc.) com a diferença de que neste caso não se colocam cordões de pré-esforço, mas sim as bainhas de pré-esforço (geralmente materializadas com tubos de aço ou plástico) de forma a deixar aberturas ao longo da viga para posteriormente colocar os cordões de pré-esforço.

3) Betonagem

4) Remoção do molde

5) Aplicação do pré-esforço

Esta fase poderá ainda ser realizada na fábrica, já que poderá ser necessário para o transporte, ou então é realizada no próprio local da obra atendendo ainda ao processo construtivo do tabuleiro (3.3.3.2). Os cordões são introduzidos no interior das bainhas e posteriormente serão tensionados com o auxílio de macacos hidráulicos (Figura 23), ficando os cordões por sua vez fixados nas extremidades das vigas através de ancoragens.
No caso de o interior da bainha ser ainda posteriormente preenchido por uma calda de cimento injetada tem-se o chamado pré-esforço aderente. Caso contrário os cordões têm liberdade para se movimentarem em relação ao betão, é o chamado pré-esforço não aderente. Geralmente, e de modo a evitar a corrosão dos cordões e promover uma melhor ligação entre estes e o betão, é mais comum utilizar-se pré-esforço aderente.

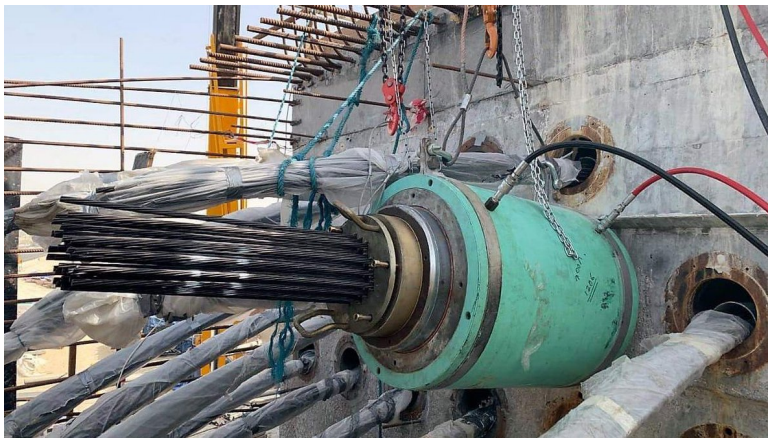


Figura 23 - Macaco hidráulico para aplicação de pré-esforço por pós-tensionamento (MENA, 2019)

3.1.3. QUANDO APLICAR PRÉ-TENSIONAMENTO OU PÓS-TENSIONAMENTO

O pré-tensionamento é, preferencialmente, utilizado quando se trata de vigas pequenas e leves. Este tipo de solução é aplicada, normalmente, em secções mais esbeltas, Isto deve-se ao facto de existir uma maior facilidade em acomodar os cordões de pré-esforço no interior da viga na medida em que os cordões assumem um traçado reto, ao longo do comprimento da viga, e ficam na sua maioria alojados nos banzos inferior e/ou superiores, permitindo assim, que as vigas tenham almas menos espessas. Já o pós-tensionamento nas vigas é mais utilizado na construção de pontes com grandes vãos devido à ordem de grandeza dos esforços inerentes aos mesmos. Deve ser necessário, também, ter em conta que a garantia da continuidade do tabuleiro (2.2.3), se for o caso, obriga a optar por processos construtivos específicos em que pode ser necessário aplicar pré-esforço ao longo de toda a extensão do tabuleiro, de forma faseada, por pós tensionamento (3.3.3.2). Geralmente, por pós-tensionamento, os cabos poderão assumir, em perfil longitudinal, um traçado não reto e desta forma os mesmos poderão ainda ter que passar por dentro da alma das vigas exigindo maiores espessuras a si associadas.
Os dois tipos de pré-esforço podem ainda coexistir na mesma viga (Figura 33, d)).

3.2. ARMAZENAMENTO E TRANSPORTE DAS VIGAS

3.2.1. ARMAZENAMENTO

Após o fabrico das vigas é normal que as mesmas tenham de ser armazenadas para depois poderem ser transportadas e colocadas na sua posição final, em obra. O processo de armazenamento requer muito cuidado para não causar danos nas peças. As vigas devem ser armazenadas em superfícies horizontais devendo ainda ficar corretamente apoiadas, para que não fiquem sujeitas a esforços indesejáveis nesta fase. (Husein e Softić, 2013)



Figura 24 - Armazenamento de vigas pré-fabricadas (Husein e Softić, 2013)

3.2.2. TRANSPORTE

3.2.2.1. Realização do transporte

O transporte das vigas é um dos fatores de decisão deste tipo de soluções e por isso é importante fazer uma avaliação detalhada da operação ainda na fase de projeto. A falta de condições de acesso e os respetivos custos associados podem por vezes inviabilizar este tipo de soluções.
Devido às grandes dimensões e ao elevado peso que as vigas podem ter o transporte das mesmas poderá requerer um tipo de transporte especial com recurso a camiões.



Figura 25 - Transporte de viga pré-fabricada (Trailer, 2019)

No caso das vigas que tenham de ser transportadas em estradas públicas o peso das mesmas deverá ser limitado a cerca de 100 toneladas, correspondendo a um vão máximo na ordem dos 40 metros. Sendo que para vãos superiores, pode ser necessário recorrer à pré-fabricação no local da obra.

3.2.2.2. Cuidados a ter na operação do transporte

O transporte das vigas é uma operação requer planeamento prévio, de modo a verificar a sua viabilidade. O mesmo deve de ter em atenção os seguintes aspetos (Viana, 2012):

- Peso e dimensões dos elementos pré-fabricados;
- Reconhecimento e verificação da adequabilidade dos acessos nomeadamente largura, raios de curvatura, condições de piso e inclinações máximas;
- Analisar a capacidade resistente de pontes antigas existentes no percurso;
- Definir um trajeto e um horário específico de modo a minimizar constrangimentos no transito;
- Verificação de condicionalismos, em especial a existência de linhas elétricas aéreas, efetuando o seu levantamento altimétrico e planeamento, representado nas peças desenhadas;
- Consultar as entidades de responsabilidade rodoviária;

3.3. PROCESSO CONSTRUTIVO DO TABULEIRO

O processo construtivo do tabuleiro pode apresentar diferenças no modo de colocação das vigas, no tipo de ligação entre os elementos e na execução das lajes.
A construção do tabuleiro é iniciada com a colocação das vigas pré-fabricadas sobre os apoios ou, eventualmente, sobre apoios provisórios. No caso de as vigas serem colocadas sobre apoios provisórios os mesmos terão de ser removidos no final da construção do tabuleiro para que este possa finalmente ficar apoiado nos aparelhos de apoios definitivos.

3.3.1. COLOCAÇÃO DAS VIGAS

A colocação das vigas pode ser feita, principalmente, através de duas formas: através de gruas ou através de um lançador de vigas. A escolha de cada um destes métodos dependerá de fatores tais como o peso e as dimensões das vigas, a extensão do tabuleiro, a respetiva altura do mesmo em relação ao solo, a disponibilidade dos equipamentos, a capacidade elevatória dos mesmos e ainda, às condições de acesso ou até mesmo a existência de restrições que inviabilizem os seus usos.

3.3.1.1. Colocação das vigas através de gruas

Neste método, pode ser utilizada apenas uma grua ou até mais do que uma em função do peso e das dimensões da viga a elevar e também em função da capacidade elevatória das mesmas sendo que esta é muito influenciada pela inclinação da lança, isto é, quanto maior for a inclinação da grua em relação à vertical menor é a sua capacidade elevatória.
É também muito importante, e para que esta operação possa ser realizada em segurança, analisar a capacidade resistente do solo face às solicitações que serão aplicadas pelas gruas.



Figura 26 - Colocação de vigas através de gruas

3.3.1.2. Colocação das vigas recorrendo a um lançador de vigas

O lançador de vigas é uma estrutura metálica que se apoia na própria estrutura da ponte e suspende as vigas pré-fabricadas movimentando-as em todas as direções de modo a coloca-las na devida posição pretendida.

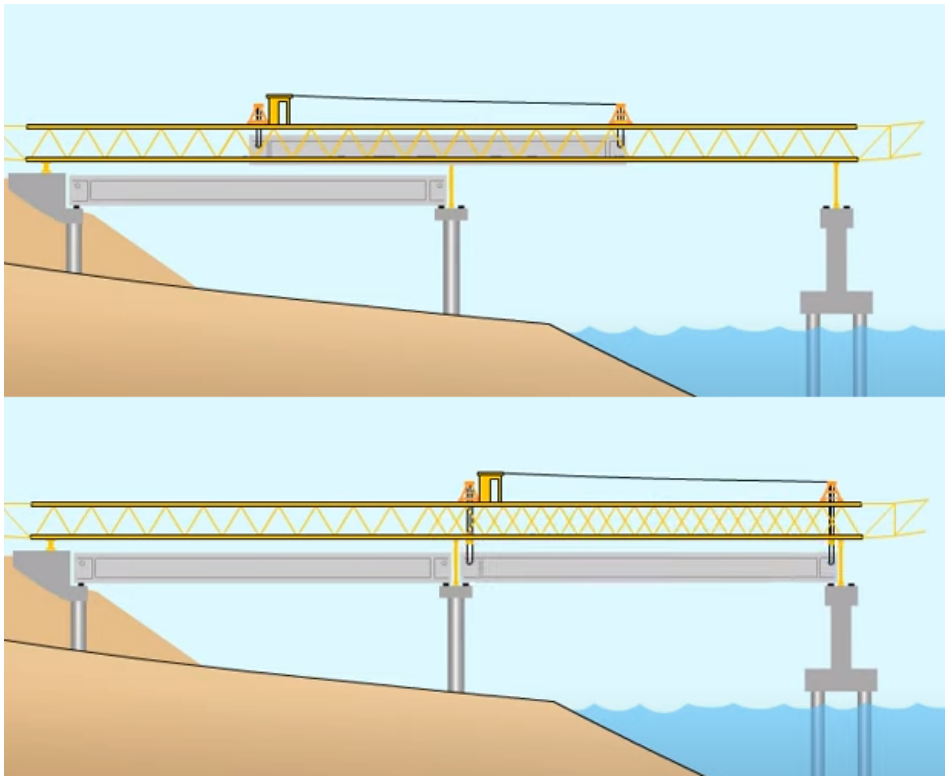


Figura 27 - Esquema da colocação de vigas através de um lançador de vigas (Porfirio, 2011)

Este tipo de equipamento poderá ser mais adequado quando (Harridge e Meyer, 2018):

- As vigas pré-fabricadas pesam mais do que 150 toneladas
- Os pilares têm mais do que 50 metros
- Os acessos não apresentam condições que permitam o uso de gruas móveis com capacidade suficiente para elevar as vigas.
- Os trabalhos são realizados em áreas urbanas onde o impacto no transito deve ser minimizado.
- Os trabalhos são realizados sobre rios ou lagos, podendo ser vantajoso face a gruas que necessitem de meios náuticos (plataformas, etc.)

Existem ainda três tipos de configurações de lançadores de vigas (Harridge e Meyer, 2018):

- Tipo 1 – Com múltiplos suportes sendo que a viga é fornecida, alguns vãos a montante do vão definitivo.
- Tipo 2 – Com dois suportes onde a viga é entregue um ou dois vãos atrás daquele onde vai ser colocada.
- Tipo 3 – Compacto. A viga é entregue ao lado do vão onde a mesma será colocada.

3.3.2. EXECUÇÃO DA LAJE E DAS CARLINGAS

Após a colocação das vigas, nas respetivas posições, procede-se à colocação de cofragens (3.3.2.1) ou de pré-lajes (3.3.2.2.). Depois, coloca-se a respetiva armadura, respeitando o sistema estrutural longitudinal pretendido, e por fim procede-se a betonagem "in situ" da laje e das carlingas. Sendo que existem 3 modos de executar esta tarefa, vejamos (Viana, 2012):

- Betonagem da carlinga seguida da betonagem da laje: Nesta sequência, a laje é betonada após a carlinga. Assim, e no caso de se tratar de um tabuleiro continuo, consegue-se o estabelecimento da continuidade antes de a estrutura ser submetida ao peso da laje. Relativamente às sequências construtivas seguintes, esta solução admite uma diminuição do momento fletor positivo na zona do vão, permitindo uma redução da quantidade de pré-esforço. No entanto, apresenta o inconveniente de conduzir a uma maior complexidade construtiva e, ainda, a um aumento do valor do momento fletor negativo na zona de ligação entre vigas. Podendo originar anomalias de fendilhação na fibra superior da carlinga;

- Betonagem da laje seguida da betonagem da carlinga: Nesta opção é possível minimizar os efeitos do calor de hidratação, libertado após a betonagem da laje. Pois, na betonagem da laje, a temperatura do betão aumenta devido à libertação do calor de hidratação do cimento. Posteriormente, quando a laje arrefece, provoca contração no betão. Embora o arrefecimento ocorra numa fase avançada de hidratação do cimento, numa altura em que o betão da laje já adquiriu alguma resistência, a contração do betão origina, contudo, alguns efeitos semelhantes aos provocados pela retração diferencial. Se o arrefecimento acontece antes da betonagem das carlingas, origina um diagrama de momentos fletores com valor nulo. No entanto, se este arrefecimento se verificar após o estabelecimento da continuidade, origina um diagrama de momentos fletores com valores negativos ao longo do desenvolvimento da estrutura;

- Betonagem simultânea da laje e da carlinga: Este é o processo mais simples. A betonagem da laje e da carlinga é efetuada ao mesmo tempo. O que provoca maiores esforços sobre as vigas, devido ao peso próprio da laje, visto que na altura da betonagem ainda não esta estabelecida a continuidade. Ainda, este processo origina um diagrama de momentos fletores com valores negativos ao longo do desenvolvimento da estrutura devido à contração do betão.

3.3.2.1. Recurso a cofragens

Neste processo é colocada uma cofragem apoiada através de uma estrutura (cimbre), tipicamente metálica, que se pode apoiar na estrutura da ponte, já existente. Nomeadamente nas vigas pré-fabricadas, previamente montadas. Ou a mesma poderá estar, se possível, apoiada no próprio solo adjacente (cimbre ao solo). Sendo que esta solução exige ainda uma análise à capacidade resistente do solo face às cargas que serão aplicadas pelo cimbre.
Esta solução é relativamente mais demorada já que obriga à montagem e desmontagem do cimbre para que o mesmo possa ser reutilizado.

3.3.2.2. Recurso a pré-lajes

Em alternativa ao uso de cofragens, são utilizadas as pré-lajes (Figura 28). As pré-lajes são painéis pré-fabricados de betão armado (eventualmente pré-esforçado) com uma espessura entre 6 cm e 10 cm, que são colocados diretamente sobre os banzos superiores das vigas (Figura 29). Esta é, geralmente, a solução mais utilizada na construção de pontes com vigas pré-fabricadas pela vantagem de ser mais rápida e fácil de executar.
As pré-lajes podem ainda ter dois diferentes modos de funcionamento:

- Cofragem perdida: permite apenas suportar o betão colocado durante a fase de construção da laje.

- Cofragem colaborante: além de desempenhar a função de cofragem durante a construção da laje esta assume também uma função resistente na fase de serviço.



Figura 28 - Colocação de pré-lajes sobre vigas pré-fabricadas

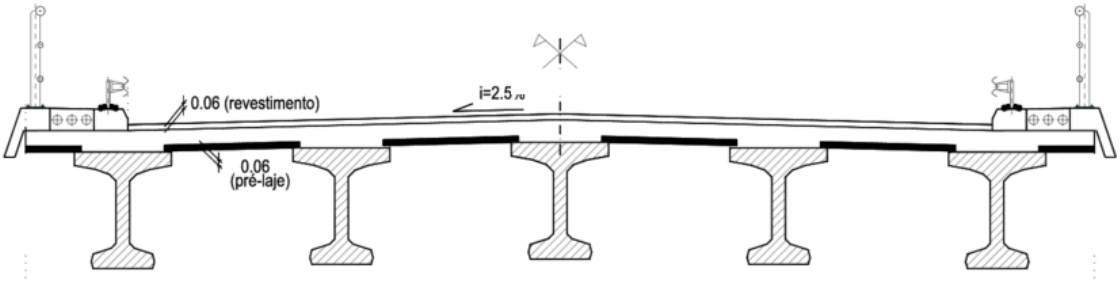


Figura 29 - Corte transversal de tabuleiro construído com recurso a pré-lajes

3.3.3. LIGAÇÕES

Uma vez que se trata de uma tipologia construtiva que engloba elementos pré-fabricados e elementos betonados "in situ", e para que a estrutura final tenha o devido funcionamento conjunto esperado, deve ser dada uma especial ligação entre estes. Neste capítulo serão abordadas as ligações realizadas entre as vigas e a laje e também as ligações entre as vigas e as carlingas atendendo ainda estas últimas ao tipo de sistema estrutural longitudinal do tabuleiro (2.2). Estas ligações são normalmente realizadas com armadura ordinária e/ou pré-esforço.

3.3.3.1. Ligação entre as vigas pré-fabricadas e a laje

Devido ao facto de as vigas serem pré-fabricadas e a laje ser betonada "in situ" faz com que os respetivos betões tenham idades diferentes o que gera, na interface entre estes dois elementos, tensões tangenciais. Daí que é importante que, nessa ligação, exista armadura ortogonal ao plano da junta, de modo a resistir ao esforço de corte gerado pelo funcionamento conjunto dos dois

elementos de betão de idade diferente, e por esse motivo as vigas pré-fabricadas têm armadura saliente na parte superior como se pode verificar na Figura 30.
Essa armadura é muitas vezes o prolongamento da armadura de corte das vigas que é prolongada para resistir aos esforços referidos no paragrafo anterior.

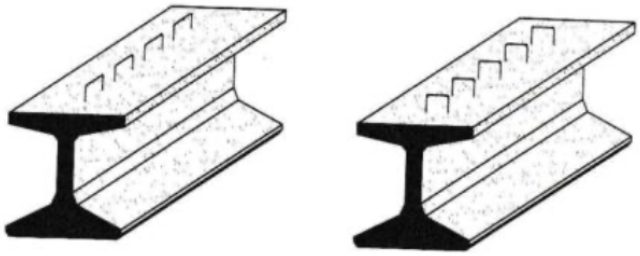


Figura 30 - Esquema da armadura saliente na parte superior das vigas pré-fabricadas (Freitas, 2017)

3.3.3.2. Ligação de continuidade do tabuleiro

Nos sistemas estruturais, onde existe continuidade do tabuleiro, é importante garantir a boa execução das ligações através da colocação de armadura ordinária e também de pré-esforço.

A solução mais simples consiste em executar a ligação, através de armadura ordinária, disposta na laje sobre os apoios e no respetivo espaço entre vigas. Betonando depois o espaço restante, formando uma carlinga. Estas armaduras têm a função de resistir aos momentos negativos gerados na zona do apoio e de garantir a continuidade do tabuleiro.
Comparativamente às soluções que recorrem a pré-esforço, esta é mais económica e mais rápida de ser executada. Pelo que é a solução mais utilizada em pontes com vãos não muito elevados. (Cunha, 2010)

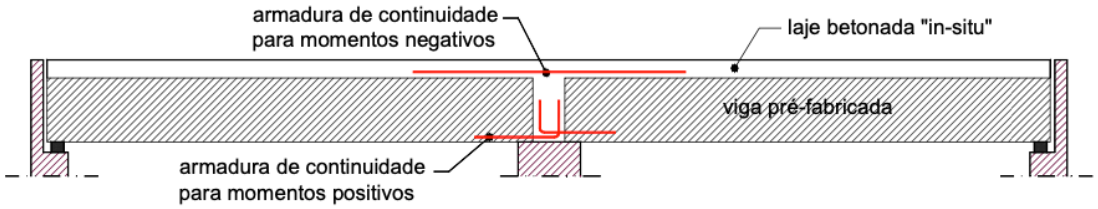


Figura 31 - Ligação longitudinal utilizando apenas armadura ordinária (de Sousa, 2004)

É importante referir que nas extremidades das vigas pré-fabricadas encontram-se armaduras salientes junto à face inferior que posteriormente serão emendadas no interior das carlingas, nas zonas de apoio. Estas armaduras têm as seguintes funções (de Sousa, 2004):

- Controlar a fendilhação causada pelo momento fletor positivo que pode ocorrer nessa zona, como consequência da deformação por fluência (devida ao estado de tensão introduzido pelo pré-esforço), da variação diferencial de temperatura, dos assentamentos de apoio e da sobrecarga rodoviária (em tabuleiros com mais de dois tramos);
- Resistir ao esforço axial instalado no tabuleiro;

- Contribuir para a resistência ao corte da junta de betonagem, que existe entre a viga pré-fabricada e o betão da carlinga;
- Garantir a existência de quantidade mínima de armadura inferior, na zona do apoio, que segundo alguns regulamentos tais como REBAP e o Eurocódigo deve de ser, pelo menos, ¼ da armadura máxima de tração correspondente ao momento no vão;

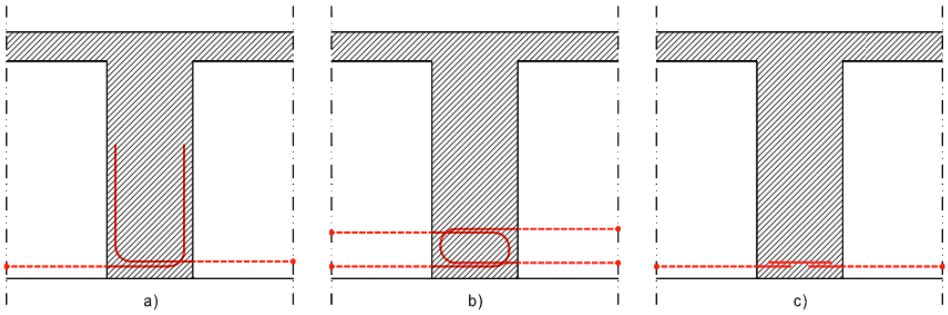


Figura 32 - Esquema das soluções mais utilizadas para emendar a armadura inferior (de Sousa, 2004)

Uma outra forma de garantir a continuidade do tabuleiro é através de armadura de pré-esforço, por pós-tensionamento de cabos ou ainda por barras de pré-esforço. Esta forma de garantir a continuidade tem a grande vantagem de também permitir que o tabuleiro possa vencer maiores vãos quando comparada com as soluções em que apenas é utilizada armadura ordinária. O pré-esforço pode ser colocado ao longo de todo o comprimento do tabuleiro (através de ancoragens de continuidade) ou então apenas é colocado na zona sobre os apoios.

1) Pré-esforço de continuidade aplicado ao longo de todo o tabuleiro (de Sousa, 2004)

Uma vez que nesta solução o pré-esforço é aplicado ao longo de todo o comprimento do tabuleiro os cabos terão um traçado parabólico. De modo a gerar momentos que contrariem os provocados pelas ações exteriores.
Existem, no entanto, várias alternativas para o faseamento construtivo deste tipo de soluções (Figura 33).

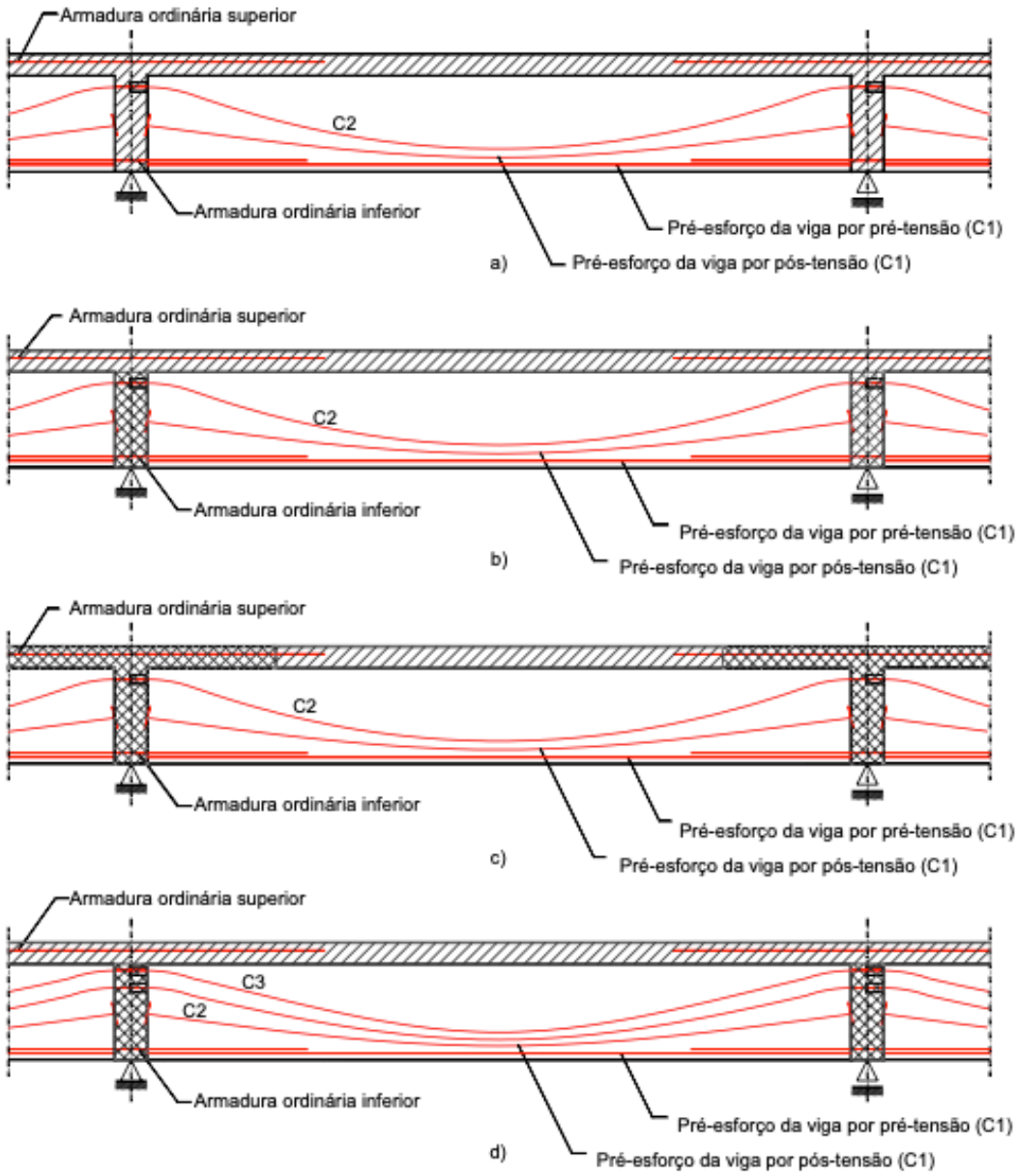


Figura 33 - Alternativas de faseamento construtivo de soluções com pré-esforço contínuo (de Sousa, 2004)

A alternativa a) da Figura 33 consiste na aplicação do pré́-esforço de continuidade (cabos C2) após a betonagem da carlinga e da laje.

Na solução apresentada na Figura 33 b), o pré́-esforço de continuidade (cabos C2) é aplicado após a betonagem das carlingas, mas antes da betonagem da laje. Com esta solução, a ação correspondente ao peso próprio da laje é aplicada sobre uma viga continua. No entanto, com esta solução, o pré́-esforço de continuidade não comprime inicialmente a laje. A laje ficará, portanto, submetida a tensões de tração na zona do apoio quando atuarem sobre o tabuleiro as restantes cargas permanentes e as sobrecargas. O pré́-esforço só tem efeito sobre a laje após a evolução de tensões por fluência, a longo prazo.

Como alternativa, para que o pré-esforço de continuidade comprima a laje, na zona sobre os apoios pode ser utilizada a solução apresentada na Figura 33 c). Esta solução consiste em betonar um segmento de laje, juntamente com a carlinga, antes da aplicação do pré- esforço de continuidade.

Em tabuleiros com grande vão, em que seja adotado mais do que um cabo de pré-esforço de continuidade para cada viga, poderá ser utilizada a solução representada na Figura 33 d) e que consiste em introduzir o pré-esforço de uma forma ainda mais faseada. O grupo de cabos C1 são os primeiros a ser tencionados ainda antes de as vigas serem colocadas sobre os apoios. Depois de betonadas as carlingas, procede-se ao tensionamento do grupo de cabos de continuidade C2. Por último, e após a betonagem da laje, são então tencionados o grupo de cabos de continuidade C3.
Quando o número de vãos é elevado, o tensionamento dos cabos de pré-esforço de continuidade deverá ser efetuado por segmentos, por exemplo de dois em dois tramos, sendo os cabos ligados por acopladores. A forma geométrica dos topos das vigas deverá ser definida por forma a garantir espaço suficiente para instalação das ancoragens e para permitir a operação de esticamento dos cabos de continuidade depois de estarem montadas todas as vigas do tabuleiro.

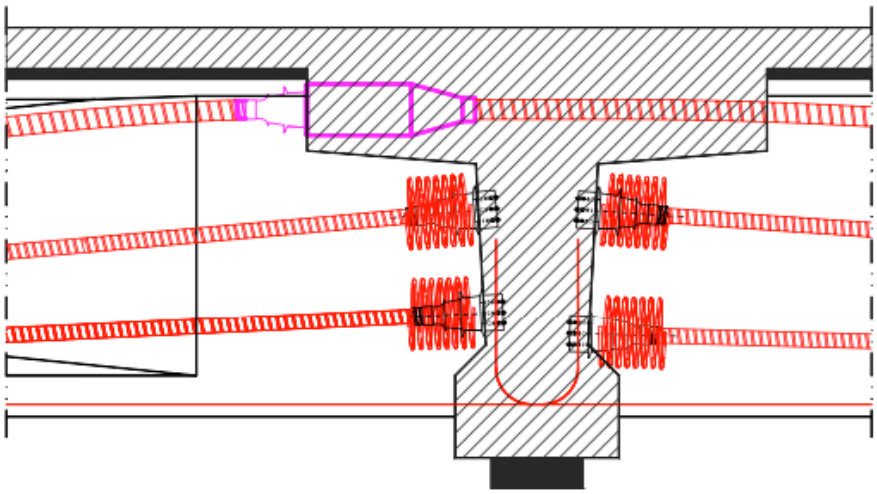


Figura 34 - Forma das extremidades das vigas, das ancoragens e dos acopladores dos cabos de pós-tensão (de Sousa, 2004)

2) Pré-esforço de continuidade aplicado apenas na zona dos apoios (de Sousa, 2004)

Nesta solução o pré-esforço de continuidade é aplicado, apenas, na zona da laje sobre os apoios após a betonagem das carlingas e de parte da laje sobre os apoios. O pré-esforço pode ser aqui materializado por cabos de pós-tensão ou por barras de pré-esforço. Depois de aplicado o pré-esforço procede-se então à betonagem da restante laje.
Esta solução tem uma grande aplicabilidade em tabuleiros formados por vigas "U", que juntamente com a laje formam secções em caixão. Isto porque geralmente a alma das vigas em "U" têm uma espessura reduzida para que possam ser acomodados cabos de pré-esforço, sendo então estes alojados na laje.

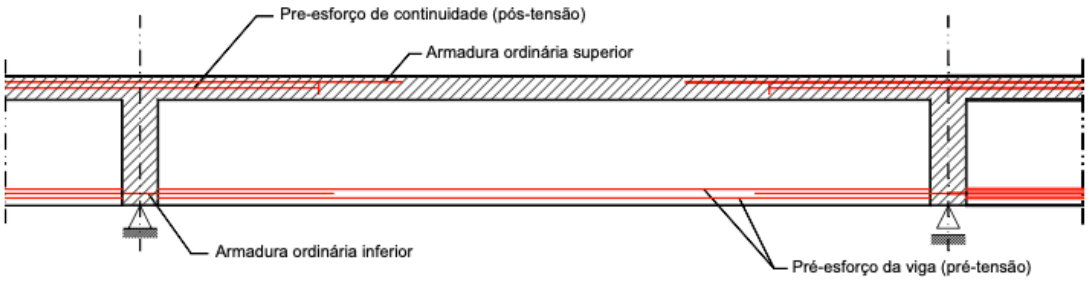


Figura 35 - Ligação de continuidade com pré-esforço aplicado na laje sobre os apoios (de Sousa, 2004)

3.4. Projeto De Pontes De Betão Com Tabuleiros De Vigas Pré-Fabricadas Em Territórios Com A Aplicação Dos Regulamentos Eurocódigo E AASHTO

3.4.1. Considerações gerais

O projeto de pontes deve ter em atenção os aspetos relacionados quer com o funcionamento da estrutura em serviço quer durante a construção da mesma.
Vários regulamentos fazem questão de mencionar ações especificas relacionadas com as ações de tráfego que dão origem a forças estáticas verticais e horizontais e ainda os efeitos dinâmicos associados.
Há apenas alguns anos atrás existiam diferenças consideráveis entre os códigos nacionais sendo que eram adotados diferentes modelos de carga mesmo entre a maioria dos países europeus. Era o caso, por exemplo, entre os códigos UK British Standard, as instruções de França e Espanha e ainda o German DIN. A maioria destes códigos especificam ações de tráfego de maneira bem diferente da AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) – The Standard Specifications for Highway Bridges.
No entanto a maioria destes códigos baseiam-se em modelos de carga com vias padrão e cargas de camiões. Nos últimos anos na Europa foi feito um esforço para harmonizar os regulamentos de estruturas (Eurocódigo), e particularmente para harmonizar as ações de tráfego em pontes o que resultou no hoje conhecido Eurocodigo 1 – parte 2 (EC1-2). (Reis e Pedro, 2019)

3.4.1.1. Eurocódigos - Introdução

Os Eurocódigos são um conjunto de normas europeias, de responsabilidade do Comité Europeu de Normalização, que visa unificar critérios e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas. Até ao momento encontram-se publicados os seguintes:

- Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas
- Eurocódigo 1 – Ações em estruturas
- Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão
- Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço
- Eurocódigo 4 – Projeto de estruturas mistas aço-betão
- Eurocódigo 5 – Projeto de estruturas de madeira
- Eurocódigo 6 – Projeto de estruturas de alvenaria
- Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico
- Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos
- Eurocódigo 9 – Projeto de estruturas de alumínio

3.4.1.2. AASHTO - Introdução

AASHTO é o acrónimo de *"American Association of State Highway and Transportation Officials"* e é um órgão de definição de padrões que publica especificações, protocolos de teste e diretrizes usados no projeto e na construção de rodovias nos Estados Unidos sendo os seus membros de cada estados designados por DOT (*Department of Transportation*).
Entre as várias publicações destacam-se as seguintes:

- *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* – Também conhecido como *"Green Book"* devido à cor da capa. Este livro aborda o projeto de estradas e rodovias, incluindo layouts de interseções e curvas horizontais e verticais.
- *Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing* – Contém especificações de materiais e métodos de teste usados na construção de rodovias
- *Manual for Assessing Safety Hardware (MASH*) – Relacionada com dispositivos de hardware de segurança para uso em rodovias
- *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* – Este manual serve de base de projeto de pontes nos Estados Unidos e é utilizado por todos os DOT's
- *AASHTO The Standard Specifications for Highway Bridges*

3.4.2. Normas gerais para o projeto de pontes com elementos pré-fabricados perante o eurocódigo

3.4.2.1. Ações

No Eurocódigo 1 - parte 2 são enunciados valores característicos das cargas destinados à determinação dos efeitos do tráfego rodoviário no âmbito das verificações dos estados limites últimos e de verificações particulares dos estados limites de utilização (ver as EN 1990 a EN 1999). O tráfego em pontes origina um espectro de tensões que poderá provocar fadiga. O espectro de tensões depende da geometria dos veículos, das cargas por eixo, da distância entre veículos, da composição do tráfego e dos seus efeitos dinâmicos. No Eurocódigo 1 - parte 2 são enunciados modelos de carga de fadiga.
É também importante ter em conta as ações durante todo o processo construtivo, nomeadamente durante as fases de fabrico, armazenamento, transporte e elevação das vigas, elaboração do tabuleiro e forças hiperestéticas aquando da continuidade do tabuleiro. As ações específicas associadas ao transporte e execução encontram-se regulamentadas no Eurocódigo 1 – parte 1-6. (Freitas, 2017)

3.4.2.2. Dimensionamento estrutural

O dimensionamento de estruturas de betão com elementos pré-fabricados deve de seguir os mesmos critérios de dimensionamento que os das obras totalmente betonadas "in situ" estes critérios encontram-se no Eurocódigo 2.
O projeto de pontes com elementos pré-fabricados é baseado nos mesmos procedimentos e verificações normativas existentes para pontes em geral. O regulamento específico para o projeto de pontes de betão é o Eurocódigo 2 - parte 2, que complementa os critérios gerais definidos na parte 1-1.

É importante ter em atenção os efeitos diferidos: retração, fluência e relaxação das armaduras de pré-esforço. No Eurocódigo 2 – parte 2 encontram-se informações adicionais ao Eurocódigo 2 – parte 1-1 para o cálculo destes efeitos. (Freitas, 2017)

3.4.3. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Neste subcapítulo serão identificadas as ações variáveis, e as combinações de ações, a considerar para a realização deste estudo. Na maior parte dos casos é apresentado o que está previsto pelo Eurocódigo e pela AASHTO, embora para o estudo se tenha focado apenas nos requisitos de dimensionamentos definidos pelo Eurocódigo.
Em condições normais de utilização, ou seja, excluído qualquer situação de acidente, as cargas de tráfego e as cargas pedonais deverão ser consideradas como ações variáveis. (NP EN 1991-2, 2017)

3.4.3.1. Ações de tráfego

Segundo o Eurocódigo (EC1-2) os valores característicos das cargas são destinados à determinação dos efeitos do tráfego rodoviário no âmbito das verificações dos Estados Limites Últimos e de verificações particulares dos Estados Limites de Utilização (ver as EN 1990 a EN 1999). O Eurocódigo apresenta então os seguintes 4 modelos de carga de modo a representar diferentes efeitos de tráfego (NP EN 1991-2, 2017):

- Modelo de Carga 1 (LM1): cargas concentradas e uniformemente distribuídas, que cobrem a maioria dos efeitos do tráfego de camiões e de automóveis. Este modelo deverá ser utilizado para verificações gerais e locais.
- Modelo de Carga 2 (LM2): uma carga por eixo única aplicada em superfícies especificas de contacto dos pneus, que cobre os efeitos dinâmicos do tráfego normal em elementos estruturais curtos.
- Modelo de Carga 3 (LM3): uma série de conjuntos de cargas por eixo representando veículos especiais (p. ex., para transporte industrial), que podem circular em itinerários autorizados ao tráfego excecional. Este modelo destina-se a verificações gerais e locais.
- Modelo de Carga 4 (LM4): uma carga de multidão, destinada apenas para verificações gerais.

Uma vez que os tabuleiros que se pretendem tratar neste estudo dizem respeito a pontes rodoviárias com características de tráfego corrente serão tidos em conta os modelos de carga 1 e 2. Sendo que para os cálculos ao nível das vigas será usado apenas modelo de carga 1 e para a laje serão usados ambos os modelos.

Para aplicarmos os modelos de carga é necessário dividir a plataforma de rodagem em vias dedicadas tal como mostra o seguinte quadro:

Largura da plataforma de rodagem w	Número de vias de dedicadas	Largura de uma via dedicada w_l	Largura da área remanescente
$w < 5{,}4\ m$	$n_l = 1$	3 m	w-3m
$5{,}4\ m \leq w < 6\ m$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6\ m \leq w$	$n_l = int(\frac{w}{3})$	3 m	w-3.n_l

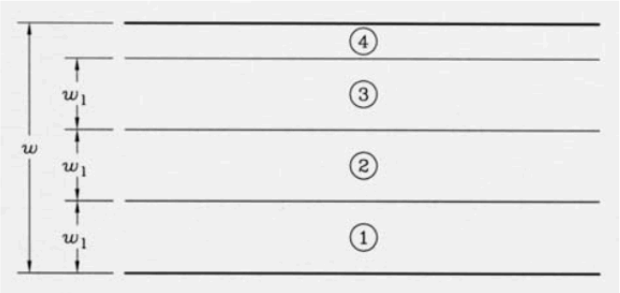
Tabela 1 - Número e largura das vias dedicadas (NP EN 1991-2, 2017)

Quando a plataforma de rodagem do tabuleiro de uma ponte está fisicamente dividida em duas partes por um separador central (NP EN 1991-2, 2017):

a) Cada parte, incluindo as vias de emergência e bermas, deverá ser dividida em vias dedicadas se as partes estiverem separadas por sistemas de retenção permanentes;
b) Toda a plataforma de rodagem, incluindo o separador central, deverá ser dividida em vias dedicadas se as partes estiverem separadas por sistemas de retenção temporários.

As vias dedicadas devem de ser localizadas e numeradas de acordo com a seguintes regras (NP EN 1991-2, 2017):

1) A localização das vias dedicadas não deverá ser necessariamente relacionada com a respetiva numeração.
2) Para cada verificação separada o número de vias a considerar carregadas, a sua localização na plataforma de rodagem e a sua numeração deverão ser escolhidos de forma que os efeitos dos modelos de carga sejam os mais desfavoráveis.
3) A via de circulação que produza o efeito mais desfavorável é numerada via número 1, a via que produza o segundo efeito mais desfavorável é numerada via número 2, etc. (ver a Figura 4.1).



Legenda:

w largura da plataforma de rodagem
w_1 largura da via dedicada
1 via dedicada n.º 1
2 via dedicada n.º 2
3 via dedicada n.º 3
4 área remanescente

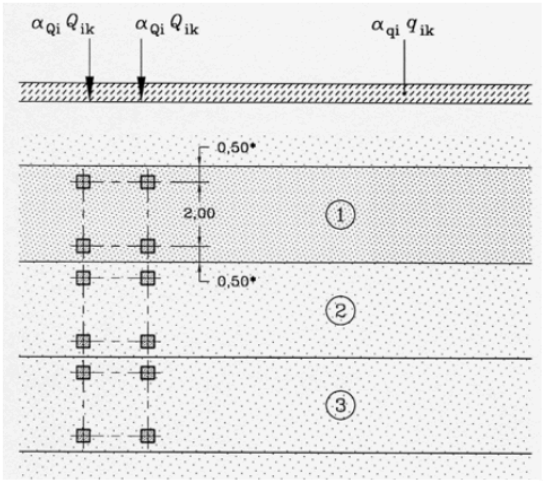
Figura 36 - Exemplo da numeração de vias no caso mais geral (NP EN 1991-2, 2017)

4) Quando a plataforma de rodagem é constituída por duas partes separadas num mesmo tabuleiro, deverá utilizar-se uma numeração única para toda a plataforma de rodagem.
5) Quando a plataforma de rodagem é constituída por duas partes separadas em dois tabuleiros independentes, cada parte deverá ser considerada como uma plataforma de rodagem. Deverá, então, utilizar- se uma numeração separada para o projeto de cada tabuleiro. Se os dois tabuleiros estão apoiados nos mesmos pilares e/ou encontros, deverá adotar-se no projeto dos pilares e/ou encontros uma numeração única para o conjunto das duas partes.

Uma vez definidas a vias dedicadas o modelo de carga 1 pode então ser aplicado da seguinte forma:

Localização	**Tandem System (TS)** Cargas por eixo (KN)	**UDL** Carga uniformemente distribuída (kN/m^2)
Via número 1	300	9
Via número 2	200	2,5
Via número 3	100	2,5
Outras vias	0	2,5
Área remanescente	0	2,5

Tabela 2 - Valores característicos do Modelo de Carga 1 (NP EN 1991-2, 2017)



Legenda:

(1) via n.º 1: Q_{1k} = 300 kN; q_{1k} = 9 kN/m^2
(2) via n.º 2: Q_{2k} = 200 kN; q_{2k} = 2,5 kN/m^2
(3) via n.º 3: Q_{3k} = 100 kN; q_{3k} = 2,5 kN/m^2
Espaçamento entre eixos de um sistema em tandem = 1,2 m
* Para w_l = 3,00 m

Figura 37 - Aplicação do Modelo de Carga 1 (NP EN 1991-2, 2017)

O Modelo de Carga 2 é constituído por uma carga por eixo $\beta_Q Q_{ak}$, com Q_{ak} igual a 400 kN, incluindo a amplificação dinâmica, que deverá ser aplicada em qualquer ponto da faixa de rodagem. No entanto, sempre que apropriado, poderá considerar-se apenas uma roda de 200 β_Q (kN).
O valor de β_Q deverá ser especificado sendo que o anexo nacional poderá indicar o valor de β_Q. Recomenda-se $\beta_Q = \alpha_{Q1}$

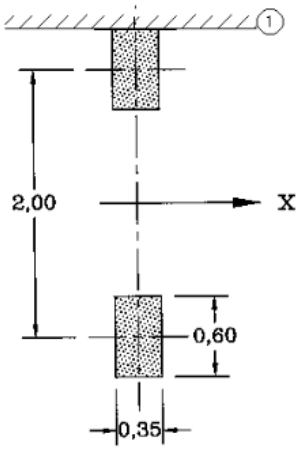
Classe	α_{Q1}
I	1,0
II	0,9

Tabela 3 - Valores de α_{Q1} para as diferentes classes de pontes (NP EN 1991-2, 2017)

Em que:

- Classe I – Pontes inseridas em itinerários onde se prevê que grande parte do tráfego total de veículos pesados seja tráfego industrial internacional.
- Classe II – Pontes inseridas em itinerários com características de tráfego mais corrente, incluindo estradas e autoestradas.

As pontes tratadas neste estudo são de classe II.



Legenda:

X direção do eixo longitudinal da ponte
1 lancil

Figura 38 - Modelo de Carga 2 (NP EN 1991-2, 2017)

De seguida serão então abordadas as ações de tráfego apresentadas pelo regulamento da AASHTO (AASHTO, 2010):

1) Design Lane Load

O *Design Lane Load* consiste numa carga uniformemente distribuída de 9,3 kN/m (0,64 kips/ft) na direção longitudinal. Transversalmente, o Design Lane Load, deve ser assumido com como sendo uniformemente distribuída numa largura cerca de 3 metros (10 ft).

2) *Design Tandem* ou *Design Truck*

a) *Design Tandem* –consiste num par de eixos espaçados de 1,2 metros (4 ft) e com cerca de 111 kN cada. Transversalmente o espaçamento entre rodas deve ser de 1,8 metros (6 ft).

b) *Design Truck* - Tal como mostra a seguinte figura (Figura 39) este consiste em 3 eixos: um com 35 kN (8 kips) e os outros dois com 142 kN (32 kips). O espaçamento entre os dois eixos de 142 kN deve variar entre 4,3 e 9 metros (14 ft to 30 ft) de modo a produzir esforços máximos sendo que o eixo de 35 kN. O eixo de 35 kN fica afastado de 4,3 metros (14 ft) do eixo de 142 kN.

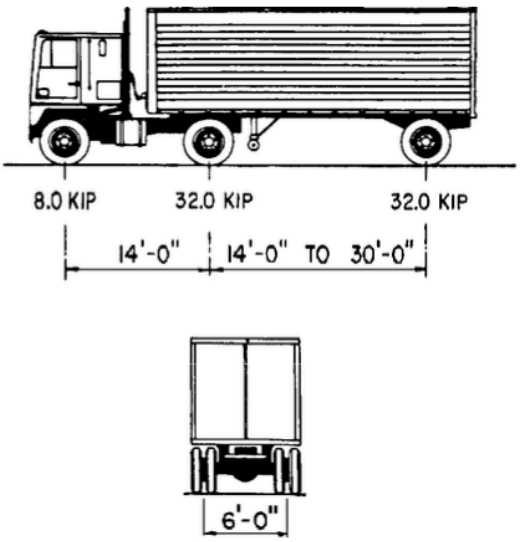


Figura 39 - Design Truck (AASHTO, 2010)

Quer o *Design Truck* quer o *Design Tandem* devem ser posicionados transversalmente de modo que o centro de carga de cada roda não fique a uma distância menor que:

- 30 centimetros (1 ft) da face do lancil ou barreira
- 60 centimetros (2 ft) do limite do *Design Lane Load*

Desta forma a aplicação das cargas deve também ser feita com base em vias de projeto.
O carregamento da via deve ocupar uma largura de 3 metros (10 ft) dentro de cada *Design Lane* com 3,6 metros de largura (12 ft) distribuídas transversalmente na plataforma de rodagem.
Para plataformas de rodagem com larguras entre os 6 e os 7,6 metros (20 ft to 24 ft) devem ser consideradas duas *Design Lanes*, cada uma com metade da largura total.
As *Design Lanes* e os respetivos carregamentos devem ser colocados transversalmente de modo a produzir o esforço máximo no elemento em analise.
Geralmente o número de *Design Lanes* deve ser determinado a partir do inteiro resultante da fração w/3m (w/12 ft), em que w é a largura da plataforma de rodagem. Nos casos em que as vias de transito tem menos do que 3,6 metros de largura (12 ft) o número de *Design Lanes* deve ser igual ao número de vias de transito e a sua largura deverá ser igual à largura das vias de transito. (AASHTO, 2010)

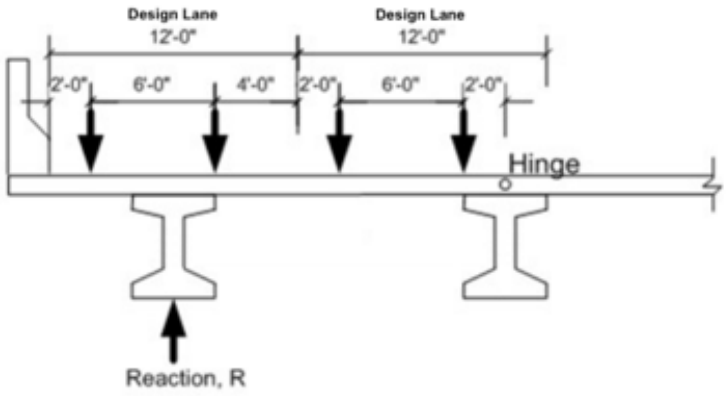


Figura 40 - Esquema de ações de tráfego da AASHTO

3.4.3.2. Ações pedonais

Para pontes rodoviárias com passeios ou ciclovias, o Eurocódigo (EC1-2) diz que deve ser aplicada uma carga uniformemente distribuída de 5 KN/m^2.

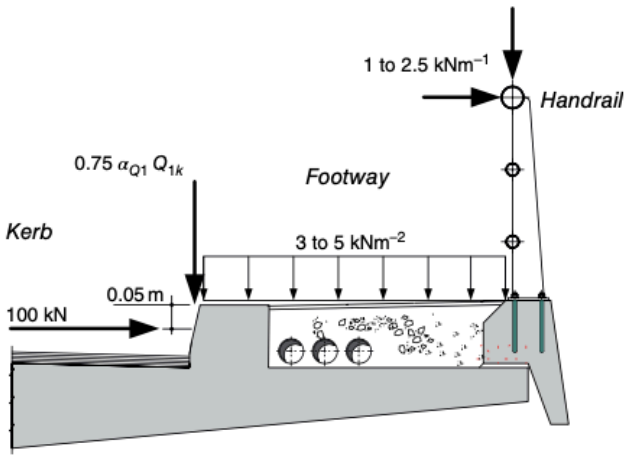


Figura 41 – Ações em passeios ou ciclovias, guarda-corpos e lancis de acordo com o EC1-2 (Reis e Pedro, 2019)

No entanto o valor característico poderá ser definido no Anexo Nacional ou para cada projeto em particular.

Na AASHTO, a ação pedonal deve ser caracterizada, em passeios com largura superior a 0,6m, por uma carga uniformemente distribuída de 0,075ksf (3,6 KN/m^2) em simultâneo com a ação de tráfego. (AASHTO, 2010)

3.4.3.3. Aplicação das sobrecargas pelo Método de Courbon

Sendo, tipicamente, a viga de extremidade aquela que poderá estar sujeita a mais esforços interessa-nos, ao nível das sobrecargas, saber onde é que as mesmas devem de estar aplicadas de modo a produzir o esforço máximo na respetiva viga em analise. Para tal recorreu-se ao Método de *Courbon* que consiste na determinação da equação da linha de influência transversal do tabuleiro.
Este método é relativamente simples e pode ser aplicado a modelos de grelha ou de casca (5.3). O método assume uma secção transversal rígida suportada por apoios elásticos que representam as vigas longitudinais sendo que a rigidez à torção das mesmas é negligenciada.

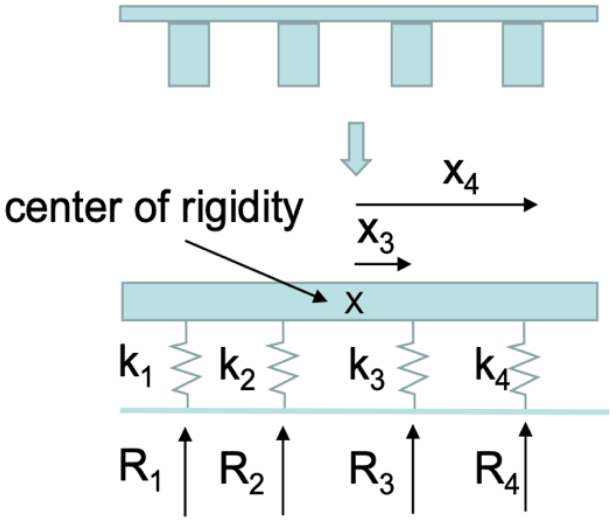


Figura 42 - Método de Courbon

Desta forma a linha de influência da reação Rj é dada pela reta linear cuja a equação é obtida da seguinte forma:

$$Rj(x) = k_j * (\frac{1}{\sum k_i} + \frac{x_j}{\sum k_i * x_i^2} * x)$$

No entanto se as vigas tiverem todas a mesma rigidez o centro de rigidez encontra-se no centro do tabuleiro e a expressão torna-se mais simples:

$$R_j(x) = \frac{1}{n} + \frac{x_j}{\sum x_i^2} * x$$

$$n = numero\ de\ vigas$$

3.4.3.4. Combinações de ações - Eurocódigo

Como já referido anteriormente, para este estudo, serão apenas considerados os dimensionamentos e as verificações de segurança preconizados pelo Eurocódigo. A tabela seguinte apresenta as combinações de ações do Eurocódigo:

Combinações Eurocódigo		
Estado Limite Último	Fundamental	1,35 x (PP + RCP + AP + UDL + TS)
Estado Limite de Utilização	Característica	PP + RCP + AP + UDL + TS
	Frequente	PP + RCP + 0,4 x AP + 0,4 x UDL + 0,75 x TS
	Quase-Permanente	PP + RCP

Tabela 4 - Combinações de ações (NP EN 1990, 2009)

Onde:
PP – Peso Próprio
RCP – Restantes Cargas Permanentes
AP – Ação Pedonal
UDL – Ação Distribuída de Tráfego
TS – Carga Móvel

4
ESTUDO SISTEMÁTICO DE SOLUÇÕES CORRENTEMENTE ADOTADAS

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Pretende-se com este trabalho fazer um estudo comparativo em termos de resistência e consumo de materiais, de soluções standard, correntemente adotadas, na construção de pontes, com tabuleiros de vigas pré-fabricadas. Para tal é necessário identificar os parâmetros e as variáveis em causa, isto é, vigas, materiais, equipamentos e acessórios normalmente utilizados em pontes desta tipologia, bem como as respetivas dimensões. Este capítulo irá então dedicar-se à identificação desses parâmetros que permitirão depois, no capítulo 5, desenvolver o estudo propriamente dito.

4.2. PERFIL TRANSVERSAL DO TABULEIRO

Neste subcapítulo será abordado o perfil transversal típico do tabuleiro de uma ponte, isto é, as vias, os passeios e acessórios bem como a identificação das respetivas dimensões.
O alinhamento transversal sobre o tabuleiro de uma ponte deve de satisfazer os requisitos do projeto rodoviário ou ferroviário, nomeadamente as larguras das vias, das bermas e dos passeios. Geralmente parte-se, por exemplo, do perfil atual da via e define-se assim o alinhamento transversal necessário na ponte, assumindo ou não a existência de passeios. (Reis e Pedro, 2019)
A análise do perfil transversal do tabuleiro será focada sobretudo nas obras de arte do tipo rodoviário.

4.2.1. PLATAFORMA DE RODAGEM

Entende-se por plataforma de rodagem o espaço existente entre lancis ou entre os limites interiores dos sistemas de retenção de veículos, excluindo a distância entre os sistemas fixos de retenção de veículos ou os lancis de um separador central, bem como as larguras destes sistemas de retenção.
Desta forma a plataforma de rodagem constitui o espaço onde circulam veículos, sendo esta definida pelas vias e pelas bermas. Em autoestradas a largura das vias deve ser no mínimo de 3,6 metros enquanto que em estradas onde a circulação de veículos é de menor velocidade geralmente utilizam-se larguras de vias entre 3,3 e 3,6 metros.
As bermas fornecem a área adequada para que veículos parados fiquem fora das vias de circulação tendo estas maior significado em estradas com grandes velocidades de circulação, como é o caso das autoestradas. As bermas, em alguns tipos de vias, podem também ser importantes para circulação de veículos de emergência (ambulâncias, bombeiros), como espaço de manobra, para

aumentar a distância de visão em curvas e para dar aos condutores uma maior sensação de segurança. Em alguns tipos de vias, as bermas podem também acomodar a circulação de ciclistas em estradas onde não existam vias destinadas a estes e nesse sentido uma largura mínima na ordem dos 1,5 metros deve ser assegurada. (Thomason, 2020)

O pavimento da plataforma de rodagem sobre o tabuleiro de uma ponte é materializado, geralmente, com betuminoso cujo peso volúmico é de cerca de 24 kN/m^3 e com espessuras entre os 5 e 8 centímetros. (Reis e Pedro, 2019)

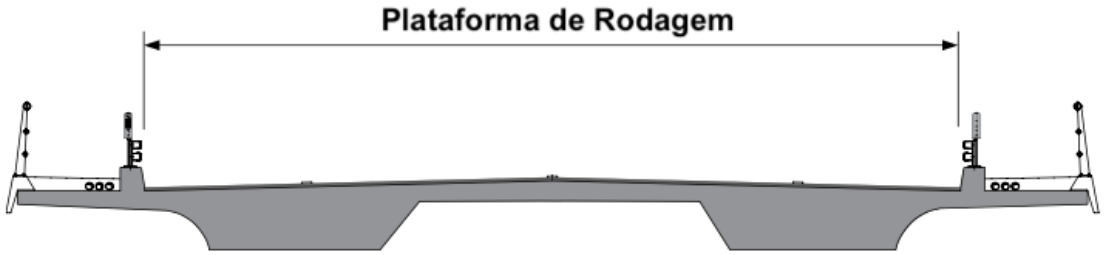


Figura 43 - Plataforma de rodagem

4.2.2. PASSEIOS

Em pontes com trafico de peões devem existir passeios com uma largura mínima de 0,8 metros podendo chegar a 3 metros, ou até mais, em pontes urbanas. No caso de não existir tráfego de peões, devem de existir passeios de inspeção em ambos os lados do tabuleiro com uma largura mínima de 0,6 metros. (Reis e Pedro, 2019)
Tipicamente, os passeios nas pontes são materializados em betão leve, cujo o peso volúmico é de cerca de 20 kN/m^3, e com uma espessura na ordem dos 20 centímetros.

4.2.3. EQUIPAMENTOS E ACESSÓRIOS

4.2.3.1. Viga de bordadura

Sendo esta, geralmente, um elemento em betão pré-fabricado, a viga de bordadura tem um forte impacto na estética da ponte. Este elemento é colocado, tal como o nome indica, na borda da laje do tabuleiro com uma espessura adequada de forma a dar uma aparência de continuidade longitudinal à mesma, reduzindo ainda, os desvios verticais inevitáveis do alinhamento teórico da borda da laje betonada “in-situ”. Daí que a forma da viga de bordadura é principalmente um detalhe estético sendo que a sua altura deve ser suficiente de forma a cobrir os desvios da laje.
As vigas de bordadura são constituídas por peças isoladas com comprimentos entre 1,5 e 2 metros e o seu peso varia entre 1,5 e 3 kN/m.
As soluções standard consistem em adotar vigas de bordadura em betão armado, mas atualmente existe a tendência de substituir o reforço com aço por fibras. Por vezes poderão também ser colocadas vigas de bordadura em aço. (Reis e Pedro, 2019)



Figura 44 - Viga de bordadura (ACL, 2021)

4.2.3.2. Lancil

O lancil é um elemento pré-fabricado em betão que limita, lateralmente, a plataforma de rodagem realizando, muitas das vezes, a separação entre esta e os passeios adjacentes criando uma espécie de desnível. O valor mínimo recomendado para a altura dos lancis é de 10 centímetros.

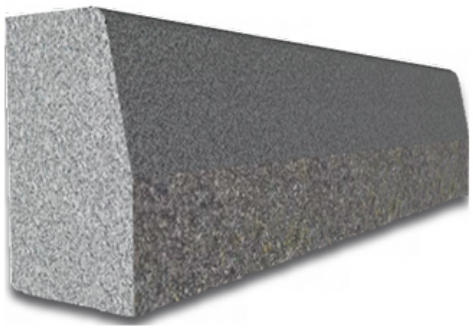


Figura 45 – Lancil (NOF)

4.2.3.3. Guarda-corpos

O guarda-corpos é uma estrutura, com um formato semelhante a uma grade, que é colocada junto às bordas do tabuleiro de forma a garantir o conforto e a segurança dos utilizadores junto às extremidades do tabuleiro. Estes são geralmente em aço podendo também, em casos mais raros, serem em alumínio. Em pontes onde o tráfego pedonal é muito significativo a distância entre as barras verticais do guarda-corpos não deve exceder os 15 ou 18 cm, para segurança de crianças, e a altura do guarda-corpos deve superior a 1 metro em relação ao nível do passeio. (Reis e Pedro, 2019)



Figura 46 – Tabuleiro com guarda-corpos no topo (INDIA)

4.2.3.4. Barreiras de segurança

As barreiras de segurança servem para a proteção dos utilizadores face ao tráfego rodoviário. Estas podem ser divididas entre flexíveis ou rígidas sendo que a escolha entre um tipo de barreira e outro irá depender do tipo de estrada e essencialmente da velocidade de circulação.
As barreiras flexíveis têm a vantagem de serem mais eficientes na dissipação de energia por deformação plástica no momento do impacto de veículos. Já as barreiras de segurança rígidas feitas em betão têm a desvantagem de serem mais pesadas, pesando entre 2,5 e 6 kN/m, quando comparado com as barreiras flexíveis metálicas que pesam cerca de 0,5 kN/m. (Reis e Pedro, 2019)



Figura 47 - Barreira Flexível



Figura 48 – Separação de vias feita através de uma barreira rígida do tipo New Jersey (SPS, 2020)

4.3. DIMENSÕES CORRENTES DA LAJE DO TABULEIRO

Normalmente a espessura da laje está compreendida entre 20 e 30 centímetros, podendo em algumas situações atingir os 40 centímetros. Sendo que este valor acaba por estar principalmente relacionado com a distância entre vigas. Por razões de durabilidade, recomenda-se a adoção de uma espessura mínima de 20 centímetros. (Viana, 2012)

4.4. ESPAÇAMENTOS CORRENTES ENTRE VIGAS

O número de vigas a adotar na secção transversal de um tabuleiro deve ser estudado em função do peso próprio de cada viga e da capacidade dos respetivos equipamentos de elevação, nomeadamente as gruas ou os lançadores de vigas. No que diz respeito à distância entre os eixos das vigas esta geralmente varia entre 2,5 e 5 metros. (Reis e Pedro, 2019)
No entanto a admissão de uma equidistância exagerada entre vigas pode conduzir a um sobredimensionamento da secção da viga pelo que, sob o ponto de vista económico e estético, é, em geral, preferível um afastamento entre vigas na ordem de 3 a 4 metros. (Viana, 2012)

4.5. VIGAS EXISTENTES NO MERCADO

Ao contrário dos elementos betonados “in situ”, cujas dimensões são definidas pelos projetistas com grande flexibilidade, as dimensões das vigas pré-fabricadas são em geral pré-definidas pelos fabricantes ou normalizadas num determinado estado ou país.
De seguida são apresentadas as principais características das vigas (dimensões, parâmetros de resistência, disposições construtivas e vigas mais correntes) cujos catálogos foram utilizados no âmbito deste trabalho.
Nestes catálogos incluem-se o da AASHTO e ainda catálogos de fabricantes nacionais.

4.5.1. VIGAS AASHTO

No que diz respeito às vigas existentes no mercado americano existe, ao nível de cada estado, uma normalização particular com diferenças de formatos, dimensões e disposições construtivas.

Dos catálogos da AASHTO retiraram-se os seguintes tipos de viga cujo os desenhos encontram-se disponíveis nos anexos:

Tipo de Viga		Altura (m)	Largura (m)	Área (m^2)	Inércia (m^4)	Número máximo de cordões de pré-esforço
I Beams	I Beam - I	0,711	0,406	0,178	9,46E-03	36
	I Beam - II	0,914	0,457	0,238	2,12E-02	52
	I Beam - III	1,143	0,559	0,361	5,22E-02	78
	I Beam - IV	1,372	0,660	0,509	1,08E-01	102
	I Beam - V	1,600	1,067	0,654	2,17E-01	120
	I Beam -VI	1,829	1,067	0,700	3,05E-01	130
Bulb Tees	BT-54	1,372	1,067	0,425	1,12E-01	80
	BT-63	1,600	1,067	0,460	1,63E-01	88
	BT-72	1,829	1,067	0,495	2,27E-01	98
Box Shapes	BI-36	0,686	0,914	0,362	2,09E-02	69
	BI-48	0,686	1,219	0,447	2,74E-02	87
	BII-36	0,838	0,914	0,400	3,54E-02	75
	BII-48	0,838	1,219	0,485	4,60E-02	93
	BIII-36	0,991	0,914	0,439	5,46E-02	81
	BIII-48	0,991	1,219	0,524	7,00E-02	99
	BIV-36	1,067	0,914	0,458	6,60E-02	85
	BIV-48	1,067	1,219	0,544	8,45E-02	103
Deck Bulb-Tees	Deck BT-35-48	0,889	1,219	0,437	4,22E-02	52
	Deck BT-35-72	0,889	1,829	0,531	4,83E-02	52
	Deck BT-35-96	0,889	2,438	0,624	5,26E-02	52
	Deck BT-53-48	1,346	1,219	0,506	1,22E-01	72
	Deck BT-53-72	1,346	1,829	0,601	1,40E-01	72
	Deck BT-53-96	1,346	2,438	0,694	1,52E-01	72
	Deck BT-65-48	1,651	1,219	0,553	2,04E-01	84
	Deck BT-65-72	1,651	1,829	0,647	2,33E-01	84
	Deck BT-65-96	1,651	2,438	0,740	2,54E-01	84
U Girders	Typical section U 40	1,016	2,261	0,632	7,62E-02	99
	Typical section U 54	1,372	2,438	0,723	1,68E-01	99
	Florida U72 Girder	1,829	2,692	0,954	3,96E-01	96
	Colorado U84 Girder	2,134	3,200	0,966	5,68E-01	96

Tabela 5 – Secções das vigas AASHTO

(Precast/Prestressed Concrete Institute)

Estas poderão ser constituídas por betões com resistências mínimas de 4 ksi (27,6 MPa) e 5ksi (34,47 MPa) e máximas de 6 ksi (41,37 MPa) e 8,5 ksi (58,6 MPa).
Em termos de pré-esforço são utilizados cordões com resistências de 270 ksi, ou seja, cerca de 1860 MPa.

No mercado dos Estados Unidos da América existe alguma resistência à adoção de vigas não estandardizadas e/ou sugeridas pelos diferentes departamentos de transportes de cada estado. É possível adotá-las, mas com inúmeros ensaios de resistência e aprovações de laboratórios o que acarreta custos associados. E daí não ser comum adotar vigas não standard. O que leva às unidades fabris terem linhas de produção de vigas pré-fabricadas mais dotadas do que noutros mercados.

4.5.2. VIGAS DE CATÁLOGOS NACIONAIS

Relativamente às vigas recolhidas em catálogos nacionais apenas encontraram-se disponíveis vigas do tipo I, T e U.
São usados normalmente betões de classe C45/55 e relativamente ao pré-esforço são utilizados cordões 0,6’’ A1860/1670. Quanto às armaduras é normalmente utilizado aço A500NR.

Tipo de Viga		Altura (m)	Largura (m)	Área (m^2)	Inércia (m^4)	Número máximo de cordões de pré-esforço
Tipo I	I70/40/70	0,700	0,700	0,189	1,15E-02	-
	I70/60/70	0,700	0,700	0,216	1,42E-02	-
	I90/40/70	0,900	0,700	0,213	2,25E-02	-
	I90/60/90	0,900	0,900	0,306	3,38E-02	-
	I110/40/70	1,100	0,700	0,237	3,81E-02	-
	I110/60/70	1,100	0,700	0,264	4,40E-02	-
	I110/60/90	1,100	0,900	0,334	5,61E-02	-
	I110/40/80	1,100	0,800	0,380	5,15E-02	-
	I130/60/90	1,300	0,900	0,362	8,41E-02	-
	I130/65/65	1,300	0,650	0,465	9,04E-02	-
	I150/50/100	1,500	1,000	0,483	1,33E-01	-
Tipo T	T70/40	0,700	1,750	0,251	1,59E-02	-
	T90/60	0,900	1,800	0,338	3,91E-02	-
	T130/60	1,300	1,900	0,510	1,21E-01	-
Tipo U	VC150	1,500	2,900	1,050	2,87E-01	-
	VC180	1,800	3,000	1,165	4,59E-01	-
	VC150-ASS	1,500	2,320	0,964	2,43E-01	-
	VC180-ASS	1,800	2,370	1,085	3,96E-01	-
	VC160	1,600	3,520	1,016	3,11E-01	-

Tabela 6 – Secções das vigas de catálogo nacional

Não sendo o mercado nacional, no que diz respeito à pré-fabricação de vigas, tão normalizado quanto o dos Estados Unidos da América, faz com que existam diferenças entre os vários catálogos nacionais recolhidos, nomeadamente em temos de formatos e disposições construtivas. Isto porque, por exemplo, os formatos das vigas dependem muito das condições em fábrica, incluindo os moldes de cofragens existentes. O mesmo acontece com o número máximo, e respetiva disposição, de cordões de pré-esforço que acaba por ser condicionado pelas ancoragens existentes em fábrica, dependendo das configurações que estas assumirem bem como o número máximo de cordões que conseguirem ancorar.

Já os materiais utilizados nas vigas para os diferentes catálogos, e até mesmo em relação à AASHTO, acabam por ser bastante idênticos em termos de betão e cordões de pré-esforço.

5
ESTUDO COMPARATIVO DE SOLUÇÕES STANDARD EM TERMOS DE RESISTÊNCIA E CONSUMO DE MATERIAIS SEGUNDO O EUROCÓDIGO E A AASHTO

5.1. DESCRIÇÃO DO ESTUDO

No seguimento dos capítulos anteriores, pretende-se neste capítulo descrever e apresentar resultados do estudo comparativo de soluções de tabuleiros com vigas pré-fabricadas em termos de resistência e consumo de materiais, nomeadamente:

- Cofragem
- Betão
- Pré-esforço
- Armadura

5.1.1. VIGAS

Relativamente às vigas, e através da recolha de catálogos, foi possível retirar diretamente ou deduzir informação bastante útil tais como:

- Dimensões, área e inércia das secções
- Número máximo e disposição dos cordões de pré-esforço
- Peso próprio, consumo de betão e cofragem por metro linear de viga
- Materiais usados: classe de betão, pré-esforço e armadura

Uma das variáveis do estudo são então as vigas no que diz respeito ao tipo, dimensão e ainda o próprio número de unidades, ou seja, o número de vigas colocadas numa determinada secção transversal do tabuleiro.

5.1.2. VÃOS

Sabe-se à partida que o número de vigas é condicionado pela largura e pelo vão do tabuleiro. Será então útil nesse sentido definir diferentes cenários de tabuleiros.

Uma vez que a utilização deste tipo de solução de tabuleiros é geralmente limitada a vãos até cerca de 45 metros, foram consideradas no âmbito deste estudo, três comprimentos de vão:

- 20 metros
- 30 metros
- 40 metros

5.1.3. LARGURAS

Além dos vãos, e sabendo que a largura do tabuleiro também é uma das variáveis muito relevantes neste tipo de tabuleiros, foram ainda definidas também 3 larguras tipo com base em diferentes cenários.

5.1.3.1. Largura tipo 1

Esta largura de tabuleiro corresponde a um perfil transversal de um tabuleiro rodoviário com apenas uma via de transito.

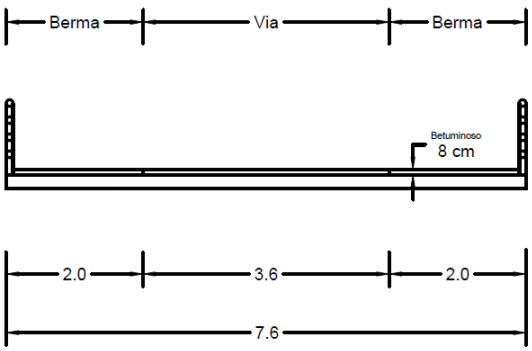


Figura 49 - Largura tipo 1 (7,6 metros)

5.1.3.2. Largura tipo 2

Neste tipo de largura intermédio, procura simular-se um perfil transversal de um tabuleiro rodoviário com duas vias de transito e passeios

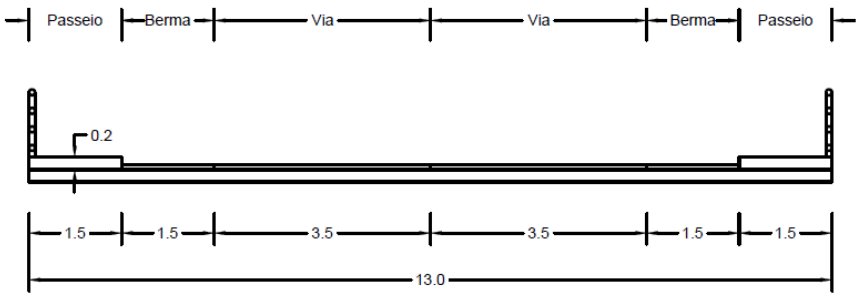


Figura 50 - Largura tipo 2 (13 metros)

5.1.3.3. Largura tipo 3

A maior largura considerada é a referente a um perfil transversal de um tabuleiro rodoviário de autoestrada com a existência de um separador fixo tipo New Jersey no centro e ainda a existência de passeios destinados a assistência (manutenção, etc), não para tráfego de peões.

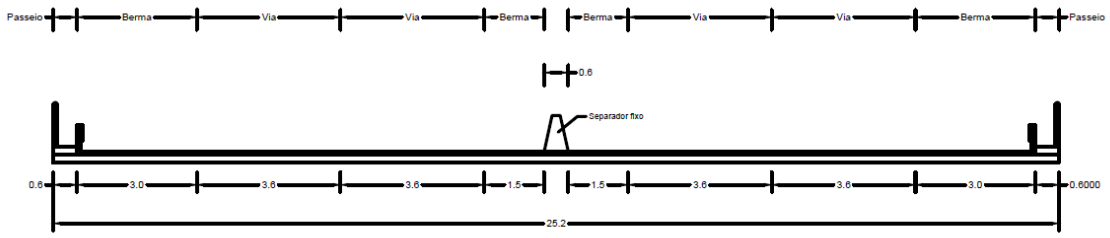


Figura 51 - Largura tipo 3 (25,2 metros)

5.1.4. TIPOS DE VIGAS

Para o estudo de todas estas soluções apenas foram abordadas as vigas da AASHTO porque o respetivo catálogo é mais completo não só no que diz respeito à quantidade e variedade de vigas, mas também na informação disponibilizada relativamente às disposições construtivas nomeadamente o número máximo e a disposição dos cordões de pré-esforço. Assim, para este estudo foram consideradas 30 vigas.

5.1.5. COMBINAÇÕES

A ideia para a realização do estudo consiste então em fazer variar o tipo de viga (I, T, Box Shape, U, etc) e a respetiva disposição das mesmas, isto é, número de unidades para cada largura tipo. Também o vão, simplesmente apoiado, varia dentro das gamas previamente apresentadas (entre 20, 30 e 40 metros):
De seguida apresentam-se o número de vigas consideradas para cada uma das larguras tipo, com base nos pressupostos anteriormente apresentados

- Largura tipo 1:
  - 4 vigas - espaçadas de 2 metros
  - 3 vigas - espaçadas de 2,5 metros
  - 2 vigas - espaçadas de 4 metros
  - 1 vigas no centro (valido apenas para vigas tipo U)
- Largura tipo 2:
  - 5 vigas - espaçadas de 2,5 metros
  - 4 vigas - espaçadas de 3 metros
  - 3 vigas - espaçadas de 4 metros
  - 2 vigas – espaçadas de 6,5 metros
- Largura tipo 3:
  - 10 vigas - espaçadas de 2,5 metros
  - 8 vigas - espaçadas de 3 metros
  - 6 vigas - espaçadas de 4 metros
  - 4 vigas – espaçadas de 6,5 metros

Resumindo, temos 30 secções possíveis, 3 larguras tipo com 4 disposições de vigas em possíveis em cada uma e ainda 3 vãos, que perfazem o total de 1080 ($30 * 3 * 4 * 3 = 1080$) combinações possíveis.

5.1.5.1. Quantificação de materiais

Para cada solução de tabuleiro podemos calcular, através da área da secção, as quantidades de betão.
Já no que diz respeito a quantidades de pré-esforço e armadura, estas necessitam de ser dimensionadas. Com esses dimensionamentos também poderá ser avaliada a capacidade resistente de cada solução.

5.1.5.2. Modelação

Para fazer dimensionar estes elementos necessitamos de fazer uma simulação do comportamento estrutural, tendo em conta as várias soluções. Este comportamento foi simulado através de fórmulas de cálculo estático simples (utilizando o excel), mas também através do software Autodesk Robot.

5.2. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes dividam-se em dois grupos: peso próprio estrutural e restantes cargas permanentes.
O peso próprio estrutural, como o nome indica, diz respeito ao peso próprio dos elementos estruturais sendo que todas as restantes ações de carater permanente aplicadas na estrutura se designam como restantes cargas permanentes.

5.2.1. PESO PRÓPRIO ESTRUTURAL

Os principais elementos estruturais presentes neste tipo de tabuleiros são as vigas e a laje.
Para o peso próprio da laje considera-se um o valor de peso por metro cubico de betão líquido de referência, ou seja, 25 KN/m^3.
Já para o peso próprio das vigas é utilizado a referência dada pelos catálogos:

Viga	Peso por metro linear (KN/m)
I Beam - I	4,188
I Beam - II	5,604
I Beam - III	8,508
I Beam - IV	11,996
I Beam - V	15,397
I Beam -VI	16,491
BT-54	10,011
BT-63	11,843
BT-72	11,661
BI-36	8,523
BI-48	10,522
BII-36	9,428
BII-48	11,442
BIII-36	10,347
BIII-48	12,346
BIV-36	10,799
BIV-48	12,813
Deck BT-35-48	10,945
Deck BT-35-72	13,280
Deck BT-35-96	15,615
Deck BT-53-48	12,697
Deck BT-53-72	15,032
Deck BT-53-96	17,367
Deck BT-65-48	13,864
Deck BT-65-72	16,199
Deck BT-65-96	18,534
Typical section U 40	14,900
Typical section U 54	17,031
Florida U72 Girder	23,233
Colorado U84 Girder	23,525

Tabela 7 - Peso próprio vigas AASHTO

5.2.2. RESTANTES CARGAS PERMANENTES

Elemento	Peso característico	Espessura	Ação aplicada nos modelos
Pavimento betuminoso	24 kN/m^3	8 cm	1,92 kN/m^2
Passeio em betão leve	20 kN/m^3	20 cm	4 kN/m^2
Viga de Bordadura + Guarda-corpos	4 kN/m	-	4 kN/m
Lancil + Barreira de segurança flexível	4 kN/m	-	4 kN/m
Barreira de segurança rígida	6 kN/m	-	6 kN/m

Tabela 8 - Restantes Cargas Permanentes

5.3. ESCOLHA DO TIPO DE MODELAÇÃO A USAR PARA A DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS

Como já foi referido anteriormente, neste estudo foram apenas considerados vãos simplesmente apoiados, sendo que recorrendo a formulas da estática podemos simular o comportamento longitudinal sem ter que recorrer a modelação mais complexa.

Dado que, as cargas do peso próprio das vigas e da laje são distribuídas apenas pelas vigas através de áreas de influência e considerações simples é possível determinar os esforços devido a estas ações.
Ora, para a simulação de distribuição transversal dos esforços devido às restantes cargas permanentes e sobrecargas, como são aplicadas já com a laje a funcionar em conjunto com as vigas, será mais adequado recorrer a modelos mais evoluídos.
Como já referido anteriormente, recorreu-se ao software Autodesk Robot, para calcular os esforços devido a estas ações, para as várias soluções de tabuleiros. Perante o desafio da modelação, e após consulta bibliográfica, optou-se por estudaram-se três potenciais tipos de modelos para a realização do estudo:

- Modelo de grelha
- Modelo de Casca Plano (MEF)
- Modelo de Casca com Offset

No modelo de grelha (Figura 52) todos os elementos são representados por barras tal como mostra a imagem da Figura 52 em que as barras longitudinais dizem respeito às vigas e as transversais à laje. A inercia a atribuir às barras longitudinais diz respeito à secção conjunta viga+laje sendo para tal necessário calcular o banzo efetivo da laje. As ações são aplicadas nas barras transversais.

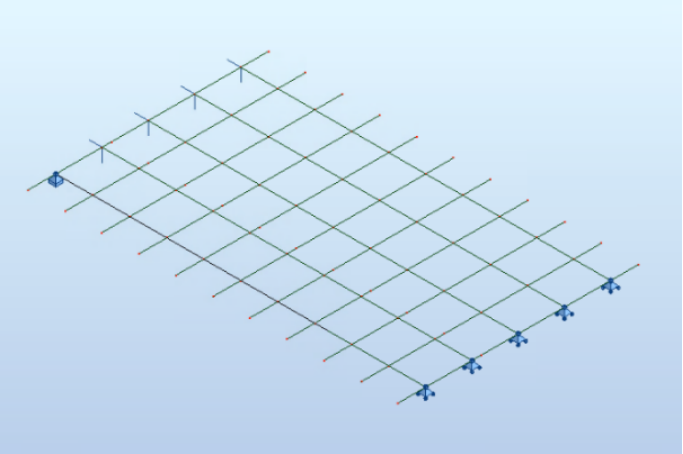


Figura 52 - Modelo de grelha

No modelo de casca plano (Figura 53), a laje não é modelada através de vigas transversais, como no tipo de modelo anterior, mas através de uma casca discriminada através de elementos finitos planos. Neste modelo as barras longitudinais são também modeladas com a secção da viga e o banzo efetivo da laje.

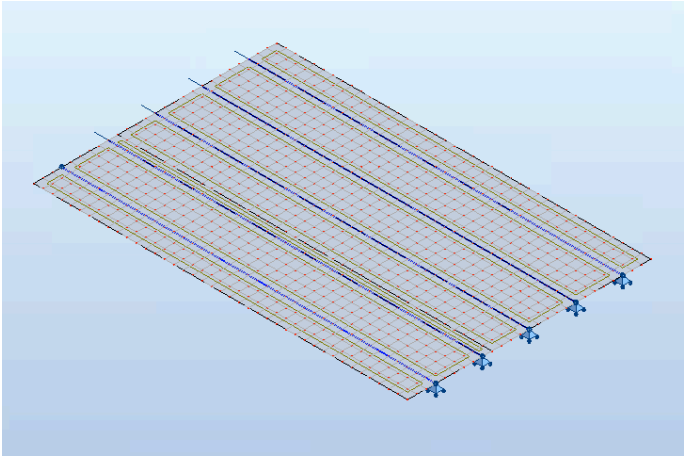


Figura 53 - Modelo de Casca Plano

No modelo de casca com offset (Figura 54) a laje é também modelada através de um elemento do tipo casca. Neste caso as barras longitudinais têm uma secção igual à da viga pré-fabricada já que se define uma devida excentricidade (offset) das vigas em relação ao centro geométrico da laje, de modo que a face superior da viga seja coincidente com a face inferior da laje.
É ainda importante salientar que, na avaliação de esforços através deste tipo de modelo, o valor do momento fletor na secção composta da viga resulta do momento fletor no elemento de barra que representa a viga pré-fabricada somado do esforço axial existente na mesma a multiplicar pela excentricidade ao centro geométrico da laje (M_{total} = M + N * excentricidade). Para este esforço axial existente na viga existe um esforço axial de reação na laje e que dá origem a um binário.

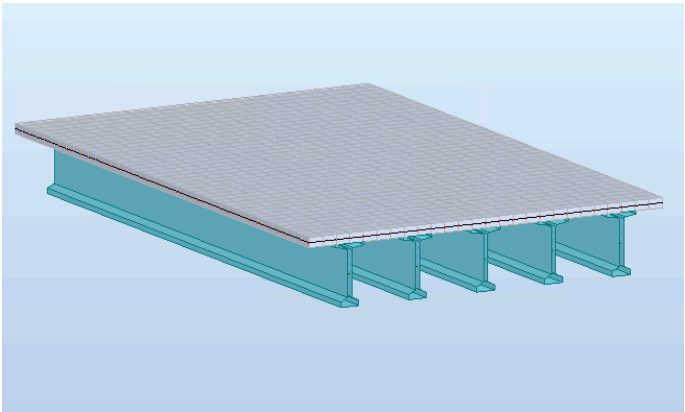


Figura 54 - Modelo de Casca com Offset

Em geral a redistribuição transversal de cargas obtida nos modelos de grelha é pior do que a obtida através do método de elementos finitos o que resultará em esforços mais desfavoráveis nas proximidades da zona carregada e mais favorável em zonas mais afastadas. Isto acontece, pois, nos modelos de grelha sobrevalorizamos a rigidez das vigas longitudinais já que eliminamos a influencia da deformação por esforço transverso na alma e na laje de compressão superior.
No entanto as grelhas acabam por representar bem, isto é, com boa aproximação, os esforços para cargas centradas sendo que para cargas descentradas estes modelos apresentam resultados mais desfavoráveis que os reais. (Manterola, Fernández e Ginés, 2004)

De modo a perceber melhor o impacto destas diferenças, desenvolveram-se os respetivos modelos atendendo ainda dois diferentes cenários de modo a melhorar a qualidade da amostra.
Para estes dois cenários, o caso 1 e o caso 2, foram tidos em conta diferentes carregamentos de modo a fazer a devida comparação de esforços, nomeadamente o momento fletor a meio vão, na viga de extremidade.

- Caso 1 – Laje com 13 metros de largura e 20 metros de vão com 5 vigas (tipo I)
- Caso 2 – Laje com 13 metros de largura e 40 metros de vão com 2 vigas (tipo I)

Numa primeira analise foram tidos em conta três carregamentos diferentes: ação distribuída do betuminoso de 1,92 kN/m^2, ação distribuída de 9 kN/m^2 (UDL9) e ainda as cargas pontuais correspondentes ao Tandem System (TS).

As ações consideradas, bem como os perfis transversais considerados estão apresentados na Figura 55 (caso 1) e Figura 56 (caso 2).

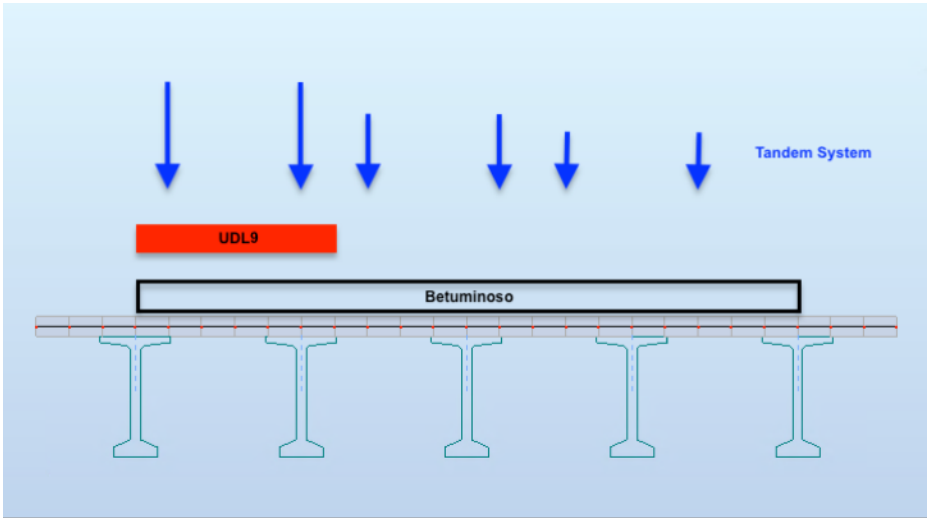


Figura 55 - Caso 1

Os resultados obtidos nesta análise encontram-se representados nas tabelas seguintes.

Vão de 20 metros 13 metros de largura 5 vigas		Momento a meio vão na viga de extremidade (kN/m)		
Ação	Espessura da laje (cm)	Grelha	Casca Plana	Casca com Offset
TS	20	1262,47	1251,13	1256,53
	30	1373,92	1363,88	1320,38
UDL 9	20	602,06	604,52	590,53
	30	623,97	617,95	593,4
Betuminoso	20	119,18	121,90	122,41
	30	137,25	140,36	135,80

Tabela 9 - Esforços obtidos pelos diferentes modelos para o Caso 1

Vão de 20 metros 13 metros de largura 5 vigas		Diferenças entre modelos	
Ação	Espessura da laje (cm)	Grelha vs Casca com Offset	Casca Plana vs Casca com Offset
TS	20	0,46 %	0,43 %
	30	4,05 %	3,29 %
UDL 9	20	1,95 %	2,37 %
	30	5,25 %	4,14 %
Betuminoso	20	2,64 %	0,42 %
	30	1,07 %	3,36 %

Tabela 10 - Diferenças entre os esforços obtidos pelos modelos para o Caso 1

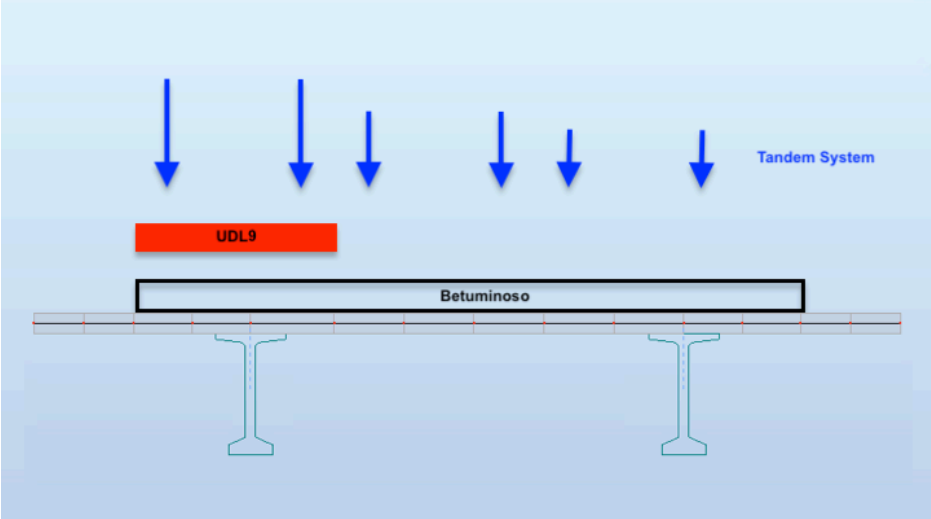


Figura 56 - Caso 2

Vão de 40 metros 13 metros de largura 2 vigas		Momento a meio vão na viga de extremidade (kN/m)		
Ação	Espessura da laje (cm)	Grelha	Casca Plana	Casca com Offset
TS	20	8303,07	7996,41	7932,08
	30	8012,63	7469,77	7431,41
UDL 9	20	5339,90	5142,73	5070,21
	30	4958,13	4531,21	4488,27
Betuminoso	20	1919,81	1904,06	1905,25
	30	1919,81	1877,13	1877,72

Tabela 11 - Esforços obtidos pelos diferentes modelos para o Caso 2

Vão de 40 metros 13 metros de largura 2 vigas		Diferenças entre modelos	
Ação	Espessura da laje (cm)	Grelha vs Casca com Offset	Casca Plana vs Casca com Offset
TS	20	4,68 %	0,81 %
	30	7,82 %	0,52 %
UDL 9	20	5,32 %	1,43 %
	30	10,47 %	0,96 %
Betuminoso	20	0,76 %	0,06 %
	30	2,24 %	0,03 %

Tabela 12 - Diferenças entre os esforços obtidos pelos modelos para o Caso 2

Numa primeira análise verifica-se que o modelo de grelha é aquele que tende a apresentar os maiores esforços e o modelo de casca com offset é o que tende a apresentar os menores. Verifica-se também que a diferença entre a grelha e a casca é relativamente menor para a ação do betuminoso já que esta se trata de uma carga centrada.
À medida que aumenta a espessura da laje a diferença entre o modelo de grelha e o modelo de casca também tende a aumentar isto porque o contributo da casca, na influência da deformação por esforço transverso, ganha significado quando aumentamos a sua espessura.
As diferenças entre a grelha e a casca no 1º caso são menores do que no 2º caso, isto porque no 1º caso a viga em analise (viga de extremidade) não é a que recebe mais carga para as ações em questão, e nesse sentido sabemos que nos modelos de grelha os resultados tendem a ser favoráveis, ou seja, menores, nas vigas mais afastadas e maiores nas vigas mais próximas do carregamento.
O facto de, no 1º caso, a viga em analise não ser a que recebe mais carga também explica que esta tenda a receber mais esforço à medida que aumenta a espessura da laje isto porque quando aumentamos a espessura da laje esta passa a ser mais rígida e consequentemente passa a ter uma maior capacidade de distribuir esforços no sentido de aliviar o carregamento da viga mais carregada para a menos carregada.

De seguida apresenta-se uma análise comparativa dos esforços resultantes nos vários modelos para todas as ações que irão ser calculadas neste tipo de modelo, nomeadamente:

1) Restantes Cargas Permanentes (RCP) – Peso das vigas de bordadura, das grades de segurança, dos passeios e do betuminoso
2) Sobrecargas – Ação Pedonal, ação de tráfego uniformemente distribuída (UDL) e carga móvel (TS)

Para o caso 1 as diferenças encontram-se resumidas nas tabelas seguintes:

Vão de 20 metros 13 metros de largura 5 vigas		Momento a meio vão na viga de extremidade (kN/m)		
Ação	Espessura da laje (cm)	Grelha	Casca Plana	Casca com Offset
RCP	20	725,52	716	724,51
	30	640,47	622,92	638,76
Sobrecargas	20	2271,85	2258,26	2251,42
	30	2369,36	2346,11	2332,88

Tabela 13 - Esforços obtidos pelos diferentes modelos para o Caso 1 sujeito a restantes cargas permanentes e sobrecargas

Vão de 20 metros 13 metros de largura 5 vigas		Diferenças entre modelos	
Ação	Espessura da laje (cm)	Grelha vs Casca com Offset	Casca Plana vs Casca com Offset
RCP	20	0,14 %	1,17 %
	30	0,27 %	2,48 %
Sobrecargas	20	0,91 %	0,30 %
	30	1,56 %	0,57 %

Tabela 14 - Diferenças entre os esforços obtidos pelos modelos para o Caso 1 sujeito a restantes cargas permanentes e sobrecargas

Para o caso 2 o resumo dos esforços pode consultar-se nas tabelas seguintes:

Vão de 40 metros 13 metros de largura 2 vigas		Momento a meio vão na viga de extremidade (kN/m)		
Ação	Espessura da laje (cm)	Grelha	Casca Plana	Casca com Offset
RCP	20	3919,61	3910,93	3913,40
	30	3919,61	3855,64	3856,82
Sobrecargas	20	16680,52	16101,19	15936,97
	30	25867,51	14721,26	14624,36

Tabela 15 - Esforços obtidos pelos diferentes modelos para o Caso 2 sujeito a restantes cargas permanentes e sobrecargas

Vão de 40 metros 13 metros de largura 2 vigas		Diferenças entre modelos	
Ação	Espessura da laje (cm)	Grelha vs Casca com Offset	Casca Plana vs Casca com Offset
RCP	20	0,16 %	0,06 %
	30	1,63 %	0,03 %
Sobrecargas	20	4,67 %	1,03 %
	30	8,50 %	0,66 %

Tabela 16 - Diferenças entre os esforços obtidos pelos modelos para o Caso 2 sujeito a restantes cargas permanentes e sobrecargas

Atendendo ao facto de que neste estudo se pretende modelar inúmeras soluções de tabuleiros será bastante útil optar por um tipo de modelação que não só represente os esforços o mais aproximadamente possíveis da realidade, mas que também seja relativamente simples de alterar consoante a variação da secção, de forma a fazer a respetiva avaliação de esforços.
O modelo de casca com offset é aquele que mais se aproxima da realidade, mas, no entanto, este modelo obriga não só a alterar a secção como a excentricidade em cada simulação. Este tipo de modelo também mais complexo na avaliação de esforços já que, e como referido anteriormente, para retirar o valor do momento numa dada secção da viga temos que somar, ao momento aplicado, o binário de esforço axial entre a laje e a viga (M_{total} = M + N * excentricidade). Caso se optasse pela utilização deste tipo de modelo, o processo de modelação seria assim mais moroso e, principalmente mais sujeito a erros do modelador.
O modelo de casca plano por um lado oferece maior facilidade em termos de construção e análise de esforços, do que o anterior, mas por outro tende a ser mais preciso do que o modelo de grelha e em termos de esforços tende a apresentar uma boa aproximação em relação ao modelo de casca com offset.
Desta forma optou-se pela utilização de modelos de casca plano para a realização deste estudo.

No Robot foram desenvolvidos modelos de casca planos para as diferentes larguras tipo, para os diferentes vãos e ainda para as diferentes disposições de vigas.
Para cada tipo de secção é feito um modelo de cálculo, onde se altera a inercia das barras que as representam para a obtenção dos respetivos esforços, considerando ainda a devida espessura da laje ao elemento de casca.

5.4. MODELAÇÃO EM ROBOT

Para obtenção dos esforços nas vigas na fase em que o tabuleiro já possui um funcionamento conjunto das vigas com a laje sujeito às restantes cargas permanentes e às sobrecargas construíram-se da seguinte forma, no Software Autodesk Robot Structural Analysis, os modelos de casca planos.

A modelação das vigas é feita através de elementos de barra com apoios nas extremidades (Figura 57).

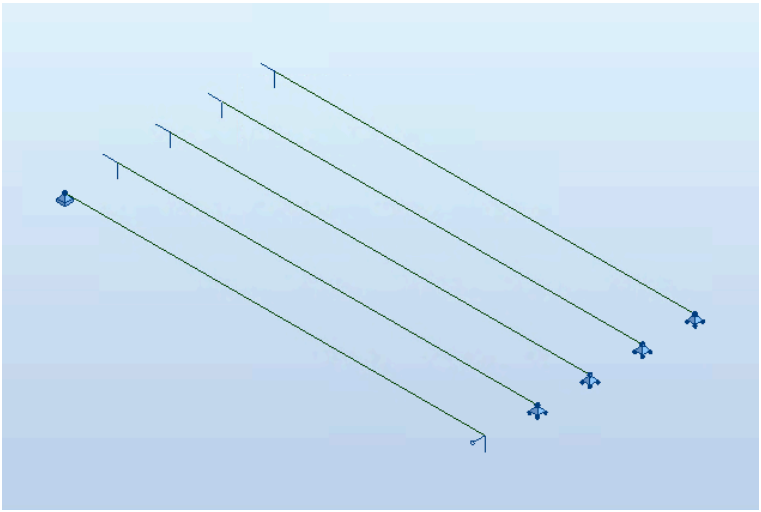


Figura 57 - Vigas representadas por elementos de barras

Ao nível dos apoios, e de modo a evitar comportamentos hiperestáticos que pudessem gerar esforços indesejáveis, procurou-se libertar a estrutura no plano horizontal e, portanto, numa extremidade do tabuleiro colocou-se um apoio duplo que bloqueia os deslocamentos nas direções vertical, longitudinal e transversal e os restantes apoios libertam deslocamentos na direção transversal. Na extremidade oposta do tabuleiro são colocados apoios simples que permitem a estrutura ter deslocamentos na direção transversal e longitudinal (impedindo deslocamentos na vertical) existindo apenas um apoio que impede deslocamentos na direção transversal. Todos os apoios permitem rotações em todas as direções. No caso dos modelos para tabuleiros com apenas uma viga (vigas U) foram colocados apoios que impedem a rotação da viga em torno do seu próprio eixo. Numa extremidade o apoio é duplo e na outra é simples impedindo ambos deslocamentos na direção transversal.

Nestes elementos de barra é feita a caracterização das vigas nomeadamente em termos de material (betão C45/55) e propriedades geométricas. Para os elementos de tipo viga consideram-se as propriedades geométricas de uma secção equivalente que corresponde à secção da viga pré-fabricada mais a secção da laje numa largura definida pelo banzo efetivo calculado através do Eurocódigo.

A modelação da laje é feita através de elementos do tipo casca ligados de forma rígida aos elementos do tipo viga. O conjunto destes elementos têm a largura total do tabuleiro (Figura 58).

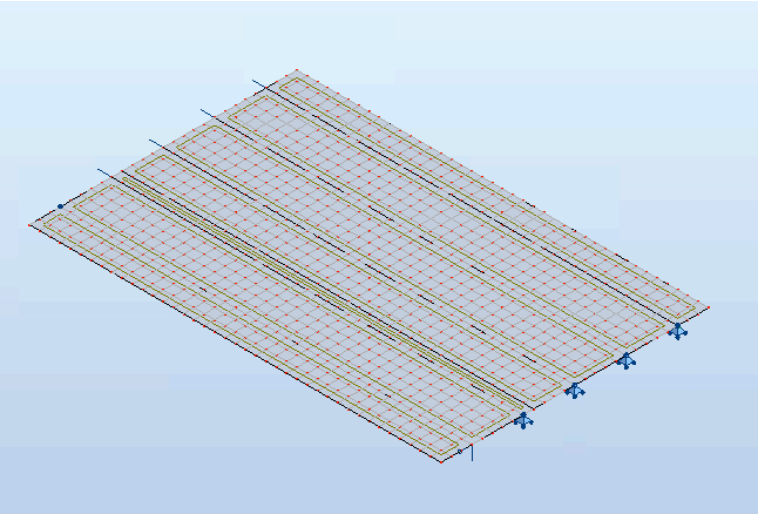


Figura 58 - Laje do tabuleiro representada por elementos de casca

A malha gerada é do tipo Delaunay sendo que os elementos possuem uma dimensão de 0,50m. O funcionamento da laje é bidirecional e não se contabilizam armaduras nas propriedades geométricas ou do material. Nestes elementos a espessura adotada é a espessura de cada um dos tipos de laje consideradas e o material considerado é betão C35/45.

De seguida são aplicadas nos elementos do tipo casca, e nas devidas posições, as seguintes ações distribuídas:

1. Restantes cargas permanentes: grades, vigas de bordadura, passeios, betuminoso
2. Ação Pedonal
3. Ação de tráfego: UDL (9 kN/m^2 e 2,5 kN/m^2)

As restantes cargas permanentes são aplicadas em toda a largura transversal do tabuleiro enquanto que as sobrecargas (ação pedonal e ação de tráfego) são aplicadas transversalmente numa posição e largura definidas pelo Método de Courbon (5.2.3)

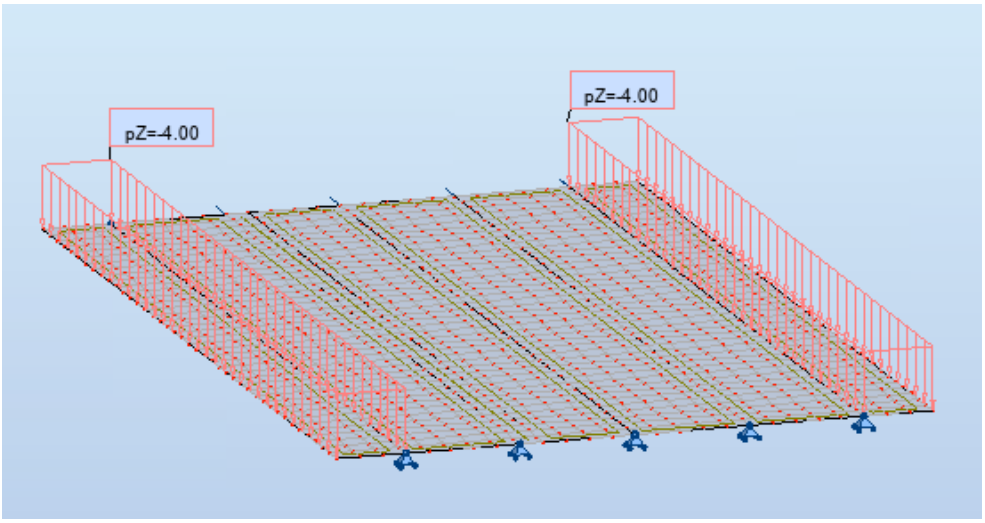


Figura 59 - Exemplo de aplicação da ação dos passeios

O Tandem System é definido como uma Carga Especial em Movimento. Após caracterizada define-se no tabuleiro a posição e linha de ação da carga, que corresponde à rota da carga móvel (linha a verde na Figura 60). Também esta carga é aplicada transversalmente tendo em conta os critérios definidos através da aplicação do Método de *Courbon* (5.2.3). Na definição da rota é ainda necessário definir o passo desta ação, isto é, a distância entre as várias posições que a carga móvel poderá ocupar. Quanto menor o passo maior precisão terá o programa para determinar a posição e o respetivo esforço máximo que esta carga poderá aplicar na estrutura. Porém o esforço de cálculo computacional associado a passos mais pequenos poderá ser bastante superior, tendo como consequência um aumento do tempo de processamento, que poderá não se justificar para o nível de precisão necessário. Uma vez que no mesmo ficheiro foram construídos vários modelos, e tendo em conta este balanço, optou-se por um passo de 5 metros. É importante a consideração de diferentes posições de carga já que, dependendo do tipo de esforço, os valores de esforços máximos podem ser obtidos para diferentes posições. Por exemplo, no caso do momento fletor o valor máximo deverá ser obtido quando a carga estiver posicionada a meio vão do tabuleiro, já no caso do esforço transverso o valor máximo na viga deverá obter-se quando esta estiver posicionada mais junto aos apoios.

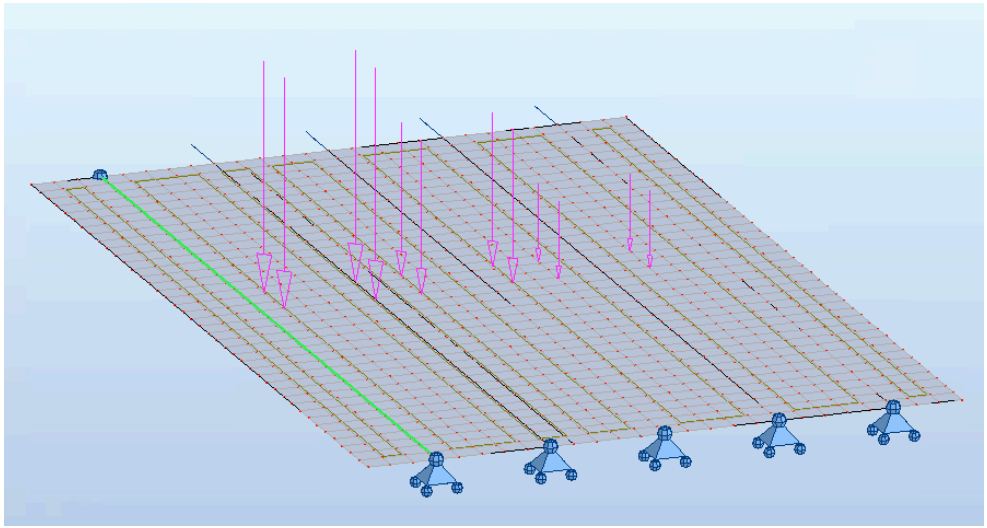


Figura 60 - Tandem System aplicado no tabuleiro

Aplicadas as cargas o próximo passo consiste em definir manualmente as seguintes combinações:

1. **Restantes cargas permanentes**: resultante da combinação da ação do peso próprio das grades, das vigas de bordadura, dos passeios e do betuminoso;
2. **UDL + Pedonal**: resultante combinação da ação de tráfego uniformemente distribuída (UDL) e a ação pedonal no(s) passeio(s);
3. **Tandem System**: ação móvel aplicada de forma isolada;

Ao definir estas combinações de ações os respetivos fatores aplicados são iguais a 1,0. Os devidos valores dos fatores serão aplicados posteriormente no Excel em função dos cálculos que se pretender realizar.



Figura 61 - Esquema transversal da combinação das restantes cargas permanentes

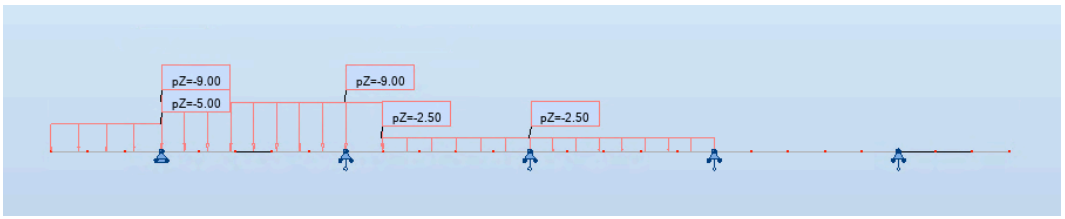


Figura 62 - Esquema transversal da combinação das ações UDL e Pedonal

Concluída assim a construção dos modelos é então possível calcular, para cada uma das combinações definidas, os esforços pretendidos nomeadamente o momento fletor e o esforço transverso máximos, na respetiva viga sujeita aos maiores esforços.

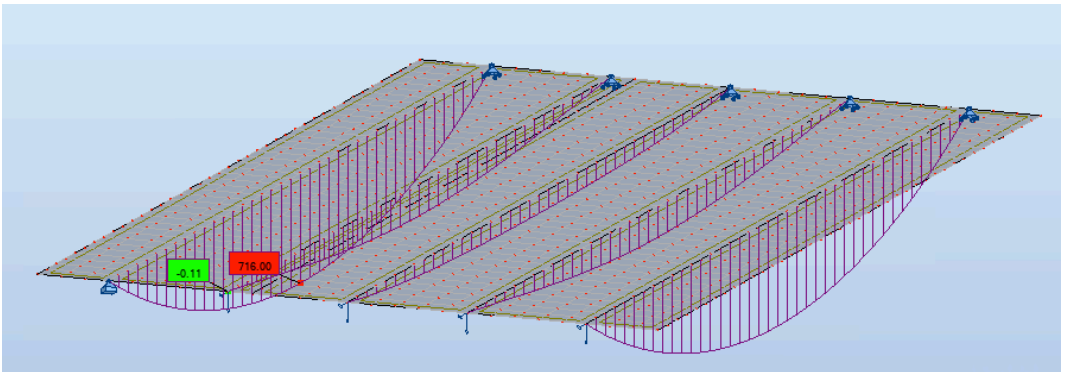


Figura 63 - Diagramas de momentos fletores nas vigas para as restantes cargas permanentes

Para obter, para as diferentes combinações, o momento fletor e o esforço transverso máximos recorreu-se às tabelas resumo de forças para a respetiva viga. Com isto já se tem em conta o esforço transverso máximo devido à carga móvel e pode identificar-se a posição da carga que corresponde a este.
Estes esforços são então retirados para posterior tratamento na folha de cálculo (em Excel) e assim proceder aos dimensionamentos do pré-esforço e da armadura.

5.5. Distribuição De Esforços Pelas Vigas

Antes de partir para estudos mais detalhados é muitas vezes importante perceber ter forma de avaliar de forma crítica os resultados futuros. Tendo isso em conta fez-se uma análise para de avaliar a forma como os esforços se distribuem pelas vigas, para as diferentes disposições que foram previamente apresentadas.

Considerando os modelos sujeitos ao peso próprio, restantes cargas permanentes e ainda às sobrecargas, aplicadas numa posição mais desfavorável para a viga de extremidade, são retirados os esforços em cada uma das vigas e desta forma são calculadas as percentagens do momento fletor a meio vão de cada viga, relativamente ao momento fletor a meio vão global da secção.
As seguintes tabelas apresentam a distribuição percentual do carregamento pelas vigas a partir da viga de extremidade mais à esquerda (1ª) para a viga mais à direita da secção transversal.

Largura tipo 1				
4 vigas	1ª 38 %	2ª 30 %	3ª 21 %	4ª 11 %
3 vigas	1ª 53 %	2ª 32 %	3ª 15 %	-
2 vigas	1ª 73 %	2ª 27 %	-	-
1 viga	100 %	-	-	-

Tabela 17 - Distribuição dos esforços pelas vigas para a Largura Tipo 1

Largura tipo 2					
5 vigas	1ª 32 %	2ª 27 %	3ª 19 %	4ª 13 %	5ª 9 %
4 vigas	1ª 41 %	2ª 29 %	3ª 18 %	4ª 12 %	-
3 vigas	1ª 53 %	2ª 30 %	3ª 17 %	-	-
2 vigas	1ª 72 %	2ª 28 %	-	-	-

Tabela 18 - Distribuição dos esforços pelas vigas para a Largura Tipo 2

Para a largura tipo 3, devido à existência de uma barreira fixa (New Jersey) no centro do tabuleiro o mesmo é dividido em duas partes iguais aplicando o UDL, o Tandem System (TS) e ainda ação pedonal no passeio em ambos os lados de modo a aplicar o maior esforço nas vigas centrais.

Largura tipo 3										
10 vigas	1ª 6 %	2ª 7%	3ª 9 %	4ª 13 %	5ª 15 %	6ª 15 %	7ª 13 %	8ª 9 %	9ª 7 %	10ª 6%
8 vigas	1ª 9 %	2ª 10%	3ª 14 %	4ª 18 %	5ª 18 %	6ª 14 %	7ª 10 %	8ª 9 %	-	-
6 vigas	1ª 12 %	2ª 15 %	3ª 23 %	4ª 23 %	5ª 15 %	6ª 12 %	-	-	-	-
4 vigas	1ª 16 %	2ª 34 %	3ª 34 %	4ª 16 %	-	-	-	-	-	-

Tabela 19 - Distribuição dos esforços pelas vigas para a Largura Tipo 3

Como referido estas percentagens são apenas valores de referência, já que estas percentagens poderão mudar em função do tipo de viga e também em função da espessura da laje uma vez que alterando as características destes elementos estamos automaticamente a alterar a rigidez dos mesmos e por conseguinte a distribuição das cargas.

5.6. DIMENSIONAMENTOS E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DAS SOLUÇÕES

5.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para cada solução de tabuleiro o dimensionamento das vigas será feito apenas para a viga mais carregada sendo que depois as restantes vigas serão iguais. Naturalmente que um dimensionamento mais económico e otimizado passaria por dimensionar cada uma das vigas individualmente, mas na realidade tal não acontece para simplificar os processos na pré-fabricação e para evitar o risco de trocas de vigas durante o processo de montagem em obra.

5.6.2. LAJE

O dimensionamento da laje deve ser feito tendo em conta o funcionamento do tabuleiro quer no sentido longitudinal quer transversal. Uma vez que neste trabalho apenas se consideram vãos simplesmente apoiado, a laje está sujeita sobretudo a esforços de compressão na direcção longitudinal. Já no sentido transversal a laje terá um comportamento à flexão entre vigas, que será o esforço preponderante para o dimensionamento. Será ainda respeitada uma espessura mínima de 20cm.

Na definição da espessura da laje, procurou garantir-se que esta resiste ao corte sem a necessidade de armadura. Teve-se ainda em conta a capacidade da laje de acomodar a armadura necessária (armadura de flexão).
Para estudar a gama de espessuras da laje dos modelos a considerar neste trabalho foram feitos verificações em estado limite último considerando as seguintes ações:

- Peso Próprio
- Restantes Cargas Permanentes
- Ação de tráfego: LM1 ou LM2. Podendo as rodas, e de modo a causar maiores esforços na laje, estarem colocadas nos passeios e eventualmente até colocadas junto à extremidade do tabuleiro em função da existência, e respetivo posicionamento, de barreiras de segurança [EC-1-2, 4.7.3.1].

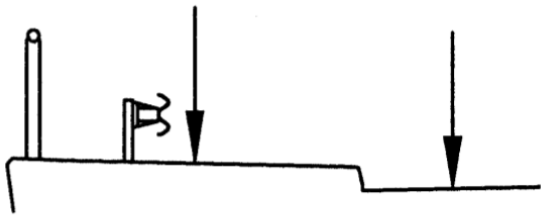


Figura 64 - Esquema de cargas de veículos em passeios e ciclovias de pontes rodoviárias (NP EN 1991-2, 2017)

Os dimensionamentos foram feitos para cada uma das 3 larguras tipo atendendo às diferentes disposições das vigas, isto é, os diferentes números de vigas.
No caso das vigas U o dimensionamento da laje foi feito à parte devido ao facto de uma viga U apresentar transversalmente dois pontos de apoio relativamente afastados, quando comparada com outros tipos de vigas.
Através dos modelos de casca desenvolvidos no Robot é possível avaliar transversalmente os esforços máximos (esforço transverso e momentos fletores) instalados na laje em estado limite último.
Um primeiro dimensionamento é então realizado no sentido de garantir que a laje resiste ao corte sem a necessidade de armadura:

$$Vrd,c \geq Ved$$

$$V_{Rd,c} = b_w d\left\{k_1\sigma_{cp} + \max\left[C_{Rd,c}k\left(100\rho_l f_{ck}\right)^{1/3}; v_{min}\right]\right\}$$

$$Vrd,c = \mathrm{b}_w * d * v_{min}$$

(NP EN 1992-1-1, 2010)

No entanto, pelo regulamento português, o cálculo de ν_{min} apresenta valores relativamente baixos o que resultará em espessuras de laje elevadas. Diversos estudos comprovaram que este valor para lajes é muito conservativo, o que é comprovado pelo anexo nacional francês do Eurocódigo. Neste estudo recorreu-se então a este anexo que apresenta as seguintes formulas para o cálculo de ν_{min}:

$$v_{min} = 0.035.k^{3/2}.\sqrt{f_{ck}} \quad \text{for beam elements}$$
$$v_{min} = \left(0.34/\gamma_C\right).\sqrt{f_{ck}} \quad \text{for slab elements}$$

(Davaine, Imberty e Raoul, 2007)

Pelas fórmulas do regulamento francês as espessuras resultantes são assim mais enquadráveis com a bibliografia (entre 20 e 25 cm).
O passo seguinte consiste então em dimensionar transversalmente a quantidade de armadura de flexão necessária e avaliar a viabilidade da mesma sabendo que em lajes a armadura é normalmente materializada com varões de diâmetros que podem ir até 12mm ou 16mm e com espaçamentos na ordem dos 12,5 cm.
Estas disposições conduzem-nos a áreas de armadura de cerca de 16,08 cm^2 (para ϕ16//0,125) e taxas de armadura na ordem dos 0,5% respeitando ainda a área de armadura mínima definida pelo Eurocódigo (NP EN 1992-1-1, 2010):

$$As, \min = 0{,}26 * \frac{fctm}{f_{yk}} * \ b_t * d \quad \text{mas não inferior a } 0{,}0013 * bt * d$$

Verifica-se, geralmente, que é o dimensionamento da armadura de flexão que exige maiores espessuras para a laje
Calculados no robot os valores do momento fletor e do esforço transverso na laje para as diferentes situações representadas procede-se da seguinte forma ao cálculo da espessura da laje por tentativa erro:

1) Na primeira coluna referente à espessura da laje atribui-se um primeiro valor começando por 20 centímetros já que é a espessura mínima recomendada até verificar que o Vrd,c é maior que o Ved, ou seja, que a laje resiste ao corte sem a necessidade de armadura. (*)
2) Para a espessura atribuída verificamos a solução de armadura sendo que se esta for menor que os 16,08 cm^2/m a espessura é aceite caso contrário entramos num segundo processo de dimensionamento da espessura da laje por tentativa erro até verificar uma área de armadura inferior ao valor pretendido. (**)

As seguintes tabelas realizadas no Excel mostram os respetivos cálculos realizados.

Largura Tipo 1 Largura 7,6 metros	Largura do topo da viga (m)	Vão da laje entre vigas (m)	Consola lateral da laje (m)	***Espessura da laje (m)**	vmin (Mpa)	Vrd,c (KN/m)	Ved (KN/m)	Med (KN/m)	As (cm2)	****Atribuir espessura (m)**	As (cm2)	Taxa de Armadura	**Espessura final (m)**	As,min (cm2)
4 vigas (espaçadas 2 m)	-	2	0,8	0,20		214,56	121,49	68,84	10,56	-	-	0,53%	**0,20**	2,6624
3 vigas (espaçadas 2,5 m)	-	2,5	1,3	0,20		214,56	145,88	131,6	21,72	0,25	15,55	0,62%	**0,25**	3,4944
2 vigas (espaçadas 4m)	-	4	1,8	0,20	1,34	214,56	158,9	165,12	28,59	0,3	15,49	0,52%	**0,30**	4,3264
3 vigas U	2,2606	0,2394	0,1697	0,20		214,56	<189,06	<46,61	<7,04	-	-	<0,35%	**0,20**	2,6624
2 vigas U	2,2606	1,7394	0,6697	0,20		214,56	<189,06	46,61	7,04	-	-	0,35%	**0,20**	2,6624
1 viga U	2,2606	2,25	2,675	0,20		214,56	189,06	220,03	42,33	0,38	15,69	0,41%	**0,38**	5,6576

Tabela 20 - Dimensionamento das espessuras da laje para a Largura Tipo 1

Largura Tipo 2 Largura 13 metros	Largura do topo da viga (m)	Vão da laje entre vigas (m)	Consola lateral da laje (m)	***Espessura da laje (m)**	vmin (Mpa)	Vrd,c (KN/m)	Ved (KN/m)	Med (KN/m)	As (cm2)	****Atribuir espessura (m)**	As (cm2)	Taxa de Armadura	**Espessura final (m)**	As,min (cm2)
5 vigas (espaçadas 2,5m)	-	2,5	1,5	0,21		227,97	220,01	119,1	17,88	0,23	15,60	0,68%	**0,23**	3,1616
4 vigas (espaçadas 3m)	-	3	2	0,22		241,38	235,80	171,04	>17,88	0,3	16,05	0,53%	**0,30**	4,3264
3 vigas (espaçadas 4 m)	-	4	2,5	0,24		268,20	263,29	209,56	>17,88	0,36	15,97	0,44%	**0,36**	5,3248
2 vigas (espaçadas 6,5 m)	-	6,5	3,25	0,25	1,34	281,61	278,31	310,91	42,15	0,5	16,05	0,32%	**0,5**	7,6544
5 vigas U	2,2606	0,2394	0,3697	0,20		214,56	<159,14	<53,37	<8,11	-	-	<0,41%	**0,2**	2,6624
4 vigas U	2,2606	0,7394	0,8697	0,20		214,56	<159,14	53,37	8,11	-	-	0,41%	**0,20**	2,6624
3 vigas U	2,2606	1,7394	1,3697	0,20		214,56	<159,14	132,4	21,98	0,25	15,78	0,63%	**0,25**	3,4944
2 vigas U	2,2606	4,2394	2,1197	0,20		214,56	159,14	175,56	31,08	0,31	15,79	0,51%	**0,31**	4,4928

Tabela 21 - Dimensionamento das espessuras da laje para a Largura Tipo 2

Largura Tipo 3 Largura 25,2 metros	Largura do topo da viga (m)	Vão da laje entre vigas (m)	Consola lateral da laje (m)	***Espessura da laje (m)**	vmin (Mpa)	Vrd,c (KN/m)	Ved (KN/m)	Med (KN/m)	As (cm2)	****Atribuir espessura (m)**	As (cm2)	Taxa de Armadura	**Espessura final (m)**	As,min (cm2)
10 vigas (espaçadas 2,5m)	-	2,5	1,35	0,2		214,56	150,09	72,99	11,16	-	0,00	0,56%	**0,20**	2,6624
8 vigas (espaçadas 3 m)	-	3	2,1	0,2		214,56	189,40	157,26	26,88	0,29	15,43	0,53%	**0,29**	4,16
6 vigas (espaçadas 4m)	-	4	2,6	0,2		214,56	248,09	198,79	36,58	0,35	15,80	0,45%	**0,35**	5,1584
4 vigas (espaçadas 6,5 m)	-	6,5	2,85	0,23	1,34	254,79	250,40	288,02	45,17	0,47	15,92	0,34%	**0,47**	7,1552
10 vigas U	2,2606	0,2394	0,2197	0,20		214,56	<192,94	<52,33	<7,99	-	-	<0,40%	**0,2**	2,6624
8 vigas U	2,2606	0,7394	0,9697	0,20		214,56	<192,94	52,33	7,99	-	-	0,40%	**0,20**	2,6624
6 vigas U	2,2606	1,7394	1,4697	0,20		214,56	<192,94	91,06	14,25	-	-	0,71%	**0,20**	2,6624
4 vigas U	2,2606	4,2394	1,7197	0,20		214,56	192,94	120,44	51,29	0,23	15,91	0,69%	**0,23**	3,1616

Tabela 22 - Dimensionamento das espessuras da laje para a Largura Tipo 3

Na tabela seguinte (Tabela 23) encontram-se resumidas as espessuras adotadas para cada tipo de configuração considerada.

	Disposição de vigas	Tipo I, T, Box Shape	Tipo U
Largura Tipo 1	4 unidades (esp. 2 m)	0,20	Soluções impossíveis (1)
	3 unidades (esp. 2,5 m)	0,25	0,20
	2 unidades (esp. 4 m)	0,30	0,20
	1 unidade	Soluções impossíveis (2)	0,38
Largura Tipo 2	5 unidades (esp. 2,5 m)	0,23	0,20
	4 unidades (esp. 3 m)	0,30	0,20
	3 unidades (esp. 4 m)	0,36	0,25
	2 unidades (esp. 6,5 m)	0,50	0,31
Largura Tipo 3	10 unidades (esp. 2,5 m)	0,20	0,20
	8 unidades (esp. 3 m)	0,29	0,20
	6 unidades (esp. 4 m)	0,35	0,20
	4 unidades (esp. 6,5 m)	0,47	0,23

Tabela 23 - Espessuras de laje atribuídas aos modelos

Algumas soluções são logo à partida dadas como impossíveis isto porque perante as dimensões das vigas a partir de um certo número começa a não ser possível acomodar as mesmas na largura do tabuleiro pretendida (1). Nos casos em que apenas será usada uma viga tal só é valido para vigas do tipo U já que apenas estas oferecem largura e inercia à torção suficientes (2).

5.6.3. CÁLCULO DE ESFORÇOS

Estando definidas as gamas de espessuras para a laje do tabuleiro e construídos os modelos no Robot estão reunidas todas as condições para avançar com o estudo pretendido. Perante o desafio de analisar os 1080 modelos recorreu-se então ao Excel de modo a automatizar os vários cálculos de verificação e dimensionamento que se pretendem realizar.

5.6.3.1. Peso Próprio

O peso próprio da laje é calculado dividindo transversalmente o tabuleiro em larguras de influência. O Momento a meio vão e o esforço transverso devido ao peso próprio, quer da viga quer da laje, são calculados com base nas fórmulas seguintes:

Momento a meio vão devido ao peso próprio: $Mpp = \frac{p.l^2}{8}$

Esforço Transverso em viga simplesmente apoiada: $Vpp = \frac{p.l}{2}$

Sendo:
$p - peso\ em\ KN\ por\ metro\ linear$
$l - comprimento\ do\ vão\ (m)$

5.6.3.2. Inércias no modelo de cálculo

A inercias das vigas a introduzir no robot dizem respeito à secção conjunta viga+laje. Uma vez que apenas temos disponíveis, através dos catálogos, a inércia das vigas será então necessário calcular a inércia da secção conjunta através dos seguintes cálculos:

1) Cálculo do banzo efetivo da laje através do Eurocódigo (NP EN 1992-1-1, 2010)
2) Cálculo do centro de gravidade da secção conjunta
3) Cálculo da inércia da secção conjunta através do Teorema de *Steiner*

Uma vez realizados estes cálculos de forma automatizada para os vários modelos, serão estas as inercias a introduzir, nas barras que representam as vigas, no modelo de cálculo.

5.6.3.3. Obtenção de esforços

A tarefa seguinte consiste então em correr de forma sistemática os vários tipos de vigas pelos vários modelos construídos de modo a obter os seguintes esforços:

1) Momento máximo devido às restantes cargas permanentes (Mrcp)
2) Momento máximo devido ao UDL e Ação Pedonal (Mudl.pedonal)
3) Momento máximo devido ao Tandem System (Mts)
4) Esforço Transverso Máximo em Estado Limite Último (Ved)

Obtidos todos os esforços é com base nestes que serão feitos os devidos dimensionamentos abordados nos tópicos que seguem (5.6.5 e 5.6.6).

5.6.4. MATERIAIS UTILIZADOS

Nesta análise considerou-se um betão de classe C45/55.
Sabendo que, geralmente, são os mais utilizados considerou-se neste estudo que os cordões eram A1860/1670 de 0,6'' (A,cordão = 1,4 cm^2).
Quanto à armadura ordinária considera-se uma resistência de 500MPa (A500NR).

5.6.5. PRÉ-ESFORÇO E CALCULO DE TENSÕES

O primeiro dimensionamento a ser feito é o dimensionamento do pré-esforço.
As armaduras de pré-esforço são pré-tensionadas em fábrica assumindo um traçado reto ao longo de todo o comprimento da viga.
O EC2 define que elementos de betão pré-esforçado com armadura aderentes devem garantir, para a combinação frequente de ações, uma largura de fendas igual a 0,2 mm e ainda o estado de descompressão para a combinação quase-permanente de ações.
Garantindo que, para a combinação frequente de ações, a tensão no betão quer na fibra inferior quer na superior não ultrapassa o valor médio da tensão de rotura do betão à tração (fctm) impedimos a fendilhação do betão, respeitando a limitação de abertura de fendas imposta. (Cunha, 2010)

Combinação Frequente de Ações:

$$= 1 * G + 0{,}4 * UDL + 0{,}4 * q_k + 0{,}75 * TS$$

Combinação Quase-Permanente de Ações:

$$= 1 * G$$

Sendo:
G – Ações permanentes
UDL – 9 KN/m^2 + 2,5 KN/m^2

q_k – Ação Pedonal
TS – Tandem System

Tendo em conta estes pressupostos, o valor do Pré-esforço (P) é determinado através do cálculo de tensões, tendo em conta a correta consideração do processo construtivo. O pré-esforço é aplicado na fábrica e numa secção composta apenas pela viga. Assim, depois de colocada na posição final, cada viga encontra-se sujeita ao seu peso próprio e à ação do pré-esforço, tendo mais tarde que suportar o peso da laje betonada "in-situ". Assim estas três ações (peso da viga, pré-esforço e peso da laje) são suportadas apenas pela secção da viga.
Assim que a laje ganhar resistência passamos a ter o funcionamento conjunto viga+laje e desta forma as restantes cargas permanentes (RCP) e as sobrecargas já serão suportadas pela secção conjunta.

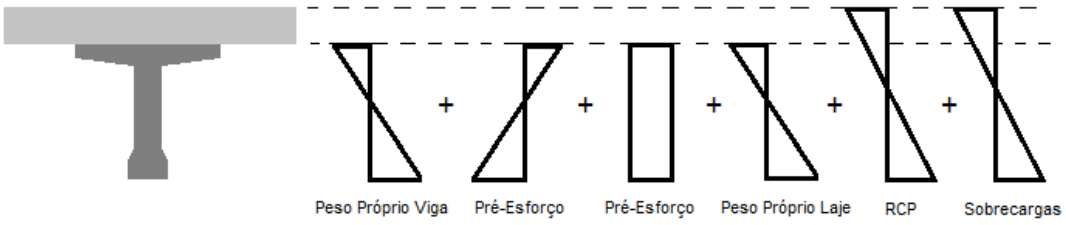


Figura 65 - Diagrama de tensões na secção da viga devido ao faseamento construtivo

O valor do pré-esforço (P) é então determinado através das seguintes formulas:

(critério da fendilhação)

$$-\frac{P}{A_v} \pm \frac{P*e}{I_v} * y_v \pm \frac{Mpp,v}{I_v} * y_v \pm \frac{Mpp,l}{I_v} * y_v \pm \frac{Mrcp}{I_t} * y_t \pm \frac{0{,}4 * Mudl.pedonal}{I_t} * y_t + \frac{0{,}75Mts}{I_t} * y_t \leq fctm$$

(critério da descompressão)

$$-\frac{P}{A_v} \pm \frac{P*e}{I_v} * y_v \pm \frac{Mpp,v}{I_v} * y_v \pm \frac{Mpp,l}{I_v} * y_v \pm \frac{Mrcp}{I_t} * y_t \leq 0$$

Sendo:
$M_{pp,v}$ – Momento a meio vão devido ao peso próprio da viga
$M_{pp,l}$ – Momento a meio vão de vido ao peso próprio da laje
A_v – Área da secção da viga
e – Excentricidade do pré-esforço em relação ao centro de gravidade da viga
I_v – Inércia da secção da viga
y_v – Distancia da fibra em relação ao centro de gravidade para a secção da viga
I_t – Inércia da secção total (viga + laje)
y_t – Distancia da fibra em relação ao centro de gravidade para a secção total (viga+laje)

O critério da fendilhação revelou ser o mais crítico, ou seja, é o que apresenta uma maior quantidade de pré-esforço. (NP EN 1992-1-1, 2010)
Uma vez calculado o valor do pré-esforço (P) procede-se à respetiva materialização do mesmo, ou seja, ao cálculo do número de cordões a colocar nas vigas.
Uma vez que o traçado dos cordões pré-tensionados é reto, estimando assim perdas de pré-esforço na ordem dos 15%, de acordo com referências da bibliografia (Cunha, 2010), e utilizando o tipo de cordões referido anteriormente (5.6.4) procede-se da seguinte forma ao cálculo do número de cordões:

$$Pmax = \frac{P}{1 - 0{,}15}$$

$$Pmax = \sigma max * Ap$$

$$\sigma max = mi\,n(0{,}8.\ \text{fpk};\ 0{,}9.\ \text{fp0,1k}) = 1488\ MPa$$

$$N\acute{u}mero\ de\ cord\tilde{o}es\ por\ viga = \frac{Ap}{A, cord\tilde{a}o}$$

Tendo em conta que a excentricidade de pré-esforço considerada depende do número de cordões utilizados e que o cálculo de pré-esforço é feito com base numa excentricidade, foi necessário recorrer a um processo iterativo para resolução destas equações. Para o efeito recorreu-se ao *solver* do Excel, replicado para todas as linhas através de uma macro. Para calcular a excentricidade com base no número de cordões, foi necessário guardar a informação do número de cordões por fiada de cada tipo de viga considerada e teve-se como pressuposto que os cordões seriam colocados o mais perto da fibra inferior da secção possível.

Encontradas as soluções será ainda necessário validar as mesmas entendendo ao processo construtivo deste tipo de pontes através da seguinte verificação:

- Verificar se numa fase inicial, em que a viga se encontra sujeita apenas ao seu peso próprio e pré-esforço (valor do pré-esforço após perdas instantâneas, P_0) esta cumpre o critério da fendilhação estimando que as perdas instantâneas deverão representar cerca de 50% das perdas totais, de acordo com a bibliografia (Cunha, 2010).

$$P_0 = \frac{P}{1 - (0{,}15 * 0{,}5)}$$

$$-\frac{P_0}{A_v} \pm \frac{P_0 * e}{I_v} * y_v \pm \frac{Mpp, v}{I_v} * y_v \leq fctm$$

Sendo:
$M_{pp,v}$ – Momento a meio vão devido ao peso próprio da viga
A_v – Área da secção da viga
e – Excentricidade do pré-esforço em relação ao centro de gravidade da viga
I_v – Inércia da secção da viga
y_v – Distancia da fibra em relação ao centro de gravidade para a secção da viga

5.6.6. ARMADURAS PASSIVAS

Neste tipo de tabuleiros, para além das armaduras da laje, já referidas deverão ser dimensionadas as seguintes armaduras passivas:

- Armadura Longitudinal das vigas
- Armadura de Esforço transverso das vigas (estribos)
- Armadura de ligação alma banzo
- Armadura de corte entre betões de idades diferentes, nomeadamente, na superfície de contacto entre as vigas pré-fabricadas e a laje betonada "in-situ"

O presente estudo focou-se apenas nas armaduras longitudinais e de esforço transverso das vigas, não tendo sido realizadas verificações ou dimensionamentos relativamente aos últimos pontos
Fica, no entanto, a nota que, por vezes, a armadura para a ligação de corte entre betões de idade diferente é materializada através do prolongamento da armadura de corte da alma das vigas, como se pode observar na Figura 66.
Por outro lado, a armadura da laje é por vezes suficiente para garantir a ligação entre a alma e o banzo.

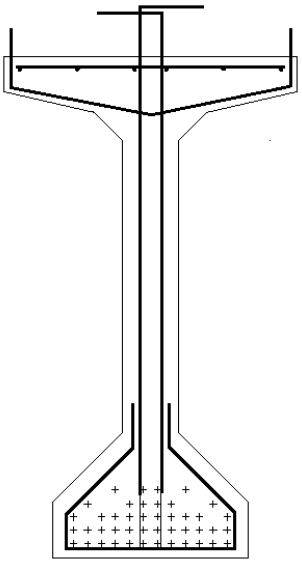


Figura 66 - Solução de armadura de corte para uma viga do tipo T

5.6.6.1. Armadura de esforço transverso

Dimensionado o pré-esforço procede-se ao dimensionamento das armaduras. Uma vez calculado, através do modelo de cálculo, o esforço transverso em estado limite último (Ved) é possível calcular a armadura de esforço transverso através da fórmula do eurocódigo (NP EN 1992-1-1, 2010):

$$V_{rd,s} \geq Ved$$

$$\frac{Asw}{s} * z * f_{ywd} * cotg\theta \geq Ved$$

$$\frac{Asw}{s} \geq \frac{Ved}{z * f_{ywd} * cotg\theta}$$

Considerando $cotg\theta = 2{,}5$.

Uma vez calculado o Asw/s é feita a sua devida materialização em estribos.
Dado que a contabilização deste tipo de armaduras não é feita de forma tão direta, como as longitudinais, a contabilização das quantidades deste tipo de armaduras, é feita da seguinte forma para cada viga a quantidade total de estribos em quilogramas de aço:

1) Cálculo do volume de armadura em cm^3.

$$Volume\ de\ aço = \frac{Asw/_s}{nº\ de\ ramos} * Perimetro\ da\ secçao\ da\ viga * comprimento\ total\ da\ viga$$

Para as vigas do tipo I e T serão considerados 2 ramos. Já para as vigas do tipo Box Shape e U serão considerados 4 ramos.

Viga	Perimetro da Secção (m)
I Beam - I	2,302
I Beam - II	2,780
I Beam - III	3,504
I Beam - IV	4,227
I Beam - V	5,798
I Beam -VI	6,256
BT-54	5,558
BT-63	6,016
BT-72	6,473
(*) BI-36	5,334
(*) BI-48	6,553
(*) BII-36	5,944
(*) BII-48	7,163
(*) BIII-36	6,553
(*) BIII-48	7,772
(*) BIV-36	6,858
(*) BIV-48	8,077
Deck BT-35-48	4,853
Deck BT-35-72	6,067
Deck BT-35-96	7,284
Deck BT-53-48	5,767
Deck BT-53-72	6,982
Deck BT-53-96	8,199
Deck BT-65-48	6,377
Deck BT-65-72	7,591
Deck BT-65-96	8,808
Typical section U 40	6,045
Typical section U 54	6,756
Florida U72 Girder	10,818
Colorado U84 Girder	12,908

Tabela 24 - Perímetro das secções das vigas AASHTO

O perímetro das secções box shape, destacadas com (*) na tabela Tabela 24, diz respeito ao somatório do perímetro da face exterior com o perímetro da face interior correspondente à abertura existente no centro.

2) Conversão do volume de aço em quilogramas (kg) multiplicando o respetivo volume pelo peso volúmico do varão. Para tal considerou-se um peso volúmico igual a $0{,}007843\ kg/cm^3$.

5.6.6.2. Armadura longitudinal

Por último apresenta-se o dimensionamento da armadura longitudinal, realizado recorrendo às tabelas de dimensionamento de betão armado. O primeiro passo consiste então em calcular, em estado limite último, o momento reduzido atuante (μ) na secção da viga descontando a capacidade resistente devida à área de pré-esforço. Este é então calculado da seguinte forma:

$$\mu = \frac{Med - Mp}{b * d^2 * f_{cd}}$$

Onde:
M_{ed} – Momento fletor em estado limite último devido às ações externas
M_p – Momento fletor provocado pelo pré-esforço
b – Largura do banzo comprimido
d – Altura útil da secção

$$M_{ed} = 1{,}35 * (M_{pp,v} * M_{pp,l} * M_{rcp} * M_{udl.pedonal} * M_{ts})$$

$$M_p = A_p * f_{pd} * e$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$$

Onde:
A_p – Área do pré-esforço
f_{pd} – Valor de calculo da tensão do pré-esforço
e – Excentricidade do pré-esforço

Uma vez calculado o momento reduzido atuante (μ) procede-se então ao cálculo da armadura através de valores tabelados disponíveis na bibliografia (Figueiras e Barros, 2010), da capacidade resistente em função do momento reduzido atuante. Estes valores tabelados são então introduzidos na folha de cálculo (em Microsoft Excel) onde é possível automatizar todos estes cálculos de modo a dimensionar a armadura longitudinal para todas as soluções em estudo. Por simplificação as tabelas usadas dizem respeito ao dimensionamento de secções simplesmente armadas.

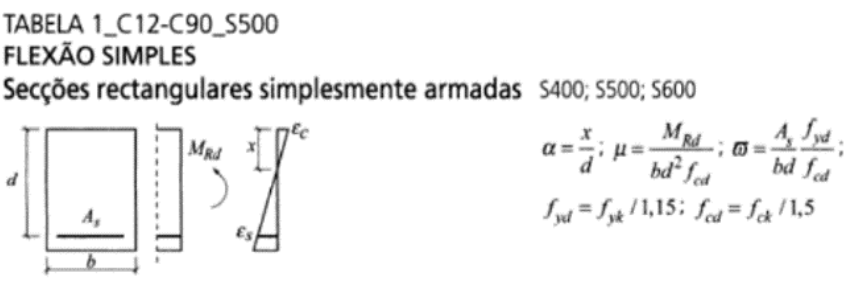


Figura 67 - Dimensionamento da armadura longitudinal através das tabelas de dimensionamento de betão armado (Figueiras e Barros, 2010)

$$\mu \rightarrow \omega$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Estes valores respeitam as áreas de armadura mínimas e máximas impostas pelo eurocódigo (NP EN 1992-1-1, 2010):

$$As, \min \geq 0{,}26 * \frac{fctm}{f_{yk}} * \ b_t * d \quad \text{mas não inferior a } 0{,}0013 * bt * d$$

$$As, \max \leq 0{,}04 * A_c$$

Em que A_c corresponde à área da secção transversal da viga.

Uma vez que a armadura longitudinal é dimensionada em cm2 e que queremos calcular a quantidade de armadura em quilogramas, seguindo o mesmo raciocínio aplicado à armadura de esforço transverso, multiplica-se a respetiva área de armadura pelo comprimento da viga (em centímetros) e ainda pelo peso volúmico da armadura ($0{,}007843\ kg/cm^3$).

5.6.7. Armadura da laje

A armadura da laje é estimada respeitando a taxa de armadura transversal prevista anteriormente, aquando do dimensionamento da espessura da laje (5.6.2), sendo que esta ronda os 0,5%, considerando ainda que longitudinalmente a armadura da laje corresponde a cerca de 20% da armadura transversal.

5.6.8. Deformação

Geralmente a deformação não é uma questão crítica no projeto de pontes de betão pré-esforçado. Isto é particularmente verdade para pontes rodoviárias onde normalmente a rigidez do tabuleiro é suficientemente grande de modo a satisfazer os Estados Limite de Serviço de deformação máxima permitida. Os casos onde a deformação tende a ser um problema são as pontes pedonais e ainda, em alguns casos, as pontes ferroviárias, em particular as pontes ferroviárias de alta velocidade. (Reis e Pedro, 2019)
O eurocódigo não estabelece restrições ao nível da deformação, no entanto, algumas bibliografias apresentam o seguinte critério (Menn, 1986):

- A deformação calculada para a combinação quase permanente de ações deve respeitar um limite igual a L/750 (em que L é o comprimento do vão).

Na AASHTO, para os estados limites de serviço, os efeitos de uma excessiva deformação devem ser considerados para tabuleiros de grelha metálica e outras estruturas leves de metal e betão. Nestes casos a deformação deve ser calculada para uma sobrecarga e uma carga dinâmica (definidas pelo respetivo regulamento) de modo a respeitar o seguinte critério (AASHTO, 2010):

- L/800 para tabuleiros sem tráfego de pedestres
- L/1000 para tabuleiros com tráfego de pedestres limitado
- L/1200 para tabuleiros com tráfego de pedestres significativo

L = Comprimento do vão

5.7. RESULTADOS E ANÁLISE DO ESTUDO

5.7.1. CAPACIDADE RESISTENTE DAS SOLUÇÕES

Tendo por base todas as validações feitas ao longo do estudo para cada solução de vigas face aos dimensionamentos realizados, nomeadamente o pré-esforço e armadura, foi então possível avaliar o vão máximo, entre os que foram tidos em conta (20, 30 e 40 metros), que cada uma dessas soluções consegue vencer. Os seguintes gráficos mostram, para cada uma das três larguras tipo estudadas, o vão máximo que cada solução consegue vencer.

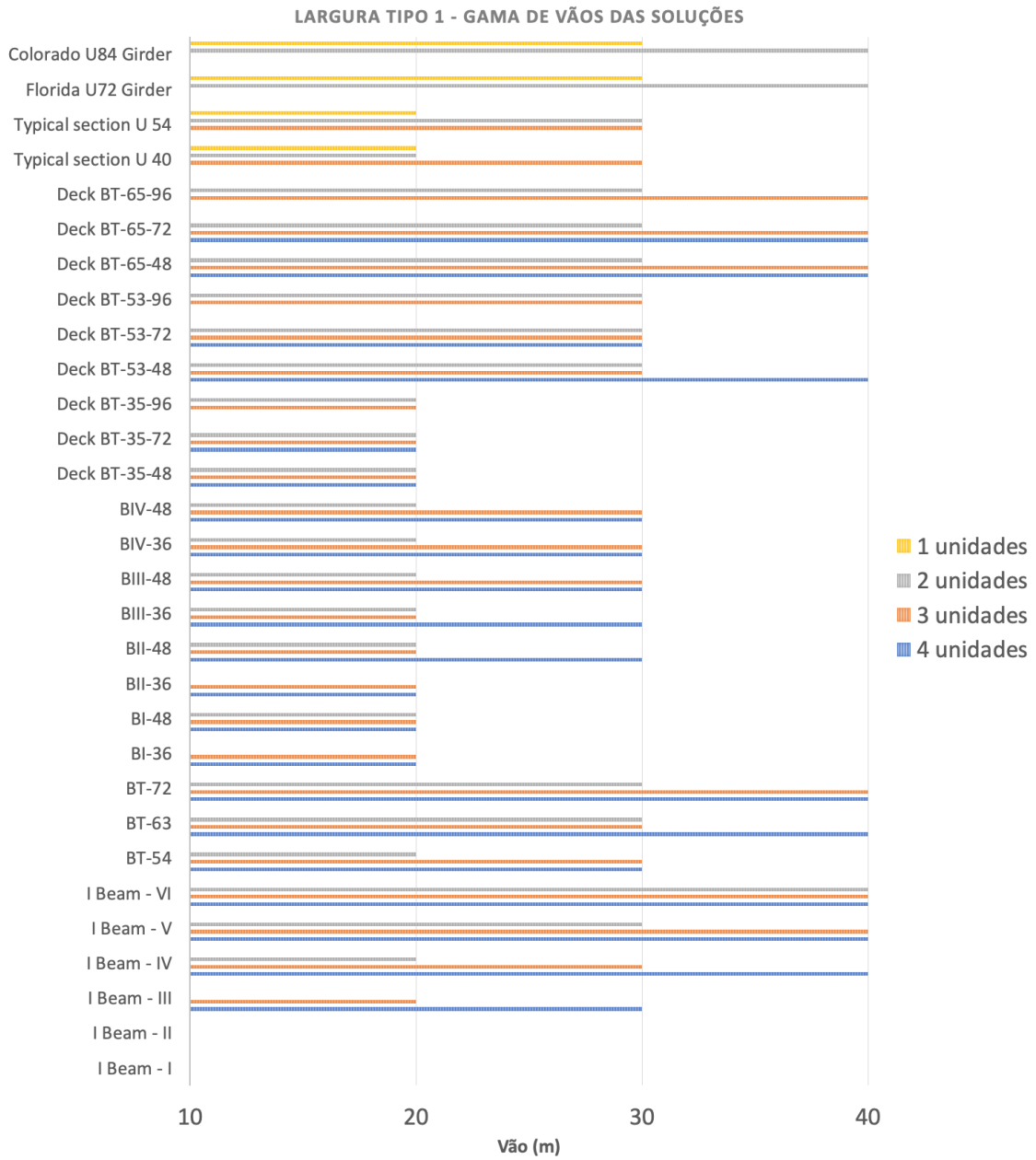


Gráfico 1 - Gama de vãos das soluções para a Largura Tipo 1

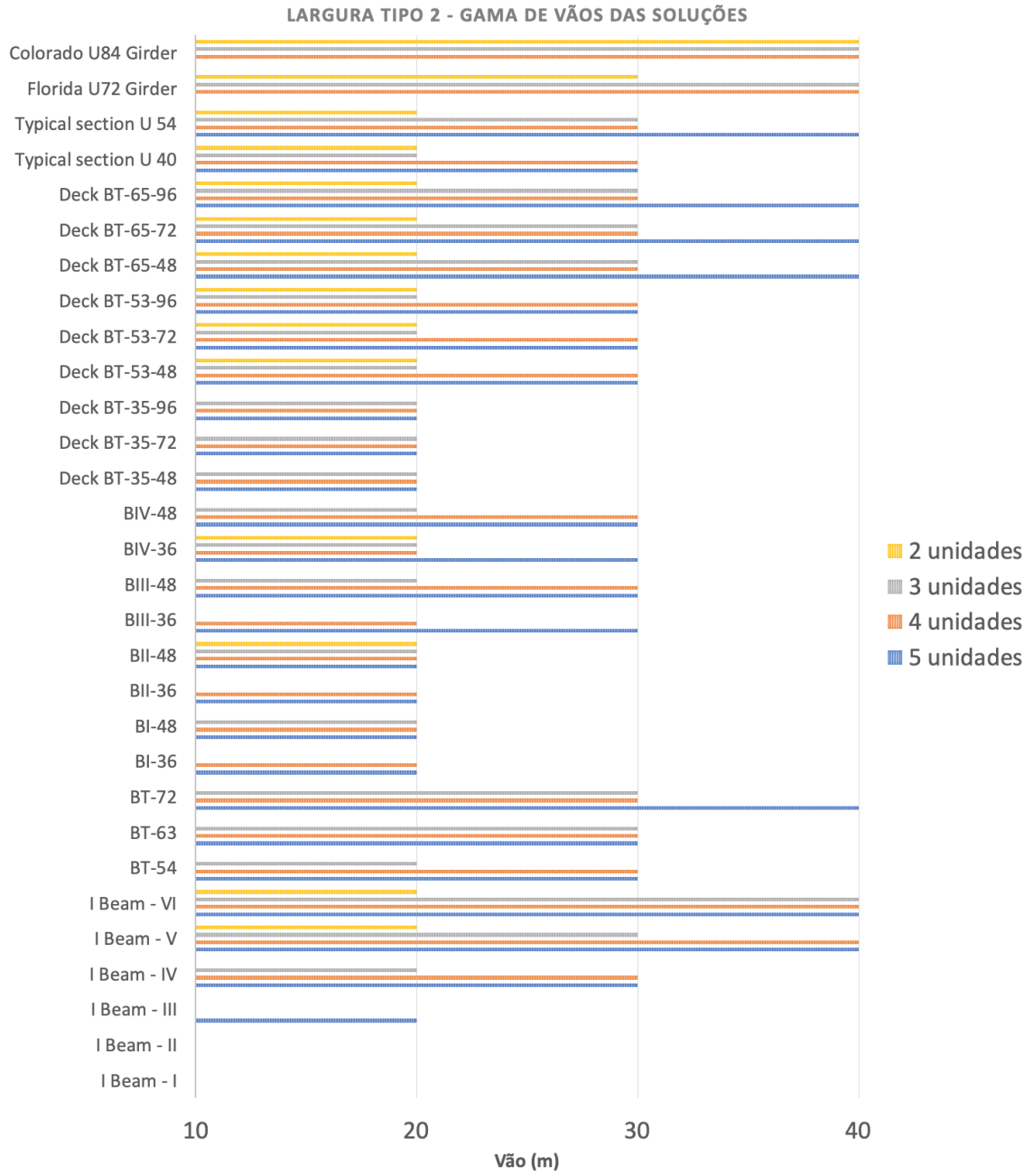


Gráfico 2 - Gama de vãos das soluções para a Largura Tipo 2

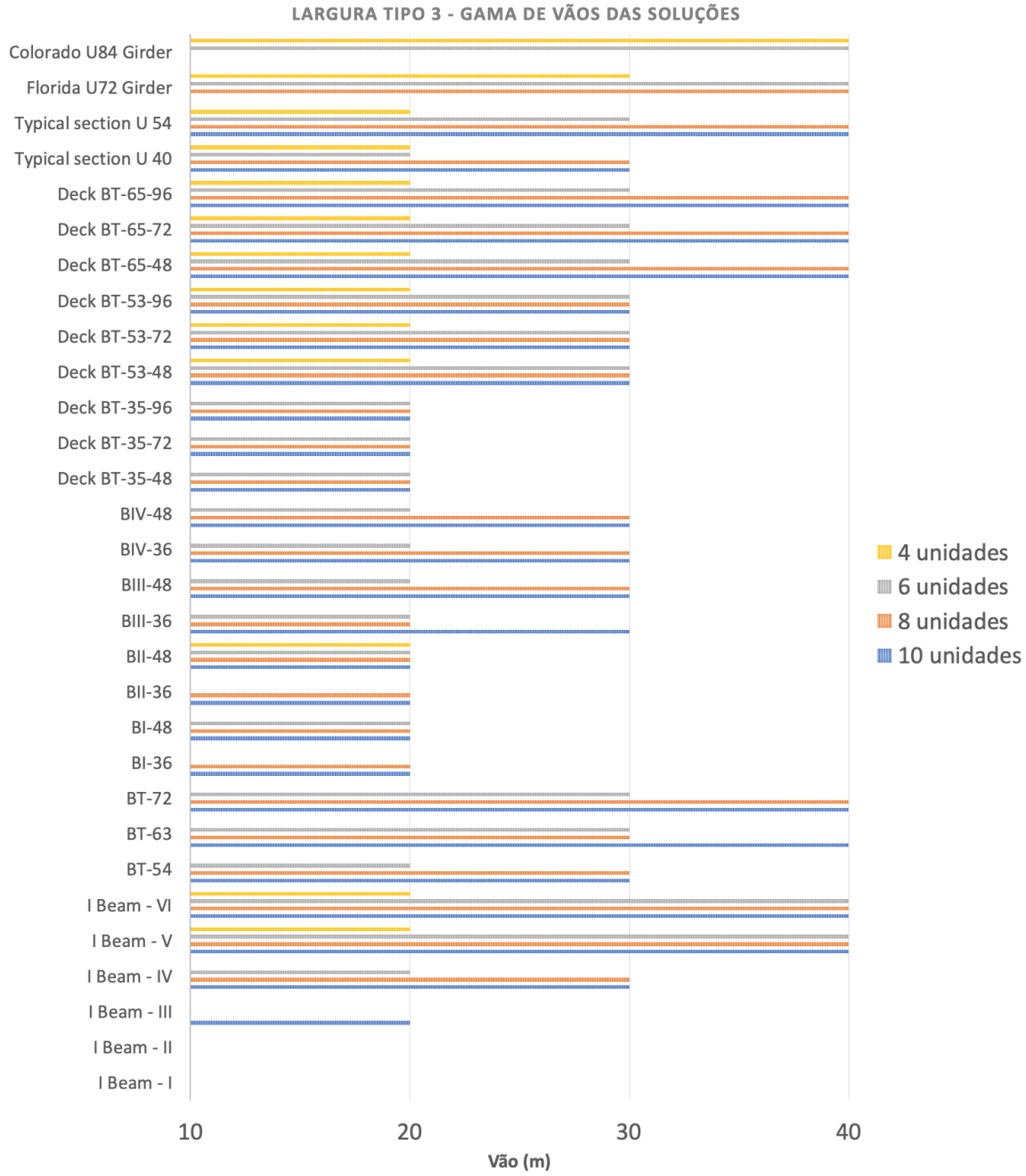


Gráfico 3 - Gama de vãos das soluções para a Largura Tipo 3

Numa primeira analise dos gráficos é possível verificar que são as soluções com vigas do tipo I, T e U que geralmente conseguem vencer os maiores vãos, nomeadamente o de 40 metros, sendo que as vigas do tipo U são aquelas que o permitem fazer recorrendo a um menor número de unidades.

As secções *bulb-tees* (BT) e *deck bulb-tees* (Deck BT), que embora para as maiores secções disponíveis e dispondo de um maior número possível de unidades no tabuleiro também consigam chegar a vencer os 40 metros de vão, estas acabam por ser em geral mais adequadas para vãos na ordem dos 30 metros.

Observando os gráficos entende-se que as secções *box shape* (BI a BIV) são genericamente as menos resistentes tendo em conta que, das soluções que recorrem a este tipo de secções, nenhuma

atinge o vão de 40 metros. Além de que, para este tipo de secções, haja a tendência para que sejam necessárias mais unidades dispostas no tabuleiro para que se consigam as resistências desejadas. Isto pode também explicar o porquê deste tipo de secção ser tipicamente usado com as vigas juntas lado a lado (sem espaçamentos). Isto permite também fazer uma betonagem da laje superior sem a necessidade de cofragens nem de pré-lajes.

5.7.2. COFRAGEM

A partir dos catálogos foi possível fazer as respetivas medições ao nível do perímetro das várias secções disponíveis. No entanto para estudarmos este tópico é essencial conhecer as soluções de cofragem para cada tipo de viga.
Na figura seguinte estão apresentadas soluções de cofragem (faces cofradas destacadas a vermelho) para os respetivos tipos de viga:

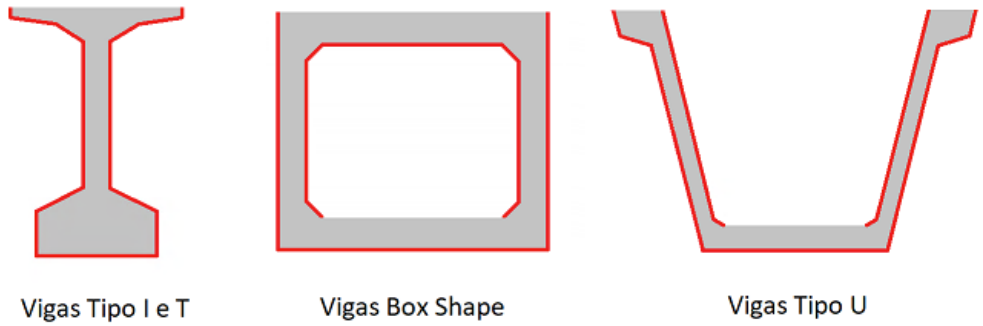


Figura 68 - Esquema de cofragem de vigas

Para as secções *box shape* existem várias soluções de cofragem no sentido de produzir a abertura existente no centro. Tais soluções podem recorrer ao uso de cofragens perdidas (ex.: esferovite) ou até mesmo, embora pouco corrente, o uso de camaras de ar. Desta forma entende-se que o processo de fabrico de uma secção do tipo *box shape* poderá oferecer, face à execução da abertura existente no centro, uma maior complexidade quando comparada com outros tipos de secção.

Os seguintes gráficos apresentam as quantidades de cofragem, em metros quadrados por metro linear, para as diferentes vigas, tendo por base a geometria apresentada na Figura 68:

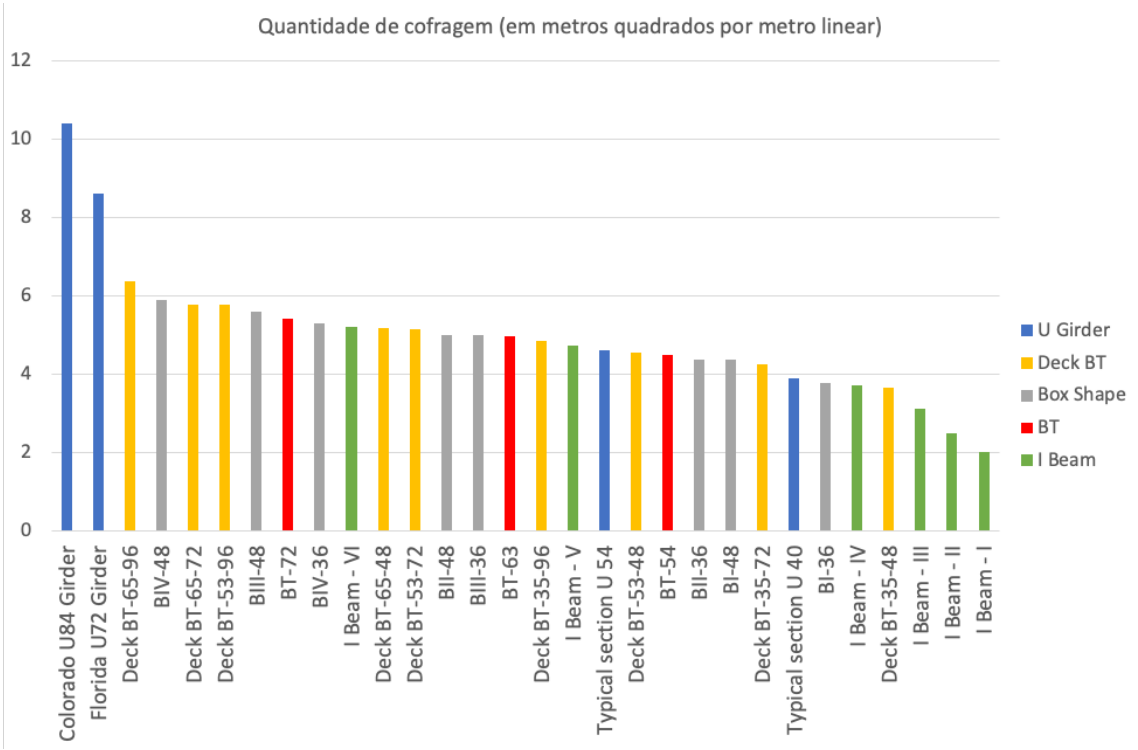


Gráfico 4 – Quantidade de cofragem, em metros quadrados por metro linear, das vigas AASHTO

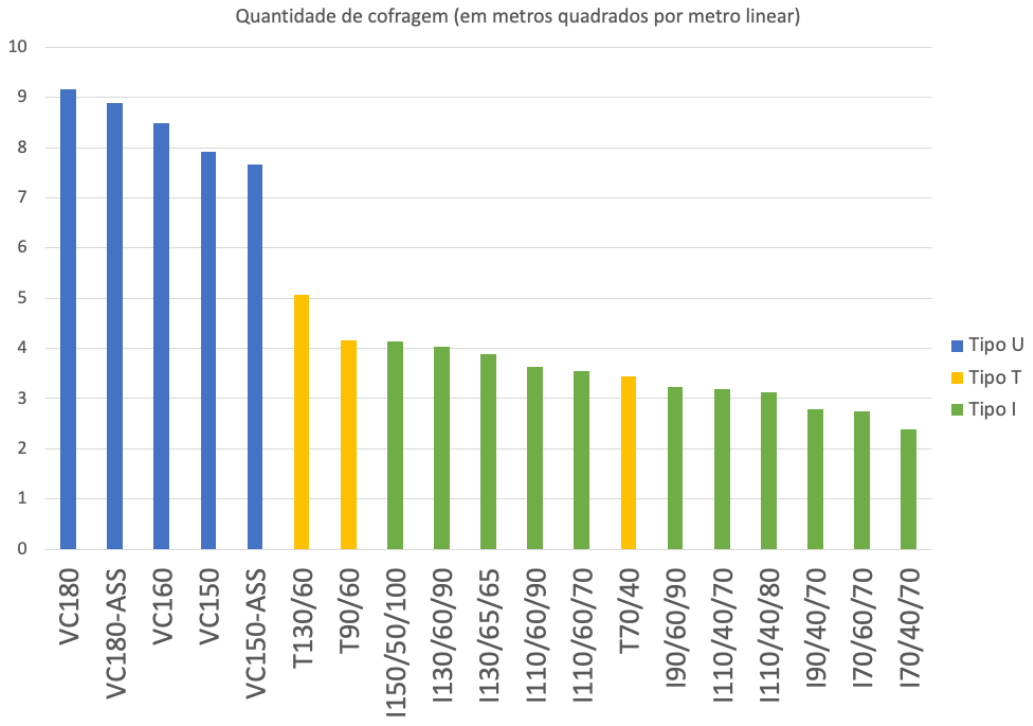


Gráfico 5 – Quantidade de cofragem, em metros quadrados por metro linear, das vigas de catálogo nacional

Numa primeira analise é possível verificar que as vigas do tipo U tendem a ser as que apresentam os maiores consumos de cofragem opondo-se às vigas do tipo I que apresentam tendencialmente menores quantidades.
Depois das vigas tipo U seguem-se as vigas tipo T com banzos superiores relativamente largos (designadas por Deck BT na AASHTO por T no catálogo nacional) e ainda as vigas tipo Box Shape (BI a BIV).
As vigas tipo T com banzos superiores relativamente largos, até cerca de 2 metros de largura como é o caso da Deck BT-65-96 (AASHTO) e da T-130-60, assumem consumos de cofragem relativamente maiores, devido à cofragem necessária para a execução dos respetivos banzos, quando comparado por exemplo com vigas tipo I. No entanto as vigas que possuem estes banzos superiores mais largos têm a particularidade de posteriormente, em obra, permitirem executar a laje do tabuleiro sem a necessidade de pré-lajes ou cofragens tornando-se neste aspeto vantajosas quando comparadas com as vigas do tipo I e U.



Figura 69 – Cofragem inferior para vigas do tipo U (Fonte, 2021)

5.7.3. PESO DAS VIGAS

Sendo este método construtivo muito condicionado por operações de logística associadas ao fabrico, transporte e elevação das vigas torna-se também importante, fazer uma análise das vigas em termos de peso próprio (para 20, 30 e 40 metros de vão) sendo que este é um dos fatores decisivos quando se aborda este tipo de pontes.

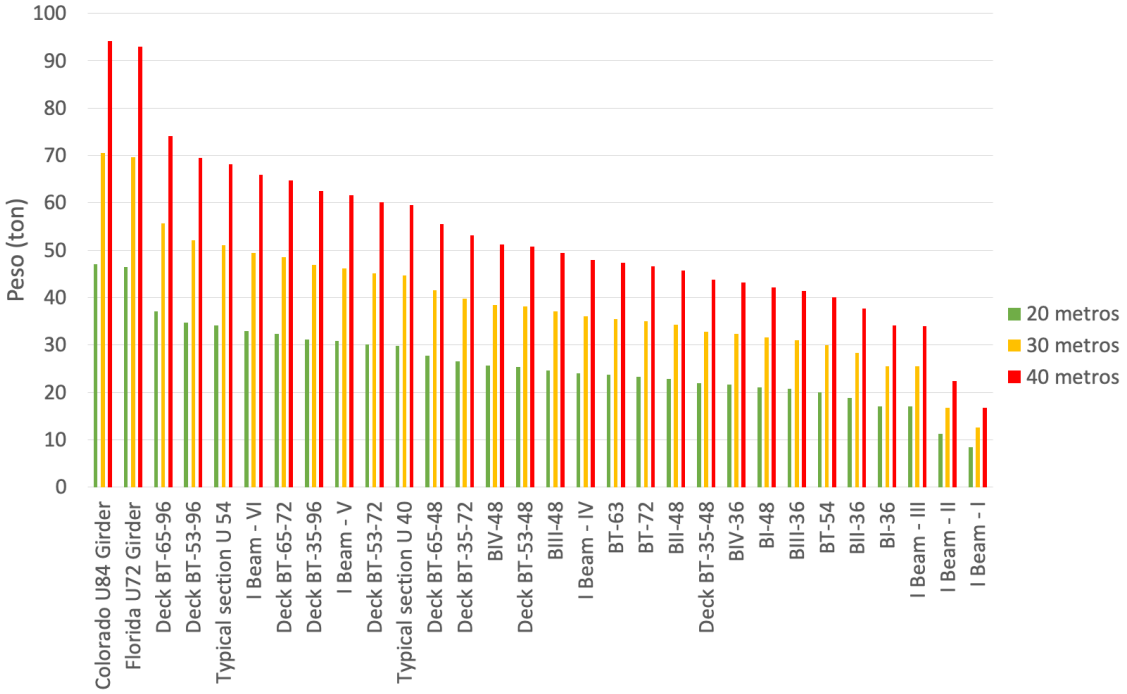


Gráfico 6 – Peso (em toneladas) das vigas AASHTO para comprimentos de 20, 30 e 40 metros

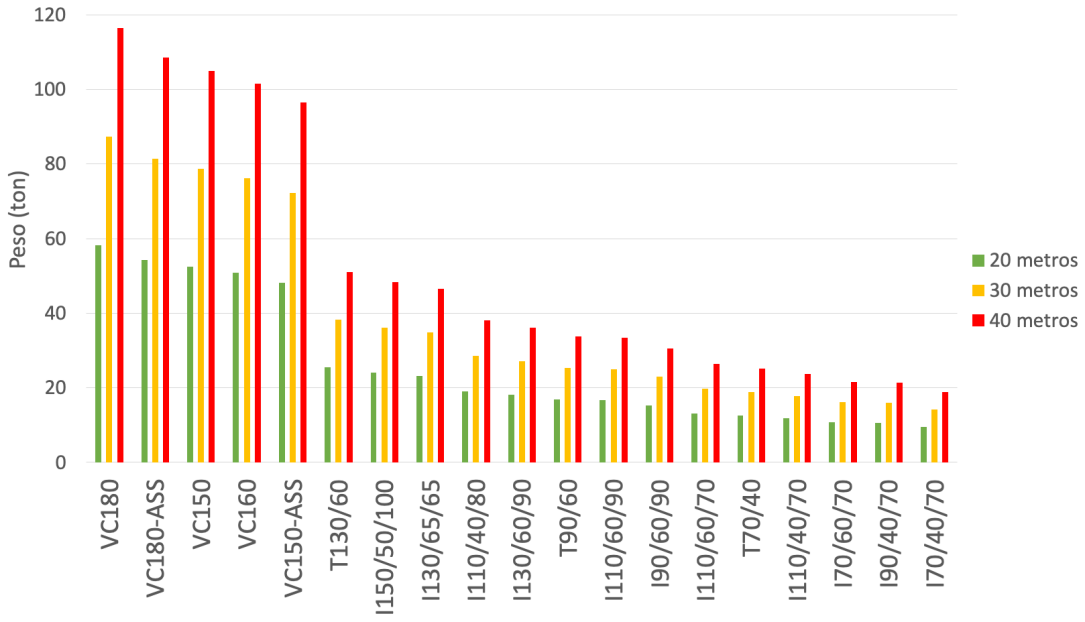


Gráfico 7 – Peso (em toneladas) das vigas de catálogo nacional para comprimentos de 20, 30 e 40 metros

Como se pode constatar pela análise dos gráficos anteriores, as vigas do tipo U tendem a apresentar o maior peso por metro linear.

Se ao peso próprio também associarmos o facto de estas podem apresentar dimensões relativamente grandes quer em altura quer em largura, podendo até mesmo rondar os 2 metros e os 3,5 metros respetivamente, este tipo de viga poderá trazer inconvenientes em termos de operações de logística, nomeadamente ao nível do transporte e elevação das mesmas. Para este

tipo de secção podemos verificar através dos gráficos, que para um vão de 40 metros, o peso das vigas U pode rondar, e até mesmo ultrapassar, as 100 toneladas, valor que traz grandes limitações ao transporte que circula na via publica, podendo mesmo ter mesmo que ser construída no local da obra.

5.7.4. CONSUMO DE MATERIAIS

5.7.4.1. Betão nas vigas

Analisando agora os consumos de betão será feita, inicialmente, apenas uma análise individual das vigas dos catálogos.

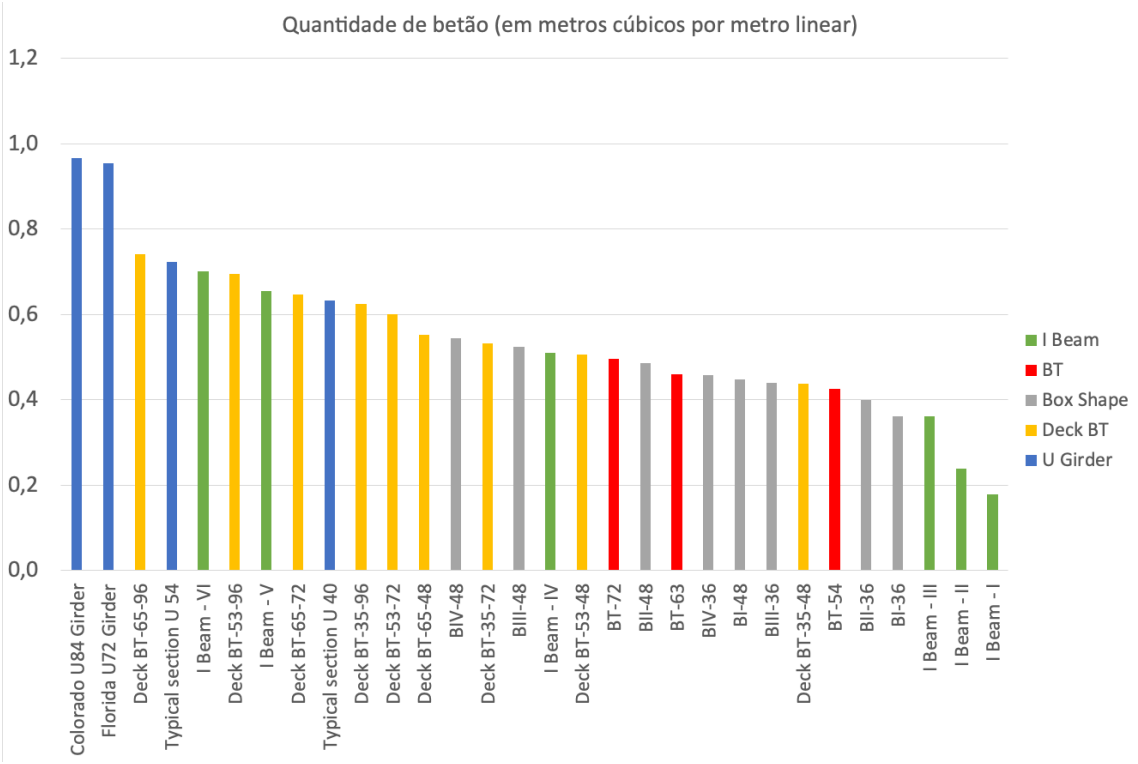


Gráfico 8 - Consumo de betão, em metros cúbicos por metro linear, das vigas AASHTO

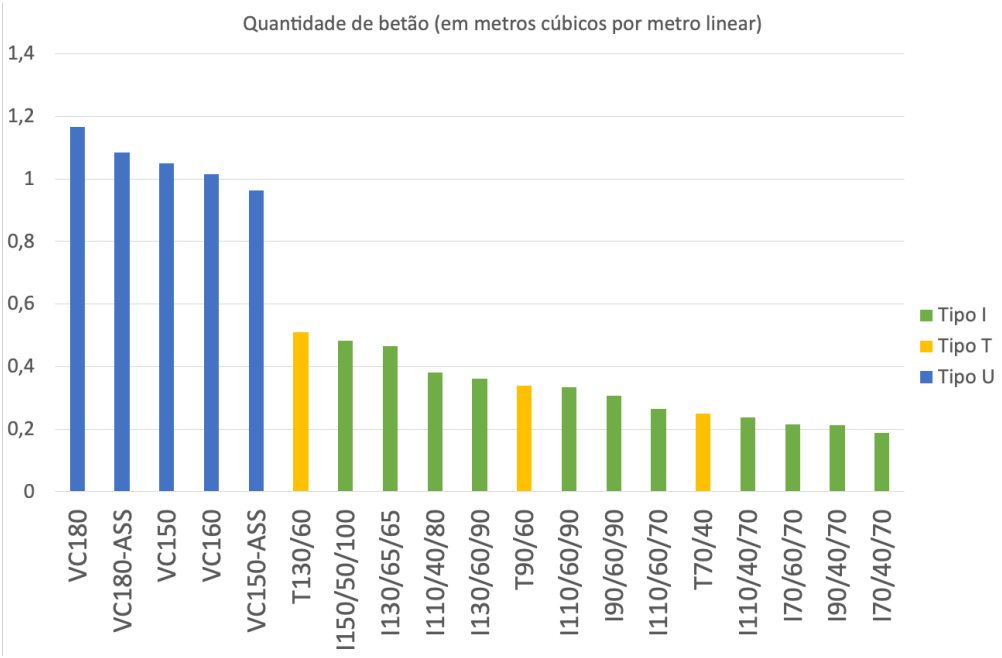


Gráfico 9 - Consumo de betão, em metros cúbicos por metro linear, das vigas de catálogo nacional

Verifica-se, tal como expectável, que ao nível do consumo de betão as vigas do tipo U são as que tendem a apresentar individualmente maiores consumos de betão por metro linear.

Inversamente à quantidade de cofragem necessária, as Box Shape revelam em termos de consumo de betão soluções com consumos relativamente baixos.

5.7.4.2. Betão das vigas e das lajes

Porém, quando se fala em consumo de betão em tabuleiros de vigas pré-fabricadas é também importante considerar o betão da laje isto porque a sua espessura varia precisamente em função da solução de vigas adotada já que se por um lado ao reduzirmos o número de vigas dispostas no tabuleiro podemos até diminuir os consumos de betão em vigas, por outro lado estamos a exigir lajes mais resistentes, por sua vez mais espessas, que levam a maiores consumos de betão. Nesse sentido pretende-se agora discutir, num ponto de vista mais geral, o consumo de betão total do tabuleiro com base nas soluções estudadas.
Para cada largura tipo, existe um gráfico que ilustra o consumo de betão, em metros cúbicos por metro linear de tabuleiro, para as várias secções de vigas estudadas. Estes gráficos encontram-se em baixo.

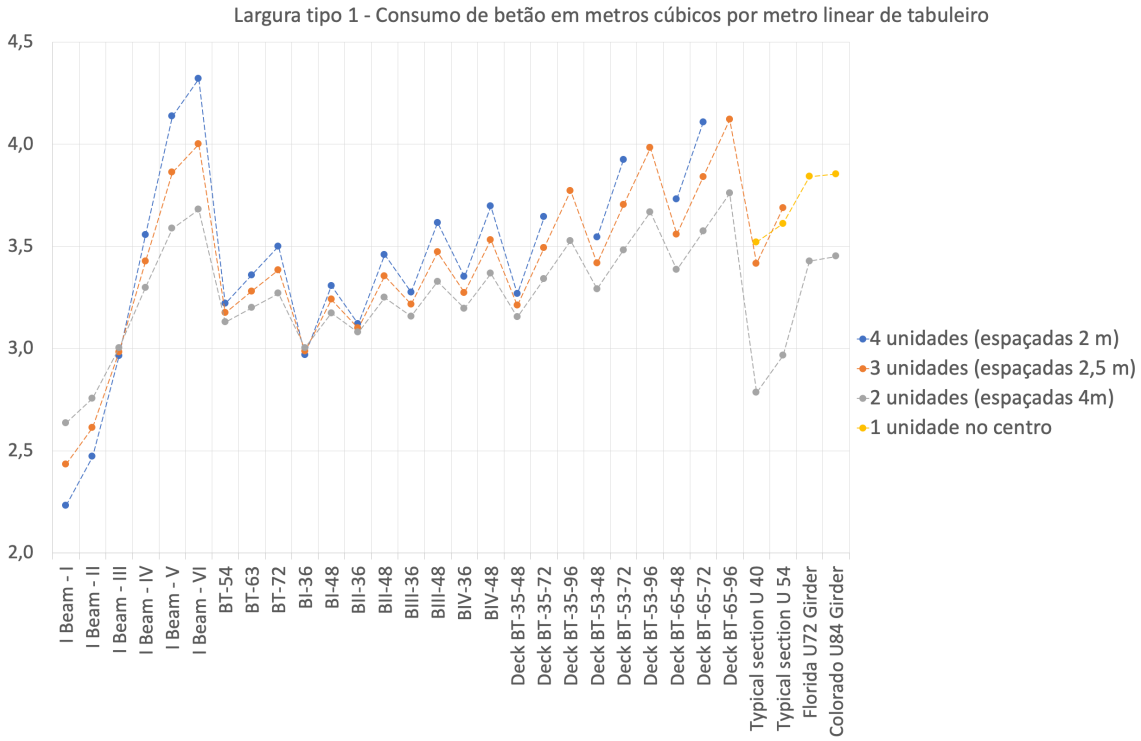


Gráfico 10 – Consumo de betão total, em metros cúbicos por metro linear, das soluções para a Largura Tipo 1

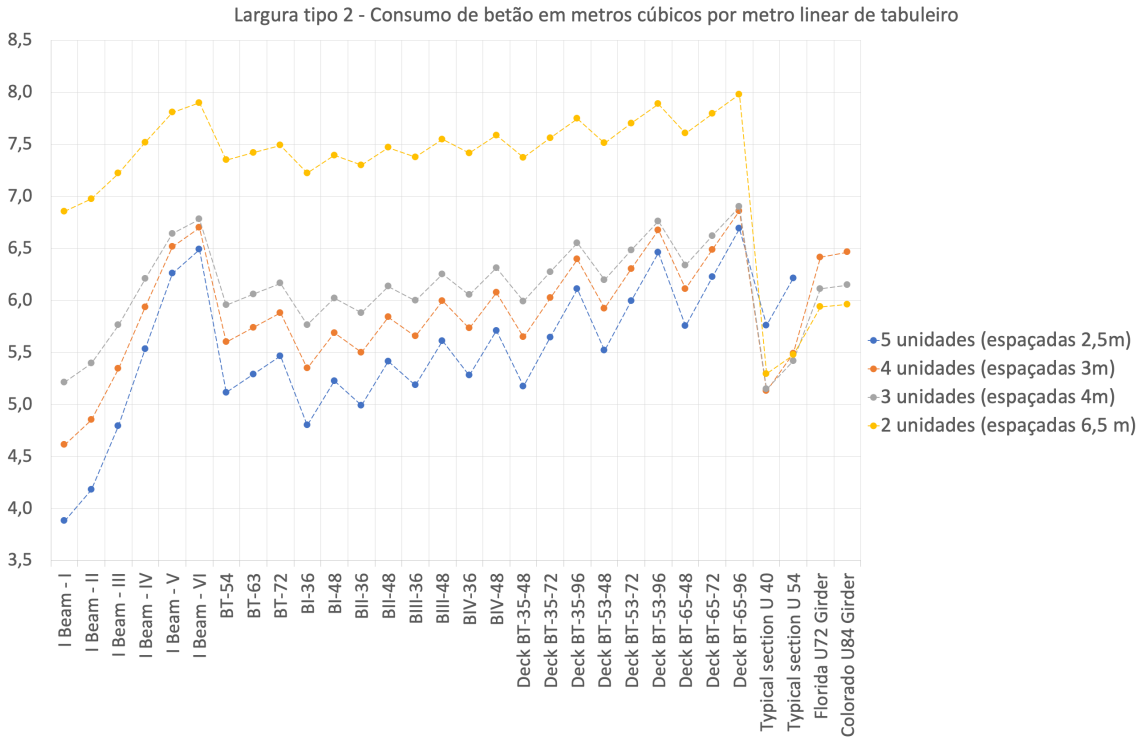


Gráfico 11 - Consumo de betão total, em metros cúbicos por metro linear, das soluções para a Largura Tipo 2

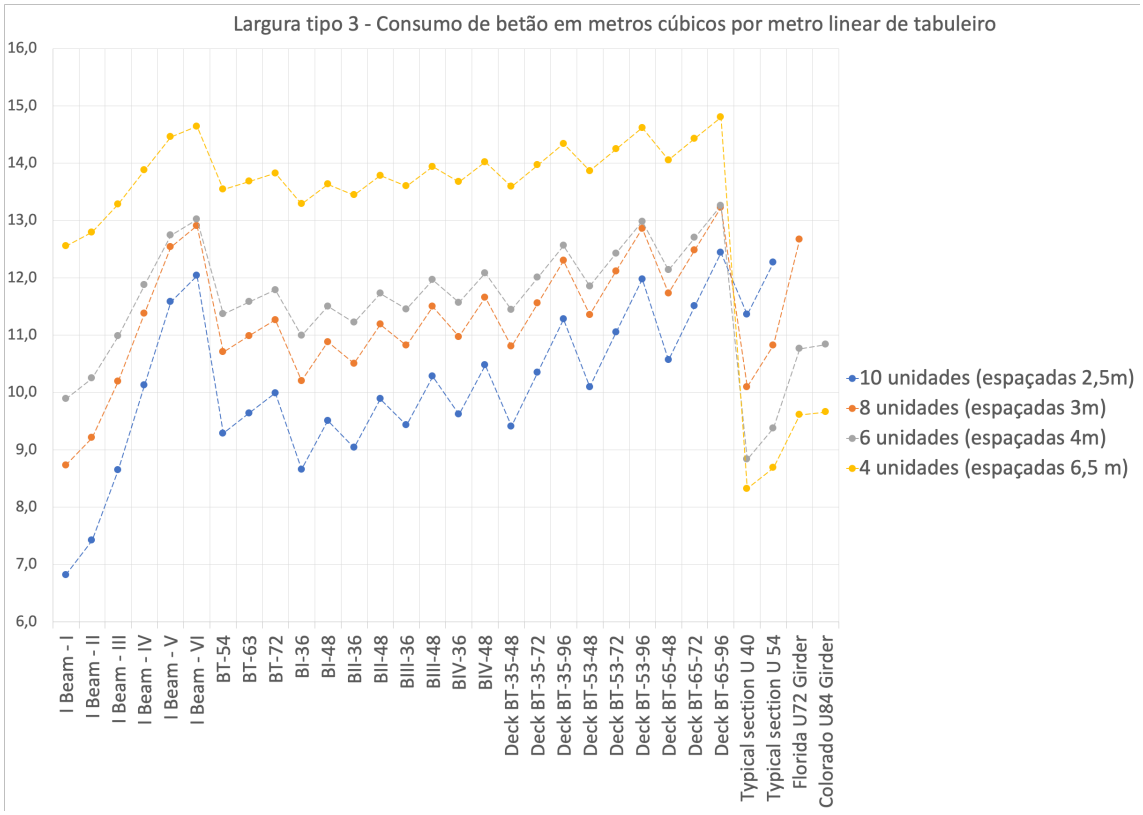


Gráfico 12 – Consumo de betão total, em metros cúbicos por metro linear, das soluções para a Largura Tipo 3

Deve ter-se em conta que algumas soluções não são possíveis por questões geométricas, por exemplo, para a largura tipo 3 (Gráfico 12) não existem soluções com 10 vigas tipo U72 ou U84, isto porque não é possível acomodar as 10 vigas na largura em questão uma vez que não cabem.

Através dos gráficos anteriores é possível verificar que, para as maiores larguras de tabuleiro, nomeadamente a Largura Tipo 2 e 3, o consumo de betão associado a soluções com vigas do tipo I, T e Box Shape tem a tendência a aumentar à medida que reduzimos no número de unidades dispostas no tabuleiro. Tal acontece porque à medida que reduzimos o número de vigas, estamos ao mesmo tempo a aumentar os respetivos afastamentos entre si, aumentando transversalmente os vãos da laje entre vigas e também as consolas laterais exigindo desta forma lajes com maiores espessuras que levam assim a um aumento do consumo de betão na laje.
Isto leva-nos a concluir que acaba por não ser interessante adotar grandes afastamentos entre vigas. O aumento da espessura da laje leva ainda ao aumento do peso próprio da estrutura o que consequentemente poderá também exigir maior capacidade resistente das vigas, com impacto no consumo de pré-esforço (ver 5.7.4.3) e de betão.
O mesmo efeito não se verifica, com a mesma frequência, para vigas do tipo U, pois estas devido à sua largura e formato permitem executar lajes com espessuras relativamente pequenas fazendo com que a diferença, em termos de consumos de betão, tenda a estar mais relacionada com o número de unidades de vigas dispostas no tabuleiro.

Os menores consumos de betão por metro linear verificam-se para as menores vigas do tipo I (I Beam I, II, III), quando dispostas num número considerável que corresponde a afastamentos na ordem dos 2,5 metros. No entanto estas soluções não permitem vencer grandes vãos (encontrando-se geralmente limitadas a vãos na ordem dos 20 metros), isto porque são secções relativamente pequenas.
Sendo que, para vãos maiores, e para vigas deste tipo, teremos que recorrer a secções maiores (I Beam IV, V e VI) cujos consumos de betão das soluções a si associadas já não são tão interessantes podendo ser preferível nestas situações optar por soluções com vigas U.

5.7.4.3. Pré-esforço

Para um determinado tipo de viga (I, T, U, etc) o consumo de pré-esforço tende a diminuir à medida que a secção aumenta em altura. Isto porque quando a secção aumenta em altura conseguem-se maiores excentricidades para o pré-esforço levando a que haja uma redução no número de cordões, à medida que são usadas vigas mais altas. O seguinte gráfico mostra a variação do consumo de pré-esforço, em número de cordões por viga, para 6 vigas do tipo I diferentes (I Beam - I, II, III, IV, V e VI) para um tabuleiro com 13 metros de largura (Largura Tipo 2) com 5 vigas espaçadas de 2,5 metros fazendo ainda variar o vão entre 20, 30 e 40 metros.

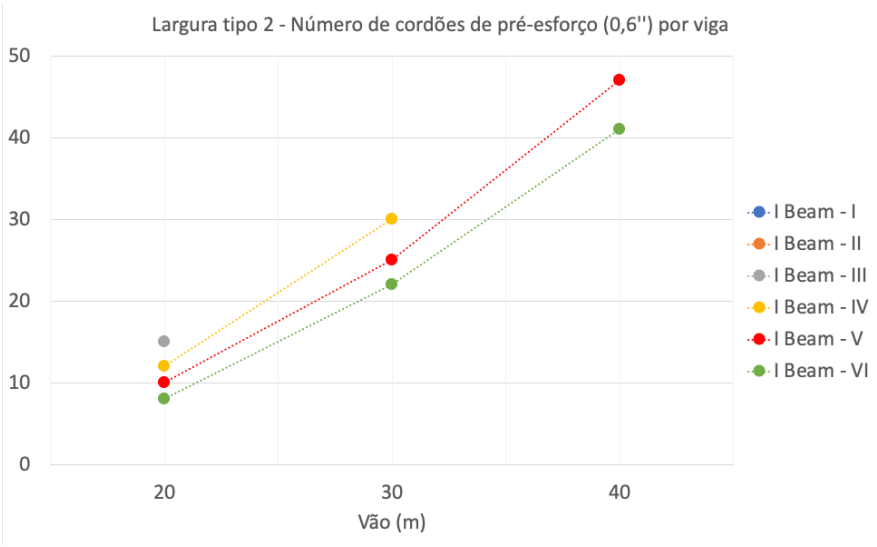


Gráfico 13 – Quantidade de pré-esforço por viga, em número de cordões de 0,6'', para vigas do mesmo tipo com alturas diferentes

As 6 vigas apresentadas no gráfico diferem nas suas dimensões, principalmente na altura sendo a viga I a menor, seguindo-se a viga II e assim sucessivamente até à viga VI que é a maior.
Podemos verificar, através do gráfico, que a viga VI, sendo a maior, é a que apresenta menores consumos de pré-esforço, sendo que este valor tende a aumentar à medida que diminui a altura da viga. Como seria expectável, podemos observar um aumento no consumo de pré-esforço, à medida que o vão aumenta.
As vigas I Beam – I e I Beam - II não aparecem no gráfico uma vez que, nesta configuração não conseguem vencer os respetivos vãos. Para esta configuração é possível utilizar vigas do tipo III para vãos até os 30 metros e vigas do tipo IV, V e V para vãos até aos 40 metros.

De seguida apresenta-se também uma análise geral das várias soluções de vigas estudadas (tipo e número). Os gráficos que se seguem mostram os consumos de pré-esforço, em quilogramas por metro quadrado de tabuleiro, para as soluções de vigas adotadas para o tabuleiro com 13 metros de largura (Largura Tipo 2).

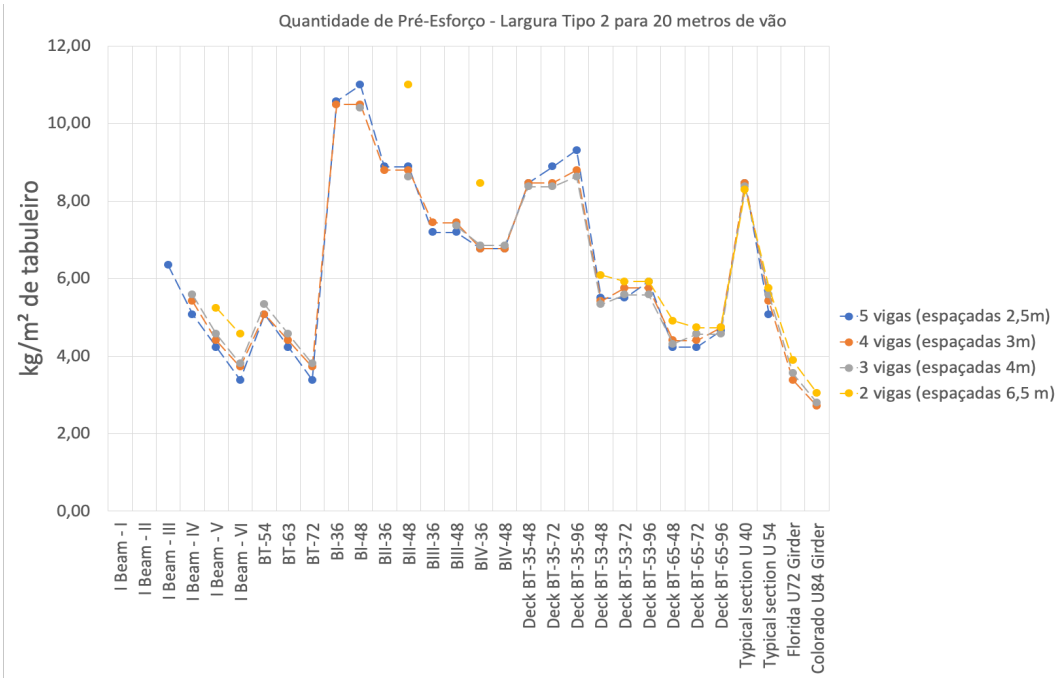


Gráfico 14 – Quantidade de pré-esforço total das soluções de tabuleiros de largura tipo 2 e um vão de 20 metros

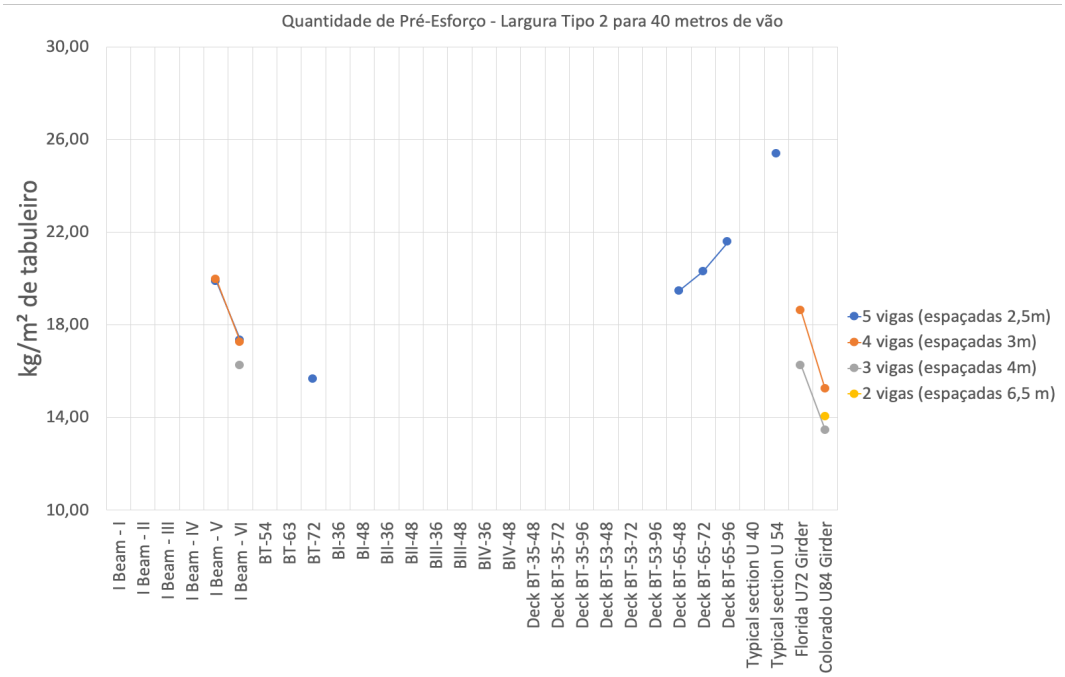


Gráfico 15 – Quantidade de pré-esforço total das soluções de tabuleiros de largura tipo 2 e um vão de 40 metros

A primeira conclusão que podemos tirar com os gráficos é que os menores consumos de pré-esforço são conseguidos com vigas do tipo I, T e U, sendo que para cada tipo, e tal como foi abordado anteriormente, o consumo de pré-esforço diminui à medida que aumenta a dimensão da viga, mais precisamente a altura, o que explica a tendências decrescentes do gráfico para cada tipo de viga.
Por outro lado, são as secções *box shape* que acabam por apresentar consumos de pré-esforço menos interessantes.
Para 40 metros de vão, e tal como era expectável, verifica-se que existem menos soluções disponíveis, isto porque a maior parte delas já não possui capacidade resistente para atingir o vão em questão, como é o caso, principalmente, das secções *box shape* (BI a BIV). Para vãos de 40 metros apenas foi possível validar a utilização de vigas do tipo I, T e U, sendo que estas últimas são de um modo geral as que tendem a conseguir os menores consumos totais de pré-esforço ao mesmo tempo que se consegue dispor de menos unidades de vigas.

5.7.4.4. Armadura passiva

De acordo com a sequência das análises anteriores começamos por avaliar as tendências de consumo de armadura, nomeadamente a armadura longitudinal e a armadura de esforço transverso, para cada tipo de viga.

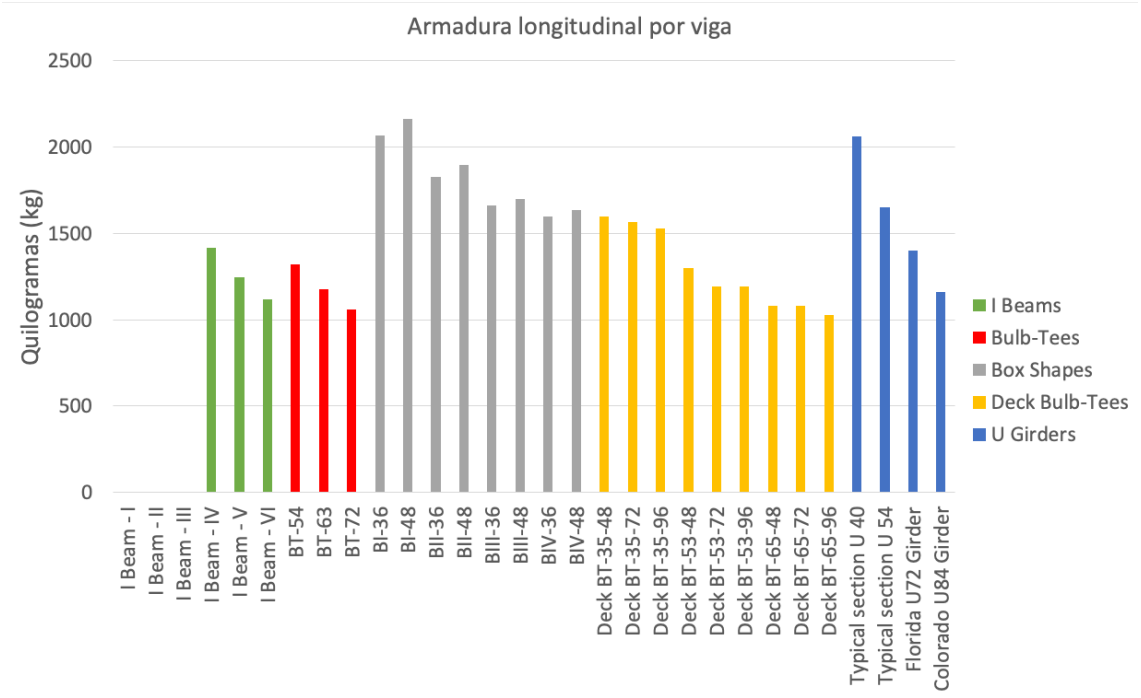


Gráfico 16 - Quantidade de armadura longitudinal das soluções de tabuleiros de largura tipo 2 e um vão de 20 metros com 4 vigas afastadas de 3 metros

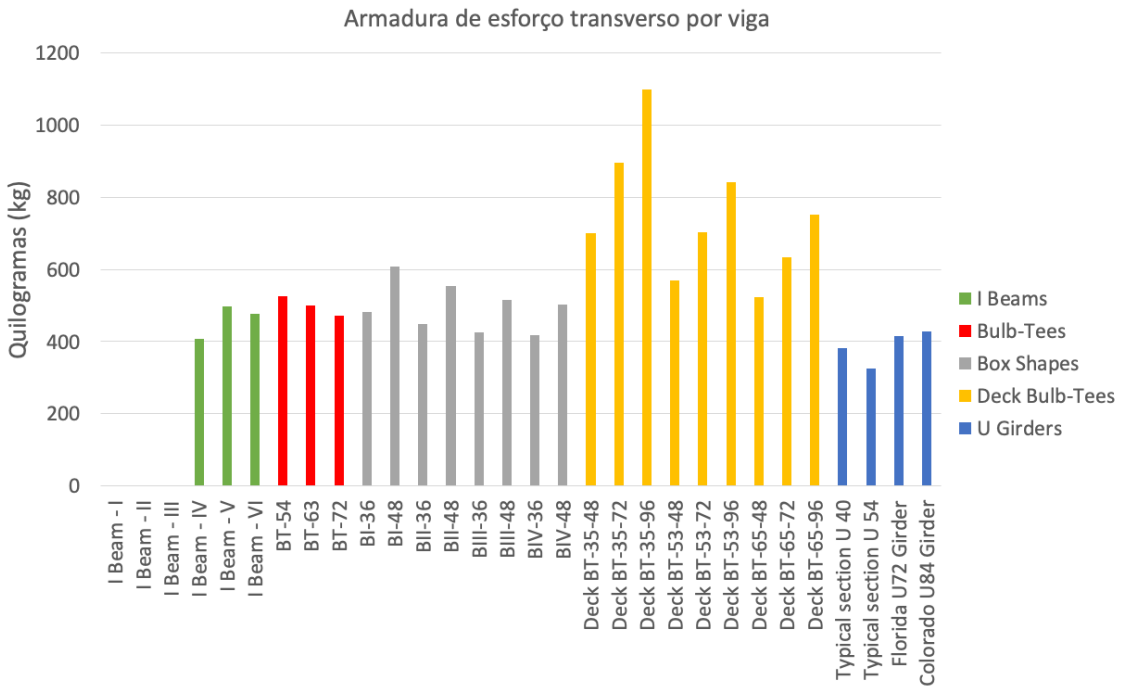


Gráfico 17 - Quantidade de armadura de esforço transverso das soluções de tabuleiros de largura tipo 2 e um vão de 20 metros com 4 vigas afastadas de 3 metros

Os valores representados nos gráficos anteriores (Gráfico 16 e Gráfico 17) ilustram os resultados dos consumos de armadura dos diferentes tipos de viga, para um mesmo modelo de cálculo: tabuleiro com 13 metros de largura (Largura Tipo 2) com 4 vigas afastadas de 3 metros para um vão de 20 metros. Este cenário foi selecionado por ser um dos que oferece um maior número de soluções possíveis, quer do ponto de vista geométrico quer resistente.

Analisando o Gráfico 16, da armadura longitudinal, verificamos que as vigas U e *Box Shape* tendem a apresentar consumos superiores de armadura longitudinal enquanto que as restantes vigas aparentam consumos relativamente idênticos.
Já em termos de armadura de esforço transverso são as *deck bulb-tees* (Deck BT) que apresentam os maiores consumos. Não obstante, estes valores devem ser interpretados tendo presente a forma como os mesmos foram dimensionados. Por um lado, a área de armadura necessária por metro linear (Asw/s) calculada pelo eurocódigo é tanto menor quanto maior for a altura útil da secção. Por outro lado, as vigas, devido ao seu formato, apresentam diferentes formas de dispor a armadura de corte possibilitando colocar mais ou menos ramos na secção transversal permitindo que longitudinalmente os estribos possam ficar mais ou menos espaçados.
A acrescentar aos pontos anteriores, deve ter-se em conta que, quando se faz a materialização dos estribos em varões, esta quantidade vem ainda influenciada pelos perímetros das vigas.

O seguinte gráfico apresenta o consumo de armadura total (vigas+laje), em quilogramas por metro quadrado de tabuleiro, das soluções adotadas para um tabuleiro com 13 metros de largura (Largura Tipo 2) para um vão de 20 metros.

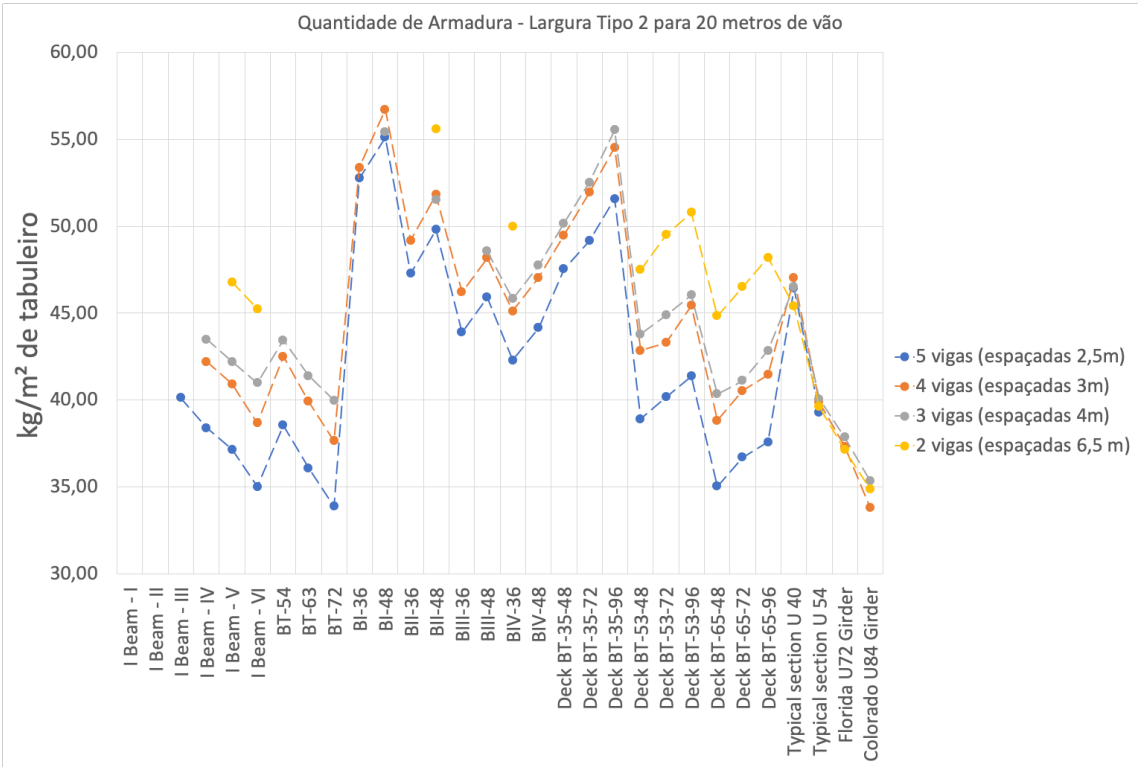


Gráfico 18 – Quantidade de armadura total das soluções de tabuleiros de largura tipo 2 e um vão de 20 metros

Verifica-se desta forma uma tendência para as secções *box shape* e *deck bulb-tees* terem maiores consumos de armadura a si associadas. No caso das *deck bulb-tees* tal deve-se, essencialmente, e como visto anteriormente, ao facto de estas terem maiores consumos de armadura de esforço transverso. Já no caso das secções *box shape,* e também como foi analisado anteriormente, o maior consumo total de armadura das soluções a si associadas acaba por estar também relacionado com o maior consumo de armadura longitudinal.

5.7.5. Conclusão de resultados

Abordados os tópicos anteriores conclui-se que geralmente as melhores soluções, no ponto de vista do consumo de materiais, estão associadas a vigas do tipo I Beam, BT e U Girder, sendo que para o efeito estas devem ser aplicadas corretamente em função do cenário em causa, isto é, em função do vão e da largura do tabuleiro.

As vigas do tipo I só são soluções viáveis se forem dispostas com afastamentos relativamente pequenos, na ordem dos 2 metros, de modo a evitar um sobredimensionamento da laje. Para vãos pequenos em que é possível utilizar as menores vigas do tipo I conseguem-se soluções com baixos consumos de betão além de que esteticamente também são em geral soluções mais elegantes.

No entanto, com o aumentar do vão as vigas menores deixam de conferir a resistência necessária e dessa forma terão de ser usadas vigas com maiores secções. É aqui que as vigas do tipo I tendem a perder a vantagem em termos de consumo de materiais pois como é possível verificar nos respetivos gráficos (Gráfico 10, Gráfico 11 e Gráfico 12), as soluções que recorrem às maiores vigas do tipo I apresentam maiores consumos de betão quando comparadas com soluções com vigas U dispostas em menos unidades com afastamentos maiores.

Além disso as vigas do tipo U, nomeadamente as maiores, tendem a oferecer menores consumos de pré-esforço devido às suas grandes excentricidades. Daí que com o aumentar do vão as vigas do tipo U tendam a ser soluções mais interessantes do ponto de vista do consumo de materiais principalmente à medida que os tabuleiros assumem também maiores larguras já que com este tipo de vigas se consegue executar o mesmo recorrendo a menos unidades. No entanto é importante relembrar que as vigas do tipo U são tendencialmente mais pesadas, e apresentam secções com maiores dimensões, podendo desta forma tornarem-se soluções inviáveis por questões de logística.

Entre as soluções possíveis estudadas neste trabalho verifica-se que para uma dada configuração transversal de tabuleiro com n vigas do mesmo tipo (I, T, U, etc.) o facto de apenas alterar o formato desta, nomeadamente em termos de dimensões, poderá resultar nas seguintes variações no consumo de materiais:

- **Até cerca de 30% no consumo de betão** – Diferença verificada entre usar 4 vigas do tipo I Beam-VI ou do tipo I Beam-III para um tabuleiro de largura tipo 1 e um vão de 20 metros;

- **Até cerca de 70% no consumo de pré-esforço** – Diferença verificada entre usar 4 vigas do tipo U40 ou do tipo U84 para um tabuleiro de largura tipo 2 e um vão de 20 metros;

- **Até cerca de 30% no consumo de armadura** – Diferença verificada entre usar 5 vigas do tipo Deck BT-35-96 ou do tipo Deck BT-65-48 para um tabuleiro de largura tipo 2 e um vão de 20 metros;

Para um determinado vão, entre as devidas soluções possíveis (tipos de vigas e disposições), as diferenças ao nível dos consumos de materiais poderá variar, entre valores extremos, isto é, entre as soluções que apresentam respetivamente o maior e o menor consumo:

- **Cerca de 40% no consumo de betão** - Diferença verificada entre usar 2 vigas do tipo Deck BT-65-96 ou 5 vigas do tipo I Beam-III para um tabuleiro de largura tipo 2 e um vão de 20 metros;

- **Cerca de 75% no consumo de pré-esforço** - Diferença verificada entre usar 4 vigas do tipo BI-48 (*Box Shape*) ou 2 vigas do tipo U84 para um tabuleiro de largura tipo 1 e um vão de 20 metros;

- **Cerca de 45% no consumo de armadura** - Diferença verificada entre usar 4 vigas do tipo BI-48 (*Box Shape*) ou 2 vigas do tipo U84 para um tabuleiro de largura tipo 1 e um vão de 20 metros;

6 CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

Com a realização deste estudo verifica-se que esta tipologia de pontes é, em termos de projeto e construção, dependente muitas variáveis de decisão. O facto das vigas de betão pré-fabricadas serem fabricadas num local diferente da sua posição final, faz com que as abordagens de cálculo tenham que ser diferentes dos elementos que são betonados "in situ", já que o faseamento construtivo faz com que a secção resistente seja variável ao longo do processo. Particularmente, as vigas terão que ser dimensionadas de modo a resistir às ações aplicadas em cada fase desde o fabrico até formarem o tabuleiro passando por operações de transporte, elevação e processo construtivo. Ainda atendendo ao facto das vigas serem fabricadas num local diferente da posição final, verifica-se que as operações de logística relacionadas essencialmente com transporte o colocação das vigas tenham um peso relevante.

De acordo com o estudo comparativo efetuado no capítulo 5, conclui-se que as soluções com vigas do tipo I e U, são soluções tendencialmente com menores consumos. Sendo isto reforçado pelo facto de estas serem tendencialmente as secções mais utilizadas nesta tipologia de pontes. As primeiras terão menos consumos, particularmente de betão, para menores vãos (20 metros) e muitas vezes levam a soluções mais elegantes. Com o aumento do vão, e quando se atingem vãos na ordem dos 40 metros, as vigas do tipo U tornam-se soluções mais vantajosas, pois têm consumos comparativamente mais baixos (particularmente de betão e pré-esforço). Para este último tipo de secções será necessário avaliar as questões de transporte e elevação, que geralmente são mais complexas, devido às suas elevadas dimensões e pesos.

As *Deck BT* e as *Box Shape* apesar de não serem tão interessantes do ponto de vista do consumo de materiais, como têm os banzos superiores mais largos, por vezes permitem executar a laje sem a necessidade de cofragens ou pré-lajes, o que pode ser uma vantagem a considerar.

6.2. OPORTUNIDADES DE DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO

6.2.1. ASPETOS COM MAIOR MARGEM DE PROGRESSÃO NO ESTUDO DESENVOLVIDO

Em relação aos consumos de armadura, e de modo a ter uma estimativa mais realista da mesma, seria adequado realizar as verificações em falta (corte alma-banzo e corte na interface entre betões de idades diferentes) e se necessário dimensionar armaduras adicionais.

Com base nos consumos de materiais a que se chegou, poderia ser ainda realizada uma estimativa de custos de modo a analisar, do ponto de vista económico, a viabilidade das soluções estudadas.

No seguimento do trabalho realizado, seria interessante aprofundar as questões relacionadas com consumos de horas de mão de obra associada às diferentes soluções.

Poderá também ser interessante reforçar o estudo realizado, com outros regulamentos nomeadamente a AASHTO e desta forma comparar os consumos obtidos para elementos dimensionados com regulamentos diferentes.
O estudo realizado poderá ainda ser alargado para outros tipos de sistema estrutural longitudinal, como por exemplo para tabuleiros contínuos, e até mesmo para pontes com diferentes funções, ou seja, ferroviárias e pedonais.

6.2.2. DESENVOLVIMENTO DE MOTOR DE PROJETO

A informação recolhida no âmbito deste tipo de estudos poderá ser útil para que posteriormente se possa otimizar e normalizar este tipo de soluções. Além disso, a documentação da informação resultante de estudos como este poderá ser útil para desenvolver ferramentas tecnológicas que permitam automatizar os processos de dimensionamento e construção deste tipo de pontes.

6.3. TENDÊNCIAS E OPORTUNIDADES NESTA TIPOLOGIA CONSTRUTIVA DE PONTES

Em diversos pontos do globo, nomeadamente nos Estados Unidos da América, no Brasil e em Espanha (entre muitos outros) verifica-se que o recurso à pré-fabricação assume um papel muito relevante na construção de pontes sendo que em alguns destes países verifica-se que o mercado se encontra mais estandardizado e documentado de modo a facilitar a sua aplicação.
É expectável que o recuso à pré-fabricação na construção civil venha a aumentar nos próximos anos em vários países e nesse contexto poderá ser útil e oportuno desenvolver estudos mais profundos para otimizar todo o processo de modo a permitir uma melhor aplicabilidade da mesma no futuro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (2010) - ASSHTO LRFD Bridge Design Specifications. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.

ACL (2021) - Consult. em 2021. Disponível em WWW: <https://aclweb.pt/pt>.

CUNHA, Frederico Nunes Miranda da (2010) - Dimensionamento de tabuleiros de pontes com vigas de betão pré-fabricado. [Em linha].

DAVAINE, Lawrence; IMBERTY, Florent; RAOUL, Joël (2007) - Guidance Book - Eurocodes 3 and 4: Application to steel-concrete composite road bridges.

DE SOUSA, Carlos Filipe Ferreira (2004) - Continuidade estrutural em tabuleiros de pontes construídos com vigas pré-fabricadas: Soluções com ligação em betão armado. [Em linha].

FHA (2013) - Federal Highway Administration. Consult. em 2021. Disponível em WWW: <https://highways.dot.gov/>.

FIGUEIRAS, Joaquim; BARROS, Helena (2010) - Tabelas e Abacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão Axiais Segundo o Eurocódigo 2. FEUP Edições. ISBN 9727521215.

FONTE, Rui (2021) -.

FREITAS, Adolfo Rafael Coelho de (2017) - Optimização de pontes de betão armado pré-esforçado com elementos pré-fabricados. Universidade de Coimbra.

HARRIDGE, Steve; MEYER, Max (2018) - Bridge Deck Erection Equipment: A Best Practice Guide. London: Institution of Civil Engineers.

HUSEIN, Okugić; SOFTIĆ, Edis (2013) - Prestressed Concrete Beams Production Process. [Em linha].

INDIA, EVLN - Consult. em 2021. Disponível em WWW: <http://www.evlnindia.com/railwaysroadsandbridges.html>.

MADONU, Construcciones (2012) - Consult. em 2021. Disponível em WWW: <https://madonu.es>.

MANTEROLA, Javier; FERNÁNDEZ, C. Siegrist; GINÉS, M.A. Gil (2004) - Pontes. Cálculo Geral.

MENA, OVM (2019) -.

MENN, Christian (1986) - Prestressed Concrete Bridges. Wien: Springer-Verlag.

NOF - Consult. em 2021. Disponível em WWW: <https://nof.pt/>.

NP EN 1990 (2009) - Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas.

NP EN 1991-2 (2017) - Eurocódigo 1 – Ações em estruturas - Parte 2: Ações de tráfego em pontes.

NP EN 1992-1-1 (2010) - Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

PACADAR - Consult. em 2021. Disponível em WWW: <http://www.pacadar.com>.

--- (2001) - Consult. em 2021. Disponível em WWW: <http://www.pacadar.com>.

PORFIRIO, Jefferson (2011) - Consult. em 2021. Disponível em WWW: <https://www.youtube.com/watch?v=7T6R6VOgxv4>.

PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE - Precast/Prestressed Concrete Institute [Em linha]. [Consult. Disponível em WWW: <URL: https://www.pci.org>.

REIS, António José Luís; PEDRO, José J. Oliveira (2019) - Bridge Design: Concepts and Analysis. John Wiley & Sons Ltd.

SPS (2020) - [Em linha]. [Consult. 2021]. Disponível em WWW: <URL: https://www.sps-solutions.co.uk/>.

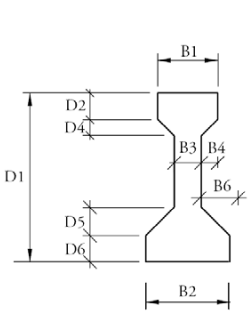
THOMASON, Camille (2020) - Roadway Design Manual. Texas: Texas Department of Transportation.

TRAILER, Star (2019) - Consult. em 2021. Disponível em WWW: <https://starsemitrailer.com>.

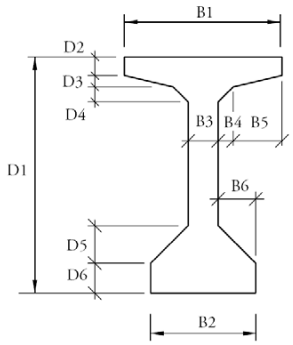
VIANA, Luis Filipe Duarte (2012) - Simulação da construção do tabuleiro de pontes composto por vigas pré-fabricadas apoiada na tecnologia de realidade virtual. [Em linha].

ANEXOS

AASHTO I-Beams



Type I-IV



Type V-VI

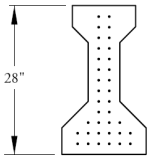
Dimensions (inches)

Type	D1	D2	D3	D4	D5	D6	B1	B2	B3	B4	B5	B6
I	28	4	0	3	5	5	12	16	6	3	0	5
II	36	6	0	3	6	6	12	18	6	3	0	6
III	45	7	0	4.5	7.5	7	16	22	7	4.5	0	7.5
IV	54	8	0	6	9	8	20	26	8	6	0	9
V	63	5	3	4	10	8	42	28	8	4	13	10
VI	72	5	3	4	10	8	42	28	8	4	13	10

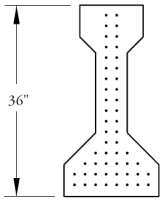
Properties:

Type	Area $in.^2$	y_{bottom} in.	Inertia $in.^4$	Weight kip/ft
I	276	12.59	22,750	0.287
II	369	15.83	50,980	0.384
III	560	20.27	125,390	0.583
IV	789	24.73	260,730	0.822
V	1,013	31.96	521,180	1.055
VI	1,085	36.38	733,320	1.13

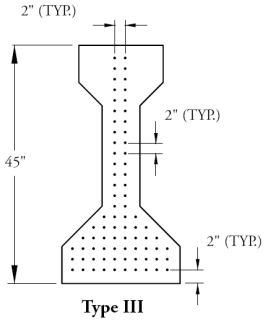
AASHTO I-Beams



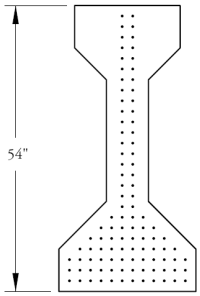
Type I



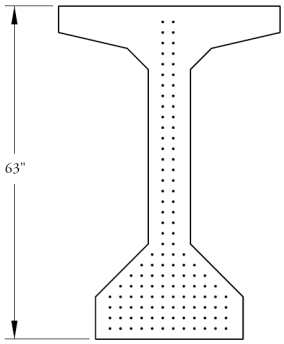
Type II



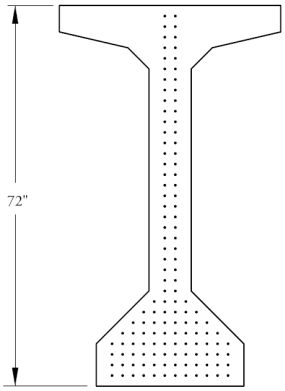
Type III



Type IV

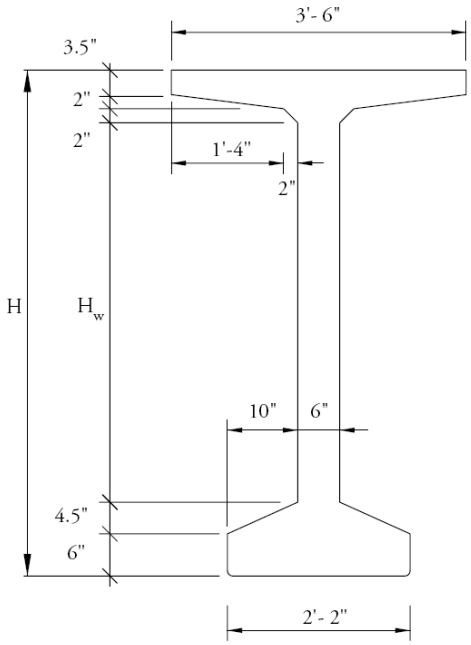


Type V



Type VI

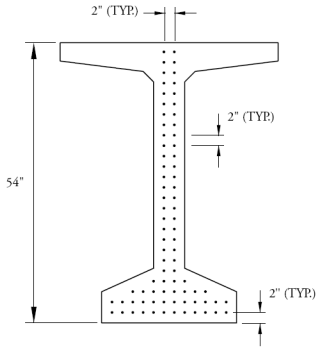
AASHTO-PCI Bulb-Tees



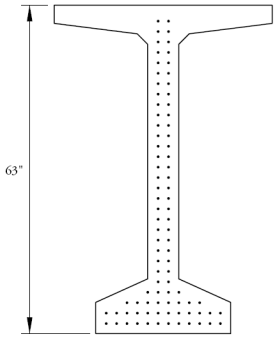
Properties

Type	H in.	H_w in.	Area $in.^2$	Inertia $in.^4$	y_{bottom} in.	Weight kip/ft
BT-54	54	36	659	268,077	27.63	0.686
BT-63	63	45	713	392,638	32.12	0.743
BT-72	72	54	767	545,894	36.6	0.799

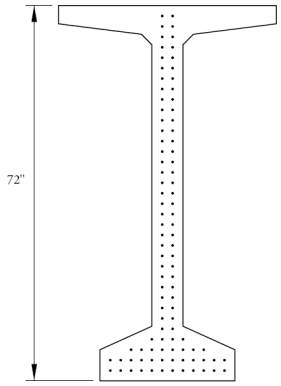
AASHTO-PCI Bulb-Tees



BT-54

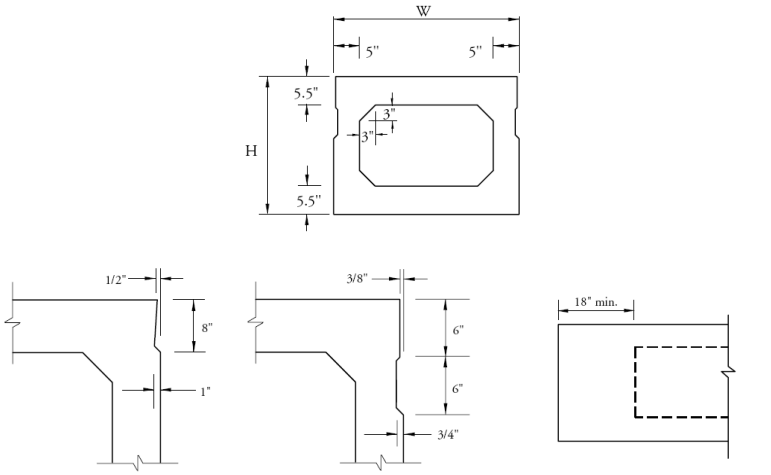


BT-63



BT-72

AASHTO Box Beams



Typical Keyway Details

Typical Longitudinal Section

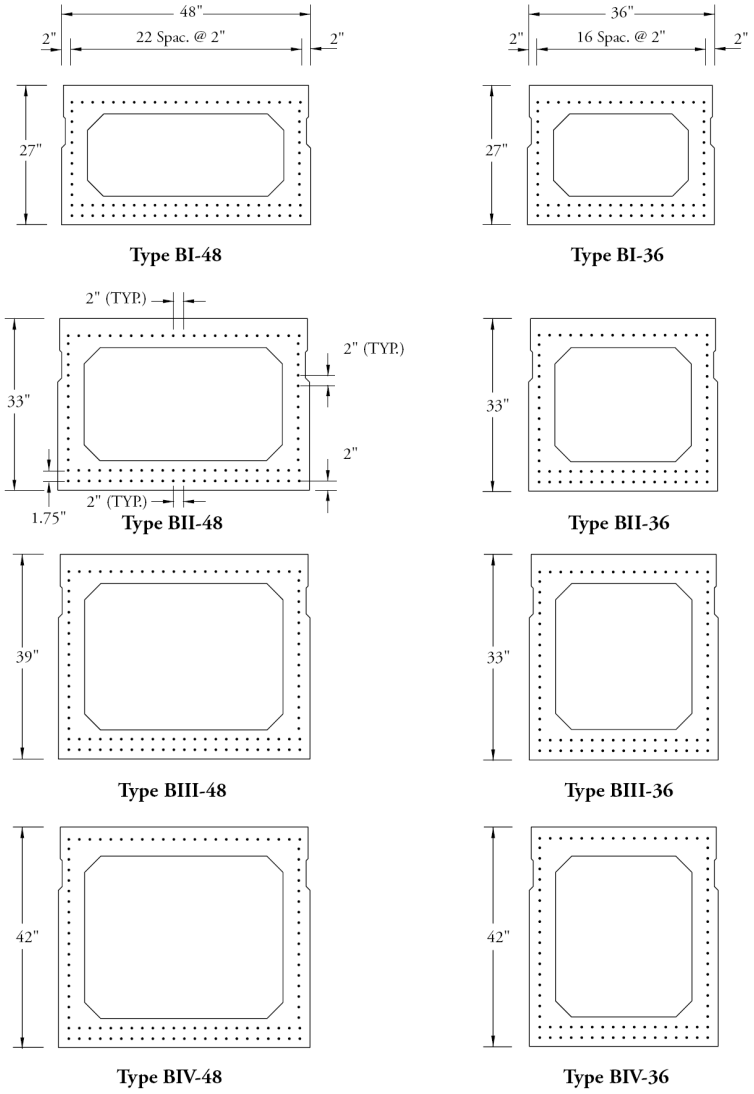
Dimensions:

Type	W	H
BI-36	36	27
BI-48	48	27
BII-36	36	33
BII-48	48	33
BIII-36	36	39
BIII-48	48	39
BIV-36	36	42
BIV-48	48	42

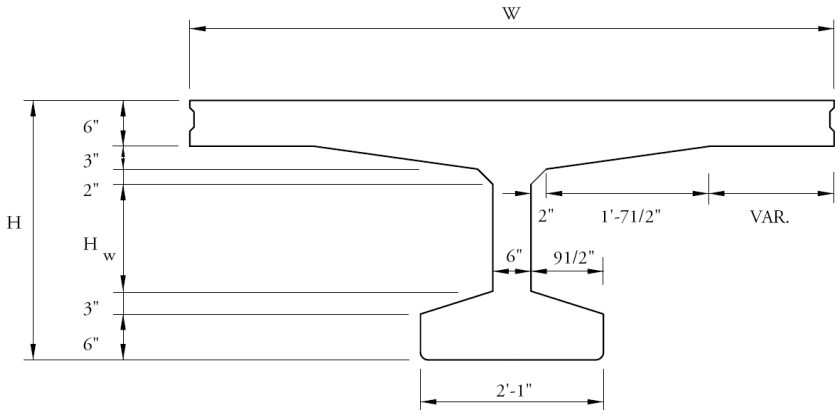
Properties:

Type	Area $in.^2$	y_{bottom} in.	Inertia $in.^4$	Weight kip/ft
BI-36	560.5	13.35	50,334	0.584
BI-48	692.5	13.37	65,941	0.721
BII-36	620.5	16.29	85,153	0.646
BII-48	752.5	16.33	110,499	0.784
BIII-36	680.5	19.25	131,145	0.709
BIII-48	812.5	19.29	168,367	0.846
BIV-36	710.5	20.73	158,644	0.74
BIV-48	842.5	20.78	203,088	0.878

AASHTO Box Beams



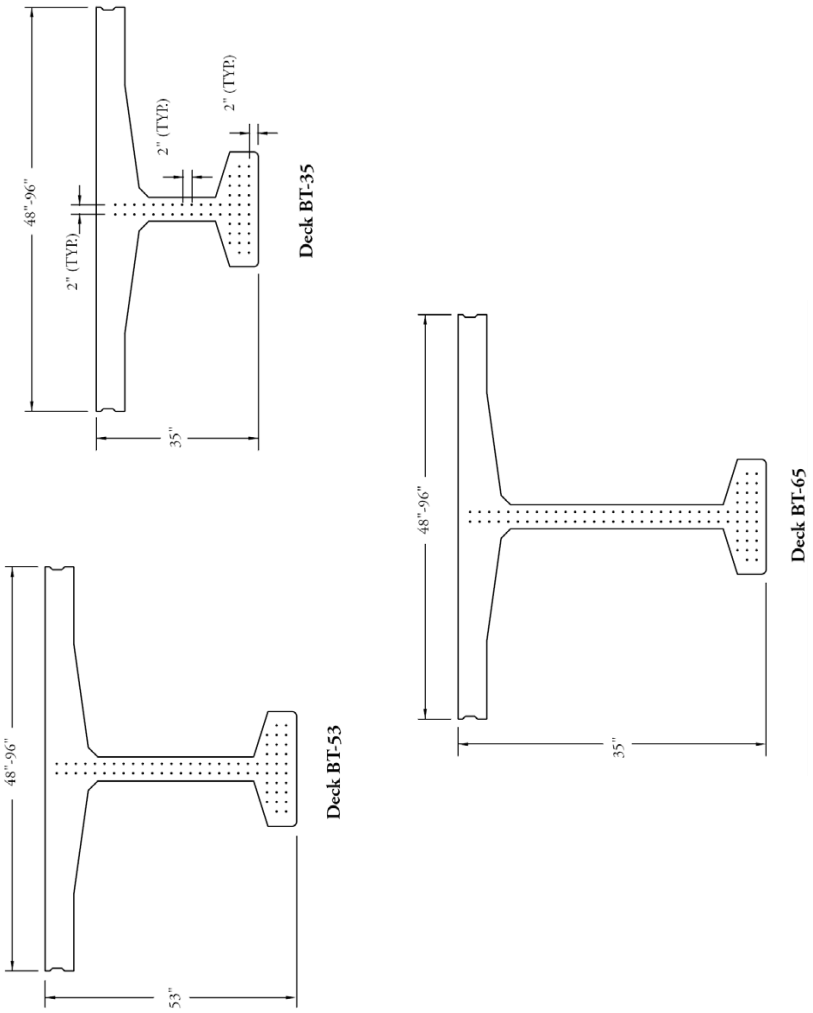
Deck Bulb-Tees

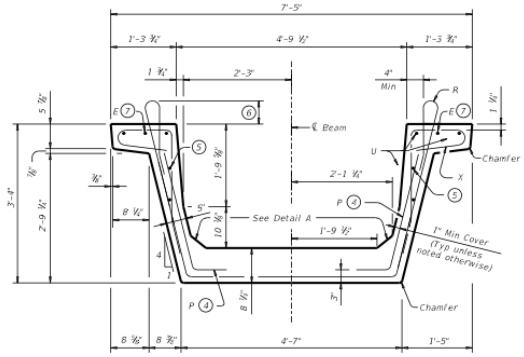


Dimensions and Properties

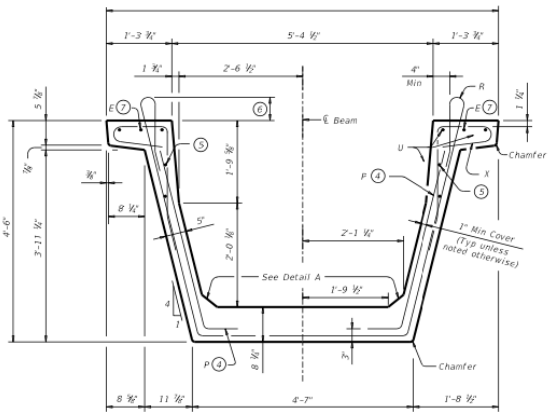
H in.	H_w in.	W in.	Area in.²	Inertia in.⁴	y_{bottom} in.	Weight kip/ft
35	15	48	677	101,540	21.12	0.75
		72	823	116,071	23.04	0.91
		96	967	126,353	24.37	1.07
53	33	48	785	294,350	31.71	0.87
		72	931	335,679	34.56	1.03
		96	1,075	365,827	36.63	1.19
65	45	48	857	490,755	38.55	0.95
		72	1,003	559,367	41.95	1.11
		96	1,147	610,435	44.46	1.27

Deck Bulb-Tees



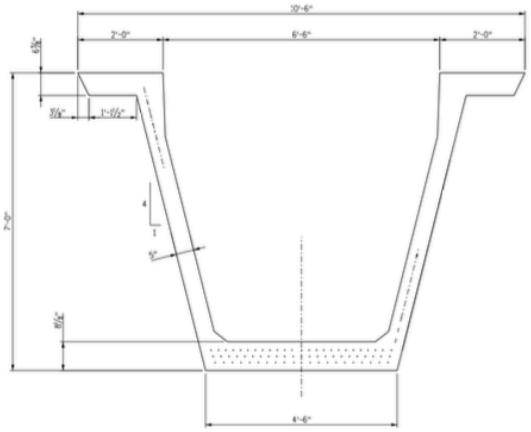


TYPICAL SECTION - U40



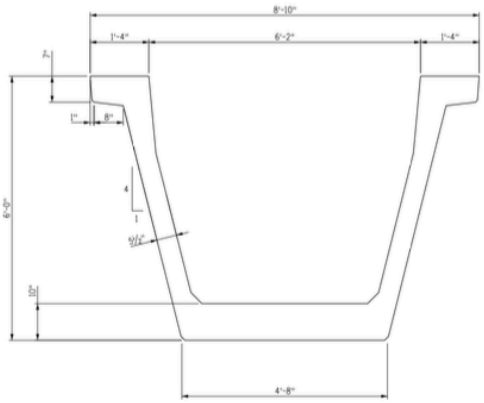
TYPICAL SECTION - U54

Colorado U84 Girder (Prestress)



Area = 10.40sf
Weight = 1.612klf (γ = 155pcf)

Florida U72 Girder (Prestress)



Area = 10.27sf
Weight = 1.592klf (γ = 155pcf)