U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DO TABULEIRO DE UMA PONTE MISTA COM 115M DE VÃO

EDGAR JOÃO MATIAS CID

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António Manuel Adão da Fonseca

JULHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

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 - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais e Irmão

"It's amazing what you can learn if your intentions are truly earnest."

Chuck Berry

AGRADECIMENTOS

Deixo aqui uma palavra de apreço a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho e que, mesmo sem ter estado comigo, comigo tenham estado ao longo deste intensivo período de estudo.

Ao Professor Doutor António Manuel Adão da Fonseca, meu Orientador, agradeço a oportunidade de participar nas reuniões semanais conjuntas destinadas aos orientandos, sempre revestidas de carácter altamente didáctico e boa disposição. Agradeço também a sua disponibilidade e indicações profícuas, fruto da sua larga experiência, e assim sendo de grande importância para o bom direccionamento deste trabalho, que constituíram um estímulo impulsionador nas alturas mais difíceis.

Ao Professor José Miguel Castro, Docente do Departamento de Engenharia da Universidade do Porto – Secção de Estruturas, agradeço profundamente a disponibilidade absoluta que evidenciou perante os meus sucessivos pedidos de esclarecimento de dez minutos que rapidamente se tornavam em conversas de duas horas sem direito a almoço. Os seus conselhos, ideias e ensinamentos permitiram-me transpor inúmeros obstáculos no decorrer da elaboração deste trabalho e constituíram um apoio fundamental para a sua realização.

Muito especialmente agradeço ainda aos meus pais, irmão e à Filipa pelas razões óbvias, paciência, compreensão e apoio incondicional, e tantas outras coisas que meras palavras não seriam capazes de traduzir.

RESUMO

Este trabalho diz respeito ao projecto do tabuleiro de uma ponte mista de grande vão (115 m). Procura-se uma abordagem que, na impossibilidade de ser exaustiva, dê enfoque a alguns dos principais aspectos inerentes ao projecto desta tipologia de pontes.

A experiência de concepções passadas recolhida, numa fase inicial, através de uma pesquisa abrangente, permitiu fundamentar as escolhas aqui tomadas e direccionar todo o processo, escolhendo algumas soluções em detrimento de outras.

O processo de dimensionamento baseado nos Eurocódigos, pretende conhecer e dar a conhecer esta legislação relativamente recente e talvez ainda pouco utilizada.

A orientação de todo o trabalho, do geral para o particular, pretende progredir sustentadamente para uma solução adequada à resolução do problema em causa.

Referem-se inicialmente aspectos transversais à concepção de pontes e as características dos materiais intervenientes em estruturas mistas, bem como as suas vantagens. Seguidamente abordam-se, com maior profundidade, aspectos específicos das pontes mistas.

A determinação das acções actuantes e respectivas combinações é feita de acordo com a EN 1991: Acções em Estruturas. O dimensionamento e a verificação à segurança são apoiados na EN 1994-2, que trata de estruturas mistas, especificamente de pontes.

Estuda-se a resistência da estrutura à flexão, ao esforço transverso e ao corte longitudinal no interface aço-betão, os fenómenos de encurvadura global e local. Analisa-se o processo construtivo, o período de serviço, emprego de reforços transversais e longitudinais para melhoria da capacidade resistente da viga ao esforço transverso, pondera-se a utilização de dupla acção mista nas secções junto aos apoios e utilizam-se diafragmas intermédios como forma de estabilizar as vigas à encurvadura lateral.

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento, ponte, bi-viga, mista, Eurocódigo.

ABSTRACT

This work is about the design of a composite bridge with large span (115 m). In the impossibility of a comprehensive approach, it aims to accentuate some of the main aspects concerning the design of this type of bridges.

The experience of solutions used in the past was searched for in an initial phase, with the intent of supporting the chooses later made in this work and direct the whole process of design.

The design process was based on Eurocodes, in order to know them better and make them better known, as it is a relatively new legislation, with perhaps few users.

The way this work is organized, starting by a superficial and broad approach and then gradually focusing on an adequate solution to solve the problem at hand, is the reflex of the concern to take informed and substantiated decisions at all times.

Some aspects related to the bridge conception are initially referred as well as the characteristics of the materials used in composite bridges and the advantages related to the use of this type of structure. Then, some specifics on composite bridges are examined.

The determination of the actions on structures and their combinations is made as in EN 1991: Actions on Structures. The design and safety verification were made using EN 1994-2, specific of composite bridges.

The resistance to bending and shear stresses is verified, as well as the shear connection between the deck and the upper flanges of the girder. The global and local buckling phenomena are studied and transverse cross bracings are used in order to prevent lateral-torsional buckling. The constructive process is taken into account, the use of transverse and longitudinal stiffeners to improve shear resistance is analyzed, and the double composite action in the sections near supports is considered.

KEYWORDS: Eurocode, design, composite, girder, bridge.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1 INTRODUÇÃO 1.1
1.1. ASPECTOS GERAIS E OBJECTIVOS **1.1**
1.2. CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO **1.1**
2 ASPECTOS GERAIS SOBRE CONCEPÇÃO DE PONTES 2.3
2.1. SISTEMA ESTRUTURAL **2.3**
2.1.1. EM LAJE 2.4
2.1.2. EM VIGA 2.5
2.1.3. PÓRTICO 2.11
2.1.4. ARCO 2.12
2.1.5. ATIRANTADO / SUSPENSO 2.12
2.2. SELECÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL **2.13**
2.3. SISTEMAS DE TABULEIRO **2.14**
2.4. CONDICIONANTES **2.15**
2.4.1. DIMENSÕES LIVRES MÍNIMAS 2.15
2.4.2. CARREGAMENTO 2.15
2.4.3. TOPOGRAFIA E GEOLOGIA 2.16
2.4.4. PROCESSO CONSTRUTIVO 2.16
2.4.5. ESTÉTICA E FACTORES AMBIENTAIS 2.18
2.4.6. MATERIAIS E MÃO-DE-OBRA LOCAL 2.18
2.4.7. INSPECÇÃO E MANUTENÇÃO 2.18
3 MATERIAIS 3.19
3.1. GENERALIDADES **3.19**
3.2. AÇO ESTRUTURAL **3.19**
3.3. BETÃO **3.22**
3.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS **3.24**
4 PONTES MISTAS EM VIGA 4.25

4.1. PRINCÍPIOS DO FUNCIONAMENTO MISTO 4.25
4.1.1. RAZÃO MODULAR 4.25
4.1.2. LIGAÇÃO NA INTERFACE 4.25
4.2. VANTAGENS 4.27
4.3. APLICAÇÃO EM PORTUGAL 4.28
4.4. SECÇÃO TRANSVERSAL 4.29
4.4.1. TIPOS BÁSICOS 4.29
4.4.2. PROPORÇÕES INICIAIS 4.30
4.4.3. DUPLA ACÇÃO MISTA 4.31
4.5. ESTABILIZAÇÃO E TRAVAMENTO 4.32
4.6. COMPORTAMENTO DAS SECÇÕES MISTAS 4.33
4.6.1. ESTADOS DE CARGA 4.33
4.6.2. RETRACÇÃO E FLUÊNCIA 4.34
4.7. EXECUÇÃO E MONTAGEM 4.34
4.7.1. VIGAS DE GRANDES DIMENSÕES 4.34
4.7.2. LAJE DE BETÃO 4.38
4.7.3. MEIOS DE UNIÃO 4.39
5 BASES DE PROJECTO 5.41
5.1. REQUISITOS FUNDAMENTAIS 5.41
5.2. REGULAMENTAÇÃO 5.41
5.2.1. NACIONAL VS. EUROPEIA 5.41
5.2.2. EUROCÓDIGOS 5.42
6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS MISTAS SEGUNDO EUROCÓDIGOS 6.45
6.1. GENERALIDADES 6.45
6.2. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS 6.45
6.2.1. FLEXÃO 6.45
6.2.2. TRANSVERSO 6.49
6.2.3. FORÇAS TRANSVERSAIS EM ALMAS 6.51
6.2.4. ENCURVADURA DA ALMA INDUZIDA PELOS BANZOS 6.54
6.2.5. INTERACÇÃO DE ESFORÇOS 6.54
6.3. ENCURVADURA LATERAL-TORSIONAL DE VIGAS MISTAS 6.56
6.4. REFORÇOS 6.62

6.4.1. TRANSVERSAIS 6.62
6.4.2. LONGITUDINAIS 6.65
6.5. RESISTÊNCIA AO CORTE LONGITUDINAL 6.66
6.5.1. DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE CORTE 6.66
6.5.2. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONECTOR 6.68
6.5.3. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS 6.69
6.5.4. CORTE LONGITUDINAL NA LAJE 6.70
6.6. ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO 6.72
6.6.1. LIMITAÇÃO DE TENSÕES 6.72
6.6.2. FENDILHAÇÃO 6.73
7 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL 7.75
7.1. GENERALIDADES 7.75
7.2. PARTICULARIDADES DO PROJECTO 7.76
7.2.1. DISPOSIÇÃO DE VÃOS 7.76
7.2.2. SECÇÃO TRANSVERSAL 7.76
7.2.3. PROCESSO CONSTRUTIVO 7.77
7.3. MÉTODO DE ANÁLISE GLOBAL 7.78
7.3.1. DETERMINAÇÃO DO EFEITO DAS ACÇÕES 7.78
7.4. CARACTERÍSTICAS DE UMA SECÇÃO 7.79
7.4.1. CLASSIFICAÇÃO 7.79
7.4.2. ENCURVADURA LOCAL 7.81
7.4.3. MECÂNICAS 7.82
7.5. SOLUÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL 7.85
7.5.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS 7.86
7.5.2. FASES E SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA 7.88
7.5.3. MODELO LINEAR 7.89
7.5.4. ESFORÇOS: ACÇÕES E COMBINAÇÕES 7.92
7.5.5. DIMENSIONAMENTO I 7.97
7.5.6. DIMENSIONAMENTO II 7.113
7.6. NERVURAS DE RIGIDEZ 7.122
7.6.1. TRANSVERSAIS 7.122
7.6.2. LONGITUDINAIS 7.124
7.7. DIAFRAGMAS TRANSVERSAIS 7.125

7.7.1. CÁLCULO DO ESFORÇO AXIAL NO BANZO 7.126
7.7.2. MODELO 7.126
7.7.3. ESPAÇAMENTO DOS DIAFRAGMAS 7.126
7.7.4. MODOS DE ENCURVADURA E VALORES PRÓPRIOS. RIGIDEZ DO DIAFRAGMA. 7.127
7.7.5. DIMENSIONAMENTO 7.128
7.8. TRAVAMENTO HORIZONTAL PLANO 7.130
7.9. LAJE DE TABULEIRO 7.131
7.9.1. EXPOSIÇÃO 7.131
7.9.2. DIRECÇÃO TRANSVERSAL 7.132
7.10. CONECTORES 7.132
7.11. ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO 7.134
7.11.1. AÇO ESTRUTURAL 7.135
7.11.2. CONTROLO DA FENDILHAÇÃO NA LAJE 7.135
8 CONCLUSÃO 8.137
8.1. NOTAS FINAIS 8.137
8.1.1. SISTEMA ESTRUTURAL 8.137
8.1.2. MONTAGEM DA PONTE 8.137
8.1.3. DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO TRANSVERSAL 8.138
8.1.4. OUTROS ASPECTOS 8.139
8.2. DESENVOLVIMENTOS ADICIONAIS 8.140

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2-1 – Disposição de uma ponte em viga corrente.[70] 2.3
Fig. 2-2 – Tipos de pontes que transmitem a carga axialmente.[70] 2.4
Fig. 2-3 – Ponte em laje: simplesmente apoiada e contínua.[7] 2.5
Fig. 2-4 – Secção transversal: laje maciça e alveolada.[7] 2.5
Fig. 2-5 – Tipos de ponte em viga: simplesmente apoiada, Gerber e contínua.[70] 2.5
Fig. 2-6 – Secção transversal de ponte em viga de betão armado: bi e multi-viga e em T.[7] 2.6
Fig. 2-7 – Secção transversal composta em multi-viga.[7] 2.9
Fig. 2-8 – Design tradicional vs. design moderno de vigas em aço.[70] 2.9
Fig. 2-9 – Ponte em caixão unicelular (betão).[7] 2.10
Fig. 2-10 – Viga-caixão metálica com caixão único e duplo.[7] 2.10
Fig. 2-11 – Esquema de uma ponte de um vão em treliça.[7] 2.11
Fig. 2-12 – Pontes em pórtico com pilares verticais e inclinados.[7] 2.11
Fig. 2-13 – Arco sob tabuleiro (solução ligada e desligada).[7] 2.12
Fig. 2-14 – Arco intermédio e sobre o tabuleiro (*bow-string*).[7] 2.12
Fig. 2-15 – Ponte atirantada e diferentes esquemas de atirantamento.[7] 2.13
Fig. 2-16 – Ponte suspensa.[7] 2.13
Fig. 2-17 – Forma estrutural em função do vão.[70] 2.13
Fig. 2-18 – Solução bi-viga e multi-viga com laje de betão.[70] 2.14
Fig. 2-19 – Solução bi-viga com placa ortotrópica de aço.[70] 2.15
Fig. 2-20 – Esquema ilustrativo do lançamento incremental de uma ponte. 2.17
Fig. 2-21 – Esquemas ilustrativos da elevação de pontes.[70] 2.17
Fig. 2-22 – Esquema ilustrativo do método dos avanços sucessivos.[7] 2.18
Fig. 4-1 – Funcionamento independente dos materiais constituintes da peça – Tensões na interface nulas.[54] 4.26
Fig. 4-2 – Funcionamento conjunto dos dois materiais constituintes da peça - Tensões tangenciais não nulas.[54] 4.26
Fig. 4-3 – Funcionamento independente dos dois materiais constituintes da peça. 4.26
Fig. 4-4 – Funcionamento conjunto dos dois materiais constituintes da peça. 4.26
Fig. 4-5 – Produção de aço para a construção em 2007.[33] 4.28
Fig. 4-6 – Passagem superior tipo na A1 e Nova Ponte da Portela sobre o Rio Mondego.[5] 4.29
Fig. 4-7 – Sistema de vigas múltiplas, bi-viga, bi-viga com vigas transversais e bi-viga com viga intermédia.[70] 4.30
Fig. 4-8 – Secções transversais tipo de pontes rodoviárias de pequeno a médio vão.[70] 4.31
Fig. 4-9 – Encurvadura lateral-torsional e encurvadura distorsional.[70] 4.32
Fig. 4-10 – Secção em bi-viga com rigidizadores longitudinais e transversais e diafragmas transversais. [70] 4.33
Fig. 4-11 – Funcionamento metálico e funcionamento misto.[24] 4.33
Fig. 4-12 – Elementos que em geral compõem uma viga metálica.[21] 4.35
Fig. 4-13 – Ilustrações do processo de fabricação automatizada de uma viga metálica de grandes dimensões. [35] 4.36
Fig. 4-14 – Sistema de guia lateral.[30] 4.37
Fig. 4-15 – Sequência de betonagem típica de forma a minimizar as tracções na laje sobre os apoios.[64] 4.38

Fig. 4-16 – Tensões de tracção no betão – betonagem contínua (traço fino) e sequencial (traço espesso).[37] 4.38
Fig. 4-17 – Betonagem do tabuleiro da Ponte de Penacova sobre o Rio Mondego – utilização de pré-lajes.[5] 4.39
Fig. 4-18 – Tipos de conectores: perno de cabeça (*Stud*), *Perfobond* e T.[72] 4.40
Fig. 4-19 – Conectores *Perfobond e Crestbond*.[42] 4.40
Fig. 5-1 – Eurocódigos utilizados no dimensionamento de uma ponte mista. 5.44
Fig. 6-1 – Tensões em regime plástico numa secção mista: meio-vão e apoio.[24] 6.46
Fig. 6-2 – Tensões em regime elástico numa secção mista: classe 3 e 4.[24] 6.47
Fig. 6-3 – Secção do reforço a considerar.[15] 6.50
Fig. 6-4 – Tipos de reforço de extremidade: inexistente, rígido e não-rígido.[15] 6.50
Fig. 6-5 – Comprimento de apoio rígido.[15] 6.52
Fig. 6-6 – Casos de aplicação de carga.[15] 6.53
Fig. 6-7 – Área do reforço longitudinal a considerar.[15] 6.53
Fig. 6-8 – Distribuição plástica de tensões na presença do esforço transverso.[16] 6.55
Fig. 6-9 – Encurvadura lateral distorsional da secção transversal mista na zona de momentos negativos.[16] 6.57
Fig. 6-10 – Planta da encurvadura lateral de duas vigas.[74] 6.57
Fig. 6-11 – Planta de sistema de travamento plano ao nível do banzo sup. entre vigas.[74] 6.58
Fig. 6-12 – Travamento transversal para a encurvadura lateral-torsional.[71] 6.59
Fig. 6-13 – Sistemas de travamento transversal em treliça e rigidezes respectivas.[74] 6.59
Fig. 6-14 – Alma encurvada.[70] 6.62
Fig. 6-15 – Campo de tensões desenvolvido pós-encurvadura.[4] 6.62
Fig. 6-16 – Área do reforço a considerar para resistir à encurvadura.[15] 6.63
Fig. 6-17 – Imperfeição sinusoidal no reforço. 6.63
Fig. 6-18 – Soldadura de pernos conectores. 6.66
Fig. 6-19 – Determinação da força de corte longitudinal em vigas com comportamento inelástico.[16] 6.67
Fig. 6-20 – Força axial na laje em função do momento numa dada secção.[16] 6.67
Fig. 6-21 – Ligação de laje de betão a chapa metálica e armadura resistente às forças de desvio.[16] 6.68
Fig. 6-22 – Pormenorização.[16] 6.69
Fig. 6-23 – Dimensões do perno. 6.70
Fig. 6-24 – Superfícies possíveis de corte e comprimentos das respectivas superfícies.[16] 6.70
Fig. 6-25 – Ligação do banzo com a alma.[23] 6.71
Fig. 7-1 – Disposição de vãos. 7.76
Fig. 7-2 – Composição da secção transversal do tabuleiro. 7.76
Fig. 7-3 – Camadas do tabuleiro.[24] 7.76
Fig. 7-4 – Sequência de betonagem. 7.77
Fig. 7-5 – Determinação de módulo de flexão efectiva em secção não-simétrica.[15] 7.82
Fig. 7-6 – Vãos equivalentes em função da largura efectiva.[16] 7.83
Fig. 7-7 – Comprimento efectivo para viga contínua e distribuição da largura efectiva.[19] 7.84
Fig. 7-8 – Dimensões da viga transversal.[70] 7.87
Fig. 7-9 – Modelos lineares simplificados – deslocamentos sucessivos. 7.89
Fig. 7-10 - Modelo para o método das carlingas flutuantes.[62] 7.90
Fig. 7-11 – Linha de influência da reacção de apoio R_j.[62] 7.91

Fig. 7-12 – Gráfico da linha de influência da viga da esquerda. 7.91
Fig. 7-13 – Envolvente de momentos flectores para uma carga rolante unitária. 7.92
Fig. 7-14 – Linha de influência de momentos flectores para a secção de meio-vão do tramo intermédio. 7.92
Fig. 7-15 – Aplicação das cargas de tráfego na secção transversal. 7.94
Fig. 7-16 – Vista geral da estrutura no modelo 3D. 7.96
Fig. 7-17 – Vias de referência. 7.97
Fig. 7-18 – Envolvente de momentos flectores devidos às acções de tráfego. 7.97
Fig. 7-19 – Secções do tabuleiro. 7.98
Fig. 7-20 – Diagrama qualitativo de momentos flectores: situação de deslocamentos sucessivos. 7.98
Fig. 7-21 – Solução de atirantamento provisória – torre e cabos. 7.99
Fig. 7-22 – Zona de vão em regime plástico: linha neutra no banzo superior. 7.100
Fig. 7-23 – Secções transversais da secção com alma: inexistente, efectiva, rigidizada e totalmente efectiva. 7.102
Fig. 7-24 – Diagramas qualitativos de momento flector e esforço axial – solução de atirantamento provisório. 7.104
Fig. 7-25 – Zona de apoio em regime plástico: solução sem laje inferior. 7.106
Fig. 7-26 – Zona de apoio em regime plástico: solução com laje inferior. 7.107
Fig. 7-27 – Zona de apoio em regime elástico: solução sem laje inferior. 7.108
Fig. 7-28 – Tensões na secção transversal com faseamento construtivo (propriedades brutas). 7.109
Fig. 7-29 – Tensões na secção transversal com faseamento construtivo (propriedades efectivas). 7.109
Fig. 7-30 – Zona de apoio em regime elástico: solução com laje inferior. 7.110
Fig. 7-31 – Disposição das secções. 7.113
Fig. 7-32 – Esforços na zona de transição – *Output* SAP2000. ..... 7.114
Fig. 7-33 – Esforço transverso na estrutura final – envolventes máx/mín. 7.121
Fig. 7-34 – Momento flector na estrutura final – envolventes máx/mín. 7.121
Fig. 7-35 – Resumo das secções transversais adoptadas. 7.122
Fig. 7-36 – Alçado e planta das nervuras de rigidez transversais: apoios de extremidade. 7.124
Fig. 7-37 – Nervura de rigidez longitudinal na zona do apoio de continuidade. 7.125
Fig. 7-38 – Esforço axial no banzo inferior da viga para estudo da encurvadura – simplificação. 7.126
Fig. 7-39 – Modelo do sistema de travamento e pormenor da secção efectiva do rigidizador transversal. 7.128
Fig. 7-40 – Esforço axial no sistema de travamento actuado de 1% da força máxima nos banzos. 7.129
Fig. 7-41 – Forças actuando no sistema de travamento devido ao peso próprio de uma das vigas. 7.130
Fig. 7-42 – Deformada da viga – diafragmas com rigidez muito elevada (K=1 GN/m) 7.130
Fig. 7-43 – Deformada da viga – diafragmas com a rigidez adoptada (K=300 MN/m) 7.131
Fig. 7-44 – Modelo de cálculo da laje e diagrama qualitativo de momento flector. 7.132
Fig. 7-45 – Envolvente do momento flector para cálculo dos conectores necessários. 7.133
Fig. 7-46 – Secções atribuídas. 7.133
Fig. 7-47 – Relação entre momento actuante e forças de compressão na laje de betão. 7.134

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2-1 – Altura máxima de perfis laminados tipo viga. [2] 2.7
Quadro 2-2 – Comprimento máximo de chapas de aço. [2] 2.8
Quadro 3-1 – Limites elásticos e tensão de rotura para os diferentes aços.[19] 3.20
Quadro 3-2 – Limites de percentagem dos elementos para aços obtidos por laminação termomecânica.[11] 3.21
Quadro 3-3 – Classes de betão.[23] 3.23
Quadro 3-4 – Características do aço.[1] 3.24
Quadro 3-5 – Características do betão.[1] 3.24
Quadro 4-1 – Rigidez e custo comparados para aço e betão. [65] 4.32
Quadro 4-2 – Dimensões dos pernos conectores [mm] 4.40
Quadro 5-1 – Eurocódigos estruturais. [59] 5.42
Quadro 5-2 – Situação da legislação em vigor para o projecto de pontes.[58] 5.43
Quadro 5-3 – Eurocódigos específicos para o projecto de pontes.[58] 5.43
Quadro 6-1 – Valor de χw 6.51
Quadro 7-1 – Denominações das secções utilizadas. 7.79
Quadro 7-2 – Classificação de secções. 7.80
Quadro 7-3 – Relações vão-altura. 7.86
Quadro 7-4 – Pré-dimensionamento da altura da viga (ESDEP). 7.86
Quadro 7-5 – Espessura da alma 7.87
Quadro 7-6 – Cargas actuantes consoante cada fase. 7.88
Quadro 7-7 – Resumo das acções permanentes consideradas. 7.93
Quadro 7-8 – Resumo das acções variáveis consideradas. 7.94
Quadro 7-9 – Resumo dos esforços (FTOOL). 7.95
Quadro 7-10 – Resumo dos esforços (SAP2000). 7.95
Quadro 7-11 – Esforços da fase mista para dimensionamento em regime elástico. 7.96
Quadro 7-12 – Esforços para verificação da segurança (Zona de transição S1/S2). 7.96
Quadro 7-13 – Diferença no momento flector entre modelos linear e tridimensional. 7.97
Quadro 7-14 – Dimensões da secção de momentos positivos (serviço). 7.100
Quadro 7-15 – Interacção M+V em regime plástico – passo 1. ..... 7.101
Quadro 7-16 – Interacção M+V em regime plástico – passo 2. ..... 7.101
Quadro 7-17 – Comparação da resistência da secção transversal em várias situações da alma. 7.102
Quadro 7-18 – Relação entre áreas da alma. 7.103
Quadro 7-19 – Dimensões da secção de momentos positivos (betonagem). 7.103
7-20 – Verificação da segurança a flexão composta em regime elástico. 7.104
Quadro 7-21 – Interacção com V em regime elástico. 7.104
Quadro 7-22 – Contributo dos diversos elementos da secção metálica para o momento plástico resistente. 7.105
Quadro 7-23 – Momento plástico resistente na presença de NEd. 7.105
Quadro 7-24 – Dimensões da secção de M negativo: regime plástico sem laje inferior. 7.106
Quadro 7-25 – Dimensões da secção de M negativo: regime plástico com laje inferior. 7.107
Quadro 7-26 – Dimensões da secção de M negativo: regime elástico sem laje inferior. 7.108
Quadro 7-27 – Momento elástico resistente: secção de M negativo sem laje inferior. 7.110
Quadro 7-28 – Dimensões da secção de M negativo: regime elástico com laje inferior. 7.110
Quadro 7-29 – Momento elástico resistente: secção de M negativo com laje inferior. 7.111

Quadro 7-30 – Comparação das soluções com e sem laje inferior (regime elástico). 7.111
Quadro 7-31 - Dimensões da secção de M negativo: regime elástico sem laje inferior-2.7.112
Quadro 7-32 – Dimensões da secção S2..... 7.114
Quadro 7-33 – Combinações de esforços para dimensionamento da secção S3..... 7.115
Quadro 7-34 – Combinação de esforços no lançamento incremental. 7.115
Quadro 7-35 – Dimensões da secção S3..... 7.115
Quadro 7-36 – Interacção M+V S3 – regime plástico. 7.116
Quadro 7-37 – Combinações de esforços para dimensionamento da secção S4..... 7.116
Quadro 7-38 – Dimensões da secção S4..... 7.117
Quadro 7-39 – Interacção M+V S4 – regime plástico. 7.117
Quadro 7-40 – Área efectiva dos banzos. 7.118
Quadro 7-41 – Coeficientes de fluência e razões modulares. 7.118
Quadro 7-42 – Secções para aplicação de cargas. 7.119
Quadro 7-43 – Secção de momentos negativos (S1): propriedades mecânicas. 7.119
Quadro 7-44 – Secção de meio-vão (S2): propriedades mecânicas. 7.119
Quadro 7-45 – Secção de transição (S3): propriedades mecânicas..... 7.120
Quadro 7-46 – Secção junto aos encontros (S4): propriedades mecânicas. 7.120
Quadro 7-47 – Esforços na estrutura com secções devidamente definidas. 7.120
Quadro 7-48 – Rigidizadores longitudinais..... 7.124
Quadro 7-49 – Esforço axial no banzo inferior para estudo da encurvadura lateral. 7.126
Quadro 7-50 – Verificação do critério de segurança para diferentes rigidezes..... 7.127
Quadro 7-51 – Exemplo de modos de encurvadura em função da rigidez do diafragma. 7.127
Quadro 7-52 – Rigidezes em função da secção do travamento adoptada. 7.129
Quadro 7-53 – Resumo da armadura adoptada. 7.132
Quadro 7-54 – Dimensionamento dos conectores para as zonas em regime elástico..... 7.133
Quadro 7-55 – Dimensionamento dos conectores para a zona em regime plástico. 7.134
Quadro 7-56 – Tensões na secção S1 – combinação característica ELS. 7.135

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS E OBJECTIVOS

Este trabalho pretende abordar de uma forma abrangente e com a maior profundidade possível, os aspectos intrínsecos ao projecto do tabuleiro de uma ponte mista com 115m de vão.

A orientação de todo o trabalho, do geral para o particular, pretende progredir sustentadamente para uma solução adequada à resolução do problema em causa. Com esse intuito, foi encetada desde cedo uma extensa pesquisa bibliográfica, com o intuito de conhecer soluções comprovadas no passado.

A rasante da ponte foi fixada *a priori* pelo perfil longitudinal inicialmente cedido, bem como a grandeza do maior vão. O mesmo se passou em relação à secção transversal do tabuleiro, no que toca ao número e dimensões da faixa de rodagem e passeios.

O objectivo deste trabalho é verificar a segurança de uma ponte mista através de Eurocódigos. A opção pela utilização desta legislação prende-se com o desejo de a conhecer e dar a conhecer já que é relativamente recente, bem como abrangente.

1.2. CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO

Resultado da investigação inicial mencionada anteriormente, referem-se alguns aspectos transversais à concepção de pontes e as características dos materiais intervenientes em estruturas mistas, bem como as suas vantagens. Seguidamente abordam-se, com maior profundidade, aspectos específicos das pontes mistas.

A determinação das acções actuantes e respectivas combinações é feita de acordo com a EN 1991: Acções em Estruturas. Foram condensados os aspectos essenciais relacionados com este assunto, que podem ser consultados no Anexo A, com algum detalhe.

Antes de passar ao dimensionamento e verificação da estrutura, dedica-se um capítulo aos aspectos mais importantes que terão de ser verificados para cumprir a segurança, segundo o Eurocódigo.

Procede-se então à análise e dimensionamento estrutural em que se estuda a resistência da estrutura à flexão, ao esforço transverso e ao corte longitudinal no interface aço-betão, bem como os fenómenos de encurvadura global e local. Analisa-se o processo construtivo, a estrutura durante a betonagem e em serviço, o emprego de reforços transversais e longitudinais para melhoria da capacidade resistente da viga ao esforço transverso, pondera-se a utilização de dupla acção mista nas secções junto aos apoios e utilizam-se diafragmas intermédios como forma de estabilizar as vigas à encurvadura lateral.

2

ASPECTOS GERAIS SOBRE CONCEPÇÃO DE PONTES

2.1. SISTEMA ESTRUTURAL

Este capítulo pretende realçar alguns dos principais aspectos ligados à concepção de pontes de uma forma algo abrangente, ainda que, por isso, algo superficial. Neste capítulo começam-se por apresentar alguns conceitos gerais que permitem enquadrar o objecto de estudo no universo das pontes.

A escolha do sistema estrutural de uma ponte é uma das tarefas iniciais no trabalho dum projectista. No entanto, a idade prematura em que é tomada não lhe confere a possibilidade de a dissociar das restantes escolhas inerentes ao extenso processo criativo de uma ponte, já que possui, com elas, uma relação intrínseca e de forte interdependência. Há que ter simultaneamente em conta, um conjunto alargado de factores que influenciam esta escolha.

Fundamentalmente, o sistema estrutural de uma ponte pode ser classificado, a nível conceptual, e numa primeira abordagem, em dois tipos:

- Transmissão de cargas por flexão – a grande maioria das pontes é deste tipo. As cargas aplicadas na laje são transmitidas para as vigas, que depois se encaminham para a fundação através dos aparelhos de apoio, pilares e encontros. Podem inclusivamente não ter vigas, quando os vãos forem de pequena dimensão. A capacidade da ponte é fortemente determinada pela resistência das vigas e lajes ao esforço transverso e momentos flectores.

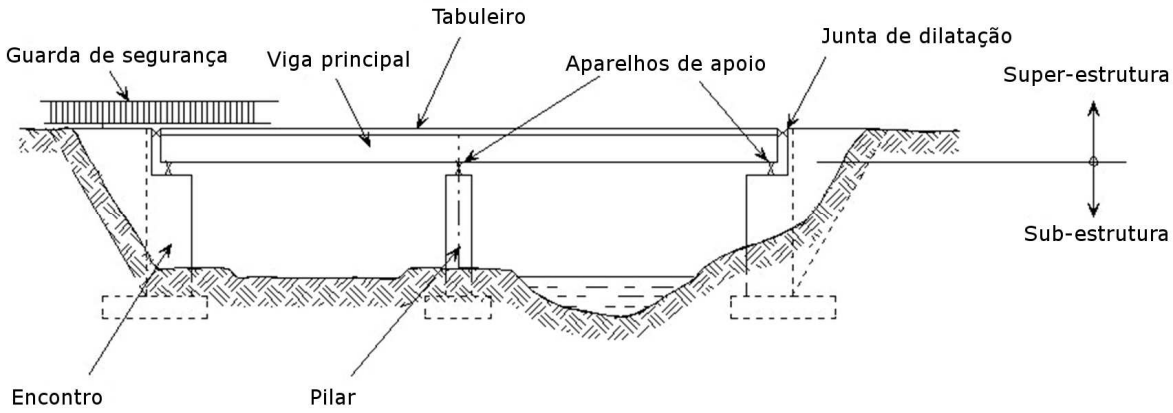


Fig. 2-1 – Disposição de uma ponte em viga corrente.[70]

- Transmissões de cargas axialmente – as pontes deste tipo transmitem a carga maioritariamente por compressão, no caso de uma ponte em arco, ou por tracção, no caso das pontes suspensas e atirantadas.

A treliça pode ser utilizada em ambos os tipos de pontes referenciados previamente, não constituindo por si só um tipo de ponte mas antes um tipo de elemento usado nas pontes.

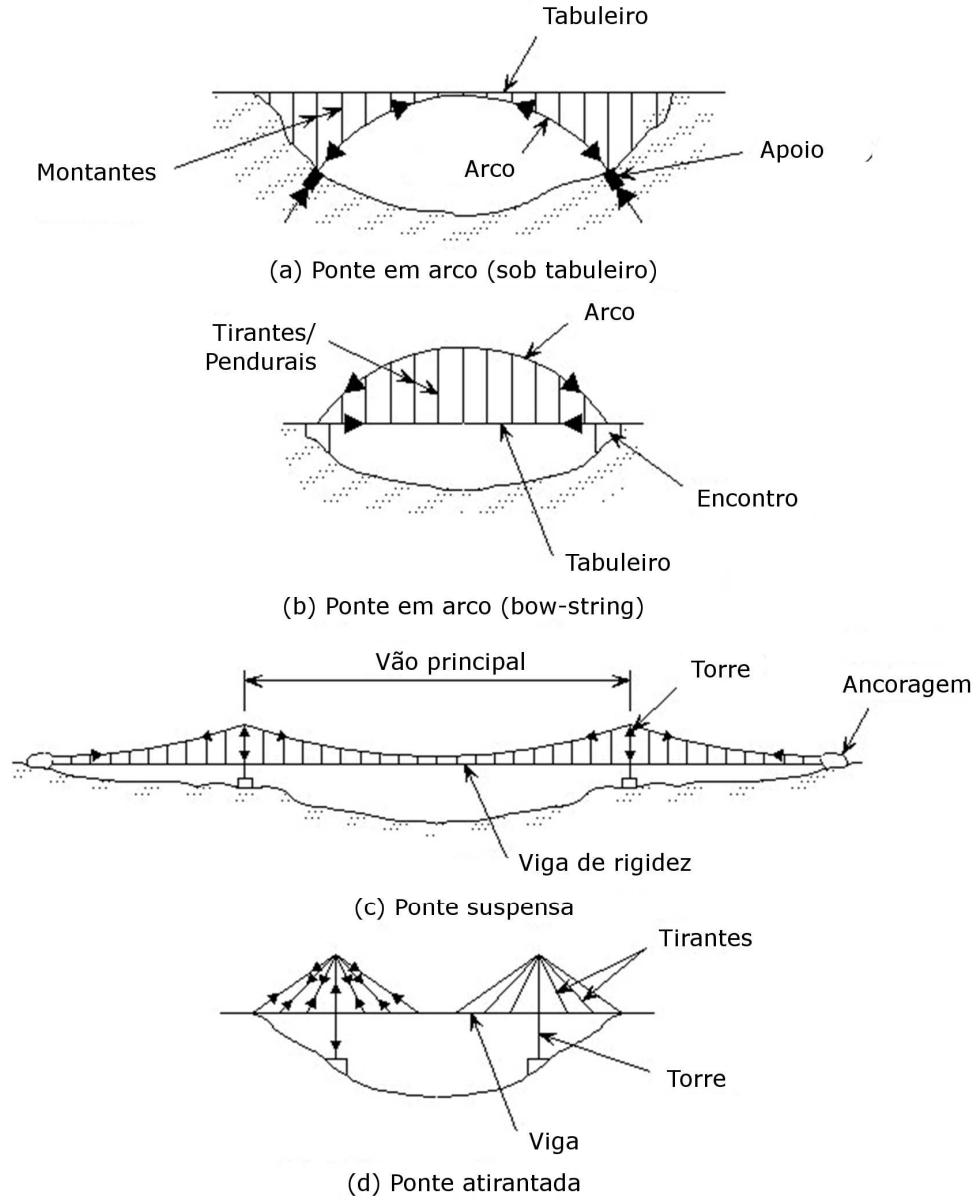


Fig. 2-2 – Tipos de pontes que transmitem a carga axialmente.[70]

2.1.1. EM LAJE

É o sistema estrutural mais simples, prestando-se apenas a vencer vãos pequenos, na ordem dos 10 metros. Podem ser lajes de um só vão (simplesmente apoiadas) ou contínuas. À medida que o vão a transpor vai sendo maior, começa a ponderar-se o aligeiramento da laje para reduzir o peso próprio da estrutura. Uma laje alveolada pode ir até cerca de 25 metros.

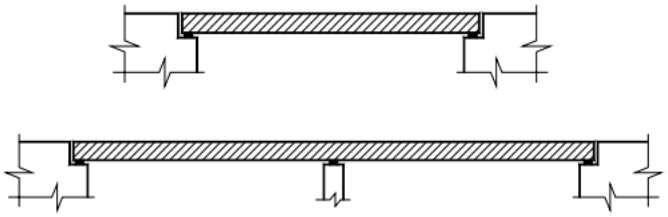


Fig. 2-3 – Ponte em laje: simplesmente apoiada e contínua.[7]

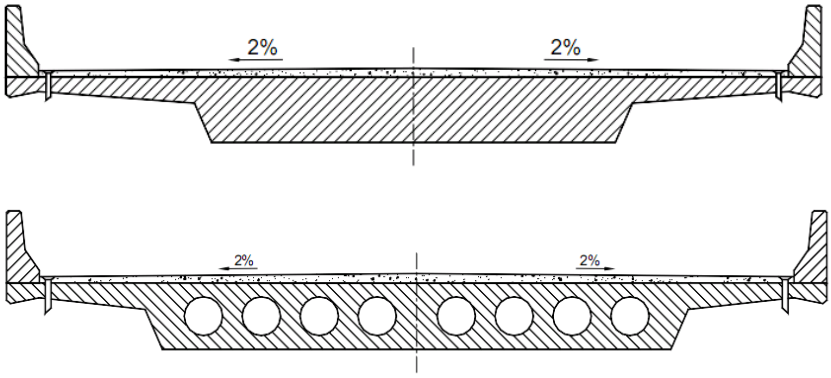


Fig. 2-4 – Secção transversal: laje maciça e alveolada.[7]

2.1.2. EM VIGA

As pontes em viga constituem o tipo de ponte mais simples e, talvez por isso, mais comum.

Podem ser estaticamente determinadas, se forem simplesmente apoiadas ou do tipo Gerber, e contínuas.

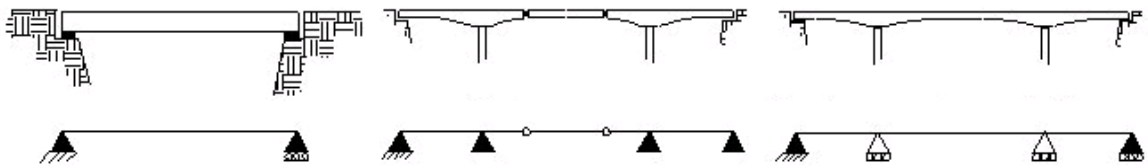


Fig. 2-5 – Tipos de ponte em viga: simplesmente apoiada, Gerber e contínua.[70]

As vigas simplesmente apoiadas são utilizadas apenas até vãos de 25m enquanto as vigas contínuas são as mais comuns e também as mais versáteis, podendo ser utilizadas em casos de vãos pequenos (10 – 20m), médios (20 – 50m) e grandes (+100m). Nestes dois últimos casos as vigas podem ser de altura variável por razões estruturais, económicas e estéticas.

As vigas podem ser de alma cheia, em caixão ou em treliça e constituídas por aço ou betão (moldagem *in situ* ou pré-fabricado).

2.1.2.1. Alma cheia

Betão

A viga de alma cheia em betão é normalmente utilizada em soluções bi-viga, multi-viga e viga em I ou T. As primeiras duas são betonadas no local, enquanto as últimas são pré-fabricadas. Fazendo uso de betão armado o vão pode chegar até aos 30-40m no caso das primeiras e atingir os 45m nas últimas. Fazendo uso de pré-esforço o vão alcançado pode ser muito superior.

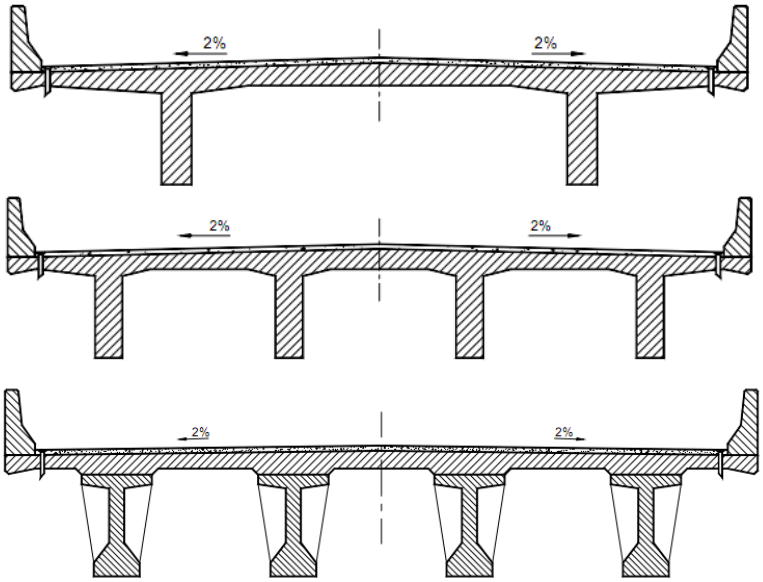


Fig. 2-6 – Secção transversal de ponte em viga de betão armado: bi e multi-viga e em T.[7]

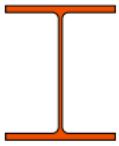
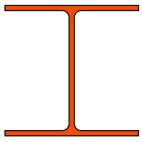
É uma solução que apresenta como trunfos menor peso que as soluções em caixão, simplicidade de cofragem e armadura, facilidade de betonagem e permite a pré-fabricação. Contudo é menos esbelta que uma solução em caixão e a sua capacidade limitada para resistir a momentos negativos e a solicitações de torção faz com que seja excluída quando este último tipo de esforços é significativo.

Aço

Os perfis metálicos utilizados nas vigas podem ser laminados ou perfis reconstituídos soldados (PRS) sendo as vigas neste último caso designadas por compostas. A relação vão/altura neste tipo de ponte é cerca de 18 a 22 para vigas simplesmente apoiadas, sendo naturalmente diferente para vigas contínuas.

No caso de os perfis serem do primeiro tipo, a sua altura é limitada às dimensões disponíveis no mercado, que vai até 1100 mm de altura, podendo ser utilizados em pontes de pequeno vão (até cerca de 30m).

Quadro 2-1 – Altura máxima de perfis laminados tipo viga. [2]

Tipo/Designação		Origem	Descrição	Altura máxima [mm]
IPE		Europeia	Secção em I de abas paralelas	750
IPN		Europeia	Secção em I de abas inclinadas	600
HE		Europeia	Viga de abas largas	1000
HL		Europeia	Viga de abas extra largas	1100
UB		Britânica	Viga (Universal Beam)	1016
J		Britânica	Secção em I de abas inclinadas	254
W		Americana	Viga de abas largas (Wide flange beam)	1100
S		Americana	Viga (Standard beam)	610
HG		Russa	Viga	400
H		Japonesa	Viga	900

Sendo do segundo tipo, os perfis são soldados com as dimensões necessárias para formar uma secção resistente aos esforços actuantes, e são constituídos geralmente por chapas de até 150 mm de espessura, o que permite vencer vãos bastante superiores. É comum observar-se a variação da espessura das chapas de acordo com as solicitações estruturais, a uma taxa de 5-7 mm/m.

Comummente os banzos são assimétricos já que se aproveita o contributo do betão para reduzir a utilização de aço, alocando-o apenas para onde é realmente necessário, aumentando a eficiência da secção. A espessura da alma é usualmente inferior a 25 mm, sendo a viga reforçada longitudinal e transversalmente.

Quadro 2-2 – Comprimento máximo de chapas de aço. [2]

Espessura (mm)	Largura (mm)																			
	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800	2900	3000	3100	3200	3300
5	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12										
6	12	12	12	12	12	12	15	15	15	15	15									
7	14	14	14	15	15	15	15	15	15	15	15	15								
8	14	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15			
9	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
10	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
11	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
12	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
13	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
14	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
16	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
17	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
18	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
19	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
20	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
21	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
22	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
23	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
24	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
25	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
26	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	14
27	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	14	14
28	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	14	14	14	13
29	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	14	14	14	13	13
30	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	14	14	13	13	13	12
35	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	14	14	13	13	12	12	11	11	11	10
40	15	15	15	15	15	15	15	14	14	13	13	12	12	11	11	10	10	10	9	9
45	15	15	15	15	15	14	13	13	12	12	11	11	10	10	9	9	9	9	8	8
50	12	16	15	14	13	13	12	11	11	10	10	10	9	9	8	8	8	8	7	7
55	11	15	14	13	12	12	11	10	10	9	9	9	8	8	8	7	7	7	7	6
60	10	13	13	12	11	11	10	9	9	9	8	8	8	7	7	7	6	6	6	6
65	9	12	12	11	10	10	9	9	8	8	8	7	7	7	6	6	6	6	6	5
70	8	11	11	10	9	9	8	8	8	7	7	7	6	6	6	6	5	5	5	5
75	8	11	10	9	9	8	8	7	7	7	6	6	6	6	5	5	5	5	5	5
80	7	10	9	9	8	8	7	7	7	6	6	6	6	5	5	5	5	5	4	4
85	7	9	9	8	8	7	7	7	6	6	6	5	5	5	5	5	4	4	4	4
90	6	9	8	8	7	7	6	6	6	6	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4
95	6	8	8	7	7	6	6	6	6	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4
100	6	8	7	7	6	6	6	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4		
105	5	7	7	7	6	6	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4				
110	5	7	7	6	6	6	5	5	5	4	4	4	4	4	4					
115	5	7	6	6	6	5	5	5	4	4	4	4	4	4						
120	5	6	6	6	6	5	5	4	4	4	4	4	4							
125	4	6	6	5	5	5	5	4	4	4	4	4								
130	4	6	6	5	5	5	4	4	4	4	4									
135	4	6	5	5	5	4	4	4	4	4										
140	4	5	5	5	4	4	4	4	4											
145																				
150																				

Bruto laminación/Normalizado o laminado de normalización.
Bruto laminación.
Dimensiones por acuerdo previo.

- Longitud mínima de fabricación 4 m.
- Longitud > 15 m, por acuerdo previo.
- Ancho < 1.4 m, por acuerdo previo.
- Peso máximo de la chapa 9.7 t.

Existem várias soluções comprovadas para a secção transversal deste tipo de pontes, consoante se trate de transpor um vão de pequena, média ou grande dimensão.

Para pequenos vãos, uma ponte com secção transversal multi-viga é adequada, sendo preterida em relação a uma secção bi-viga, à medida que aumenta a dimensão do obstáculo a transpor. Nesta última, são normalmente utilizadas vigas contínuas e de altura variável, cujo vão pode ultrapassar os 100 m. Poderá optar-se pelo uso de betão leve no tabuleiro para reduzir o peso próprio da estrutura ou inclusivamente por um tabuleiro metálico ortótropo.

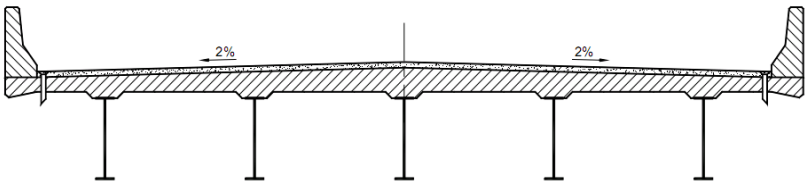


Fig. 2-7 – Secção transversal composta em multi-viga.[7]

Independentemente da dimensão do vão a vencer, há dois caminhos a seguir, com diferentes repercussões ao nível económico. Ao design tradicional correspondia uma utilização inferior de matéria-prima ainda que à custa de um maior recurso à mão-de-obra, consequência dos custos praticados na altura, enquanto o design actual tende a privilegiar a redução da mão-de-obra, agora mais dispendiosa, ainda que à custa dum gasto superior de material.

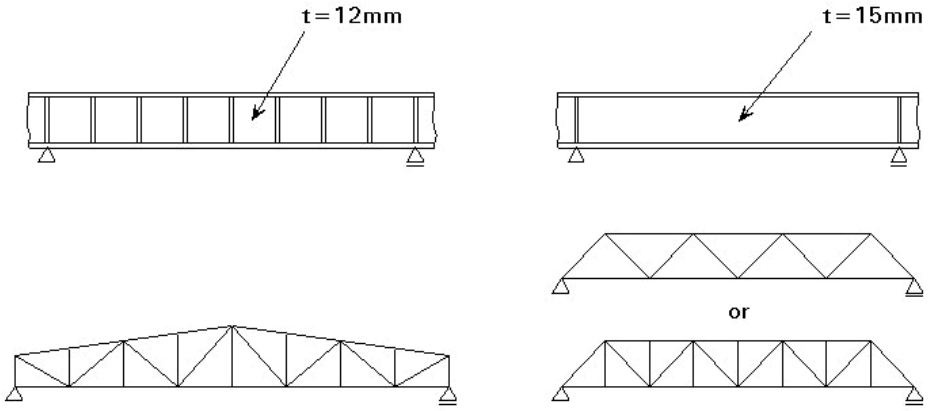


Fig. 2-8 – Design tradicional vs. design moderno de vigas em aço.[70]

Em qualquer dos casos é útil não perder de vista no processo de criação, o factor repetição, que torna a ponte mais fácil de construir sob todos os aspectos, aliado à crescente automatização na indústria metalúrgica.

2.1.2.2. Caixão

Betão

Esta solução mais apreciada esteticamente, pode ser em caixão mono (apenas com duas vigas principais) ou pluri-celular (com mais vigas principais), e é estruturalmente recomendada para pontes em curva dada a sua capacidade resistente à torção. Pode também ser utilizada em situações em que

seja desejável uma menor altura da secção. Apresenta algumas desvantagens face à solução em viga, designadamente maior peso próprio e complexidade de execução.

Poderá ser usada para vãos superiores a 25m no caso de betão armado e 35m no caso de betão pré-esforçado. Se a dimensão transversal do tabuleiro assim o aconselhar, podem utilizar-se vários caixões em paralelo.

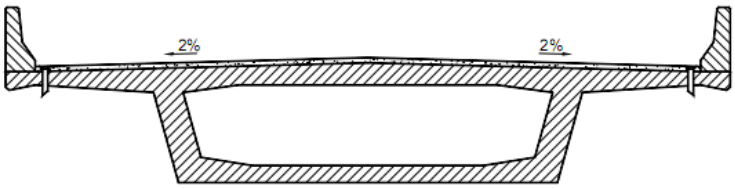


Fig. 2-9 – Ponte em caixão unicelular (betão).[7]

Aço

Solução constituída por duas vigas laterais, uma chapa metálica inferior e um elemento superior que pode ser uma laje de betão armado, chapa metálica ou placa ortotrópica. Este elemento é sempre ligado às vigas, funcionando em conjunto com elas para aumentar a capacidade resistente da secção.

O recorde mundial pertence à ponte Rio-Niterói com viga contínua de três vãos 200-300-200m.

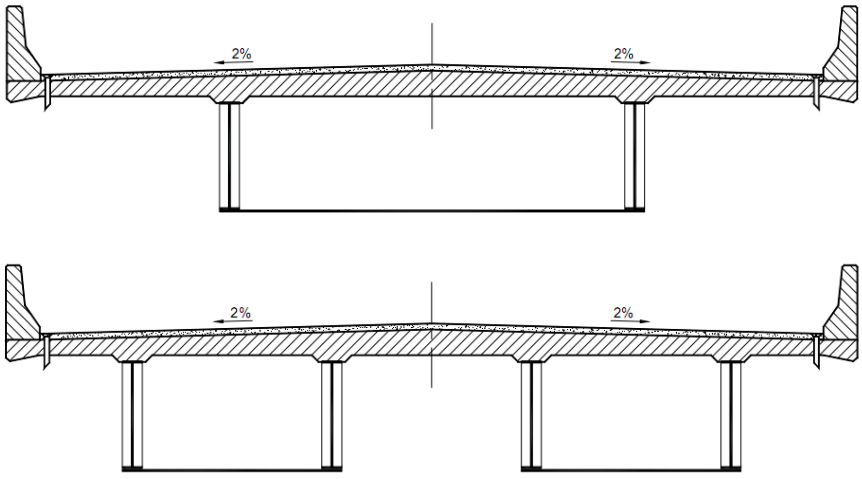


Fig. 2-10 – Viga-caixão metálica com caixão único e duplo.[7]

2.1.2.3. Treliçada

A viga em treliça cujos esforços nas barras que a compõem são, idealmente e usualmente, apenas axiais, apresenta uma altura bastante superior à de uma viga de alma cheia com peso equivalente, resultando em menores deformações e maior rigidez, o que se traduz numa maior economia de material e peso, contrapesada por maiores custos de fabricação e manutenção.

Pode ser adoptada em alguns casos, alternativamente à viga de alma cheia, para grandes vãos, entre 100 e 200m. No entanto o elevado grau de fabricação tende a torná-la desinteressante.

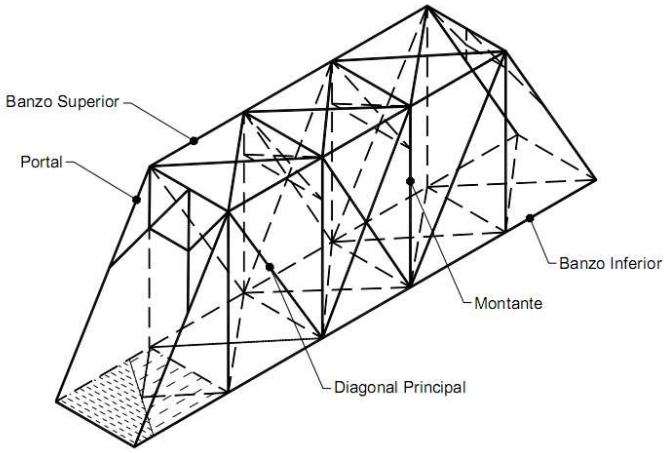


Fig. 2-11 – Esquema de uma ponte de um vão em treliça.[7]

Podem ser classificadas, segundo a posição do tabuleiro, em treliças com estrado inferior ou superior.

Conforme a geometria há várias classificações, de entre as quais se realça a Pratt, Howe, Warren e K.

2.1.3. PÓRTICO

As pontes em pórtico são uma das alternativas possíveis às pontes em viga.

A ligação rígida entre tabuleiro e pilares é conveniente do ponto de vista económico e estrutural, já que evita aparelhos de apoio e confere à estrutura uma repartição de solicitações que se traduz numa maior economia de material e na possibilidade de vencer maiores vãos.

Esta solução esteticamente agradável conta também com um bom comportamento estrutural no que toca à resistência às acções horizontais longitudinais (por ex. sismo). Os pilares podem ser verticais ou inclinados, o que se traduz neste caso, num pré-esforço "natural" do vão interior e numa redução da grandeza deste vão. As reacções transmitidas ao encontro são menores, permitindo que as fundações dos pilares sejam leves, se forem rotuladas na base.

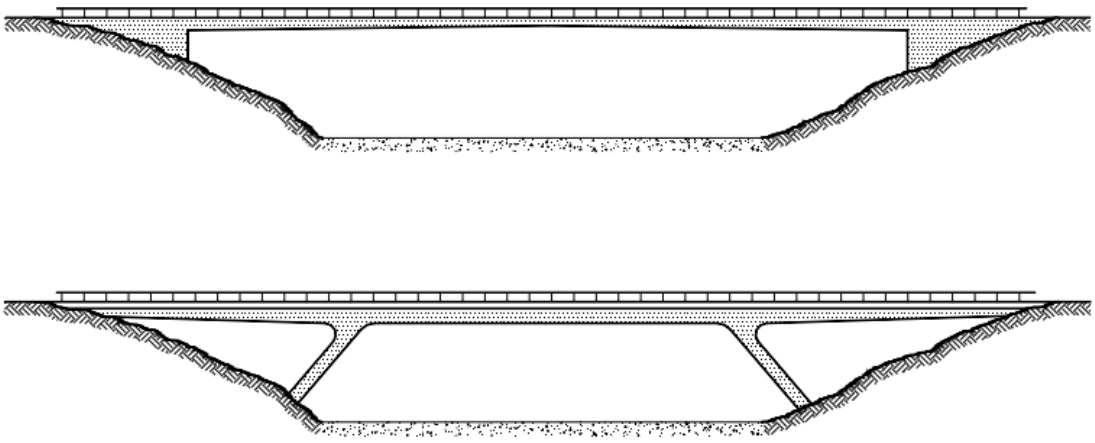


Fig. 2-12 – Pontes em pórtico com pilares verticais e inclinados.[7]

2.1.4. ARCO

O arco é uma estrutura curva, de forma parabólica, elíptica ou circular, que pode trabalhar exclusivamente à compressão se a sua forma for ideal. Esta, coincide com a de uma catenária invertida, que consiste no traçado que um cabo assume quando suspenso apenas pelas suas extremidades e sujeito ao seu peso próprio. Neste caso só haverá forças tangentes ao cabo (de tracção) e não haverá momentos flectores. Invertendo a catenária obtém-se um arco ideal, em que a força resultante das tensões normais em cada secção permanece no núcleo central, não se verificando tracções, característica que faz deste, um sistema estrutural de eleição para ser executado em materiais com fraca resistência à tracção, como betão ou pedra.

Uma vez que por condicionantes topográficos o arco não tem, usualmente, a forma ideal, verifica-se a existência de momentos flectores.

O arco pode trabalhar por baixo do tabuleiro, por cima, ou numa posição intermédia. Pode também ser desligado ou ligado do tabuleiro, o que neste caso, lhe confere maior rigidez.

Podem atingir 300m de vão.

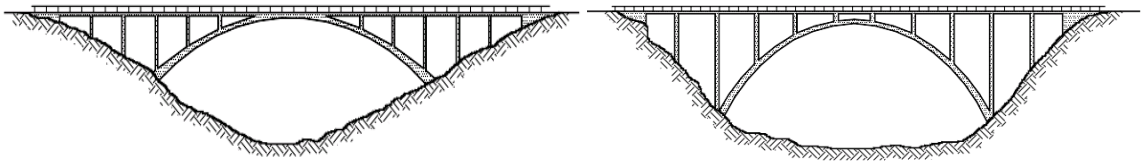


Fig. 2-13 – Arco sob tabuleiro (solução ligada e desligada).[7]

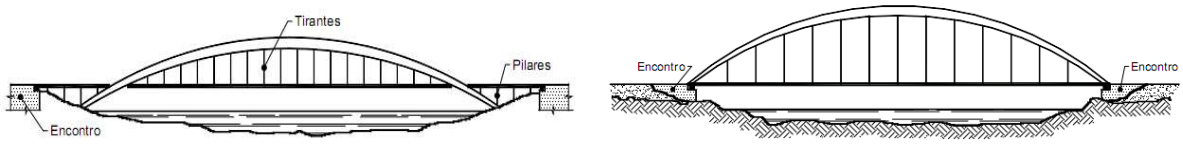


Fig. 2-14 – Arco intermédio e sobre o tabuleiro (*bow-string*).[7]

2.1.5. ATIRANTADO / SUSPENSO

As pontes atirantadas e suspensas constituem as formas mais vocacionadas para atingir vãos da ordem das várias centenas de metros. Não são usadas para pontes rodoviárias de pequeno-médio vão, já que para estes há outras soluções mais adequadas. Contudo podem adequar-se a pontes pedonais já que não sofrem carregamentos concentrados que requeiram uma dispendiosa viga de rigidez elevada e também por motivos estéticos.

As pontes atirantadas têm uma grande faixa de utilização, geralmente dos 100 aos 500m de vão. Os tirantes podem ser dispostos em harpa, em ventoinha e em estrela e amarram directamente no tabuleiro. A estrutura equilibra-se por si só, não estando dependente de boas condições de fixação a blocos de ancoragem nas extremidades, como ocorre no caso de uma ponte suspensa. Contudo o tabuleiro deve ser dimensionado para o esforço axial de compressão introduzido pelos cabos, que é significativo e tanto maior quanto menor a inclinação daqueles.

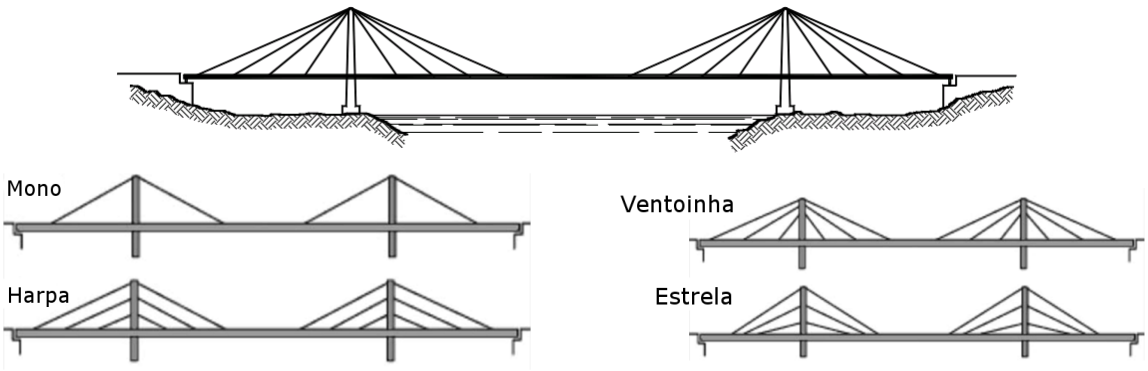


Fig. 2-15 – Ponte atirantada e diferentes esquemas de atirantamento.[7]

A ponte suspensa só começa a ser economicamente rentável a partir dos 500m e pode ir até mais de 1500m de vão, solução normalmente adoptada quando a execução de pilares intermédios não é possível. Os cabos deste tipo de ponte ficam sujeitos a elevadas tensões, sendo fixados ao chão, o que exige boas condições geotécnicas.

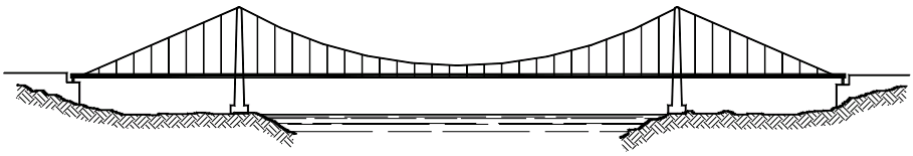


Fig. 2-16 – Ponte suspensa.[7]

2.2. SELECÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

A escolha do sistema estrutural pode ser guiada, numa fase inicial, pelo quadro resumo que se apresenta de seguida, retirado das publicações do *The European Steel Design Education Programme* (ESDEP), datado de 1993, e actualizado agora para contemplar os vãos recorde entretanto atingidos.

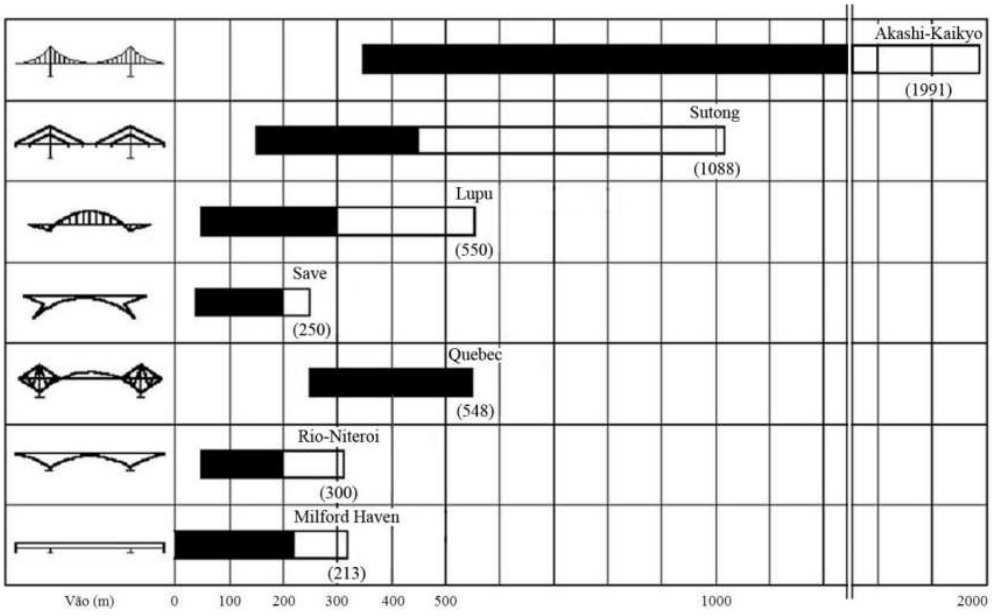


Fig. 2-17 – Forma estrutural em função do vão.[70]

A par desta escolha terão de ser seleccionados os materiais a utilizar que terão de ser capazes de resistir aos esforços que se desenvolvem. Se há sistemas estruturais a que se adequa o uso de vários materiais, outros há que são apenas possíveis realizar num determinado material.

A escolha entre uma ponte em aço ou em betão (armado ou pré-esforçado), é uma decisão influenciada por vários factores como o vão, processos de execução, condições locais e condicionantes ao nível das fundações e de outros tipos.

A decisão deve basear-se fundamentalmente na análise do comportamento estrutural, aspectos económicos e estética. A nível económico, tanto os custos iniciais como os relacionados com a manutenção da ponte devem ser tidos em conta. O tempo de execução, geralmente mais baixo em estruturas de aço também influencia a decisão. Ainda que os custos de manutenção e a estética tenham um importante papel na decisão, o custo inicial da estrutura é geralmente mais decisivo.

No passado, pontes de betão não conseguiam competir com as pontes de aço para vãos médios-elevados devido à menor eficiência da secção. Com o desenvolvimento do betão pré-esforçado, a decisão já não é imediata, particularmente em pontes de 40 a 100 m de vão. Até para vãos maiores, 200 a 400m, onde soluções atirantadas são usualmente adoptadas, a escolha entre aço e betão não é uma tarefa fácil.

2.3. SISTEMAS DE TABULEIRO

Há duas soluções básicas para o tabuleiro de uma ponte: laje em betão armado (ou pré-esforçado) e placa ortotrópica de aço.

No caso de a laje ser executada em betão, ela pode, se for suportada por vigas metálicas, actuar independentemente delas, sendo esta uma solução pouco económica e rara, já que desaproveita a vantagem do funcionamento misto. Em geral a laje é solidarizada às vigas metálicas por conectores. Normalmente os tabuleiros de betão são mais económicos o que faz com que sejam apenas utilizados os tabuleiros metálicos nos casos em que o peso próprio da estrutura desempenha um papel fundamental, como por exemplo pontes movediças e de grande vão.

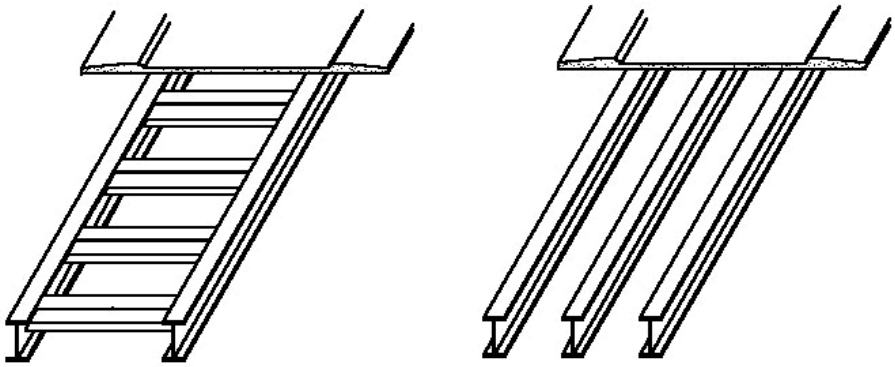


Fig. 2-18 – Solução bi-viga e multi-viga com laje de betão.[70]

Nestas, o tabuleiro metálico actuando como banzo superior das vigas principais confere à secção uma eficiência elevada em flexão e, ao receber uma leve camada de desgaste directamente sobre a chapa de aço, permite aligeirar a construção. A grande desvantagem deste tipo de tabuleiros é o seu custo inicial e a manutenção, quando comparados com a alternativa em betão.

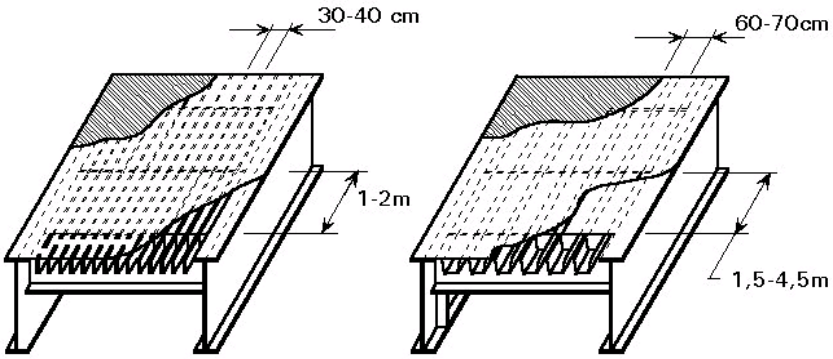


Fig. 2-19 – Solução bi-viga com placa ortotrópica de aço.[70]

2.4. CONDICIONANTES

Uma ponte tem de ter a capacidade de suportar as cargas de serviço através dum obstáculo e de as transferir para a fundação. As condicionantes a que uma obra de arte pode estar sujeita têm diversas naturezas e influem largamente na forma como o projecto é desenvolvido. Os factores com maior influência na escolha conceptual são:

- Dimensões livres mínimas (horizontal e verticalmente);
- Tipo e magnitude da carga;
- Topografia e geologia do local;
- Método de elevação.

2.4.1. DIMENSÕES LIVRES MÍNIMAS

Todas as pontes têm de ser projectadas de modo a não serem atingidas por automóveis, barcos, comboios ou outra carga que passe sob e sobre elas e que, em situação acidental, seja susceptível de as danificar, o que é geralmente conseguido estabelecendo dimensões mínimas livres, quer vertical quer horizontalmente.

Em altura, as dimensões mínimas exigidas podem ter influência na escolha do vão a adoptar já que este condiciona a altura da secção. Normalmente esta condicionante não estabelece o tipo de ponte a adoptar mas poderá, no limite, eliminar algumas possibilidades.

Já no plano horizontal, os pilares são posicionados de forma a minimizar a probabilidade de colisão com o trânsito e a reduzir o impacto que essa possível colisão terá tanto na estrutura como no veículo.

2.4.2. CARREGAMENTO

O tipo e magnitude do carregamento têm uma importância significativa na escolha da forma da ponte. Uma vez que a natureza do carregamento de pontes rodoviárias impede que, quer a sua posição quer a sua magnitude, sejam determinados exactamente, a laje do tabuleiro tem de ser suficientemente robusta de forma a distribuir as cargas que são aplicadas na sua face superior, para as vigas principais. Tal não sucede por exemplo em pontes ferroviárias em que o carregamento pode ser aplicado directamente sobre as vigas principais, já que é conhecida de antemão a posição de aplicação exacta.

Também as forças de travagem, aceleração e as centrífugas em pontes curvas, bem como a temperatura e o vento, condicionam a articulação estrutural e a disposição dos apoios.

2.4.3. TOPOGRAFIA E GEOLOGIA

A topografia determina muitas vezes, por si só, a forma estrutural da ponte, como é o caso clássico dum vale encaixado em que a solução trivial adoptada é uma ponte em arco.
Geralmente, a topografia global do local condiciona certamente a localização da directriz que poderá ditar uma ponte enviesada em relação às estradas a que se sobrepõe. Por outro lado, uma trajectória em curva poderá ditar uma ponte do mesmo tipo, que por vezes, devido aos custos elevados e ineficiência estrutural associados, é feita com vários troços rectos, isto se a curvatura for ligeira.
Usualmente o local da ponte é fixo pela geometria do obstáculo a transpor e da topografia local. Contudo, quando possível, deve analisar-se o local na tentativa de reduzir o vão, de evitar o posicionamento da ponte em curva, de reduzir o enviesamento e de melhorar a altura da construção.
Condições geológicas desfavoráveis à execução de fundações propiciam a adopção de vãos maiores para vencer o obstáculo, apoiando a estrutura no menor número de pontos possível.

2.4.4. PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo utilizado na realização das obras não se pode dissociar obviamente da fase de projecto. Contudo, é sobretudo na construção de pontes que é muito importante considerá-lo desde início, já que influencia o sistema estrutural longitudinal, bem como as dimensões da secção transversal da obra-de-arte. Verifica-se também muitas vezes que são os esforços observados nos elementos estruturais, durante a fase de construção, que condicionam o dimensionamento das peças.

Existem muitos métodos, de que se salientam alguns dos mais comuns:

- Montagem *in situ*;
- Lançamento incremental / deslocamentos sucessivos;
- Elevação;
- Avanços sucessivos.

No caso das pontes mistas aço-betão, os métodos mais utilizados são a elevação das vigas por meio de gruas e o de deslocamentos sucessivos.

2.4.4.1. Construção *in situ*

Trata-se de montar, a partir dos seus componentes individuais ou conjuntos previamente montados, a ponte na sua posição final, geralmente sobre um sistema de escoramento provisório. A escolha das gruas a utilizar deve ser tal que permita abranger todo o tabuleiro. A presença do escoramento pode bloquear temporariamente uma via de comunicação sobre a qual a ponte é construída. Uma vez que a dimensão das peças envolvidas neste processo é reduzida, é um método apelativo para locais onde o espaço disponível não abunda.

2.4.4.2. Lançamento

Neste método a ponte é construída sobre rolamentos, numa posição alinhada com a sua posição final, o que permite que seja depois puxada ou empurrada longitudinalmente até atingir esta posição, atravessando o obstáculo em causa e chegando ao encontro do lado contrário.

Perceptivelmente, é um método que exige grande quantidade de espaço, além de que a ponte será sujeita a esforços substancialmente diferentes daqueles a que terá de resistir em serviço. Podem usar-

se treliças na frente da estrutura a ser empurrada, com as quais se pretende o aligeiramento e consequente redução de momentos flectores, especialmente quando a estrutura a empurrar for pesada, isto é, de betão.

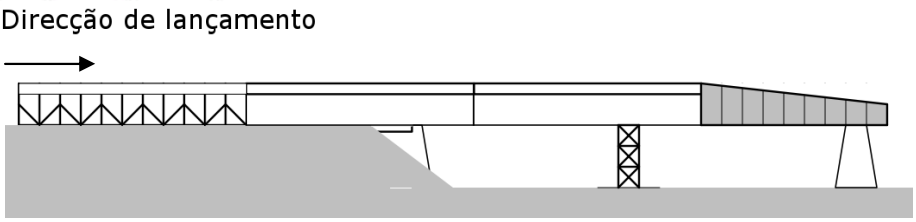


Fig. 2-20 – Esquema ilustrativo do lançamento incremental de uma ponte.

2.4.4.3. Elevação

Envolve a elevação parcial ou completa de uma ponte através de gruas, que podem ser de pequenas dimensões no caso de pontes menores, e grandes gruas flutuantes para pontes sobre rios. Macacos e outros sistemas podem ser utilizados desde a parte já erigida da estrutura.

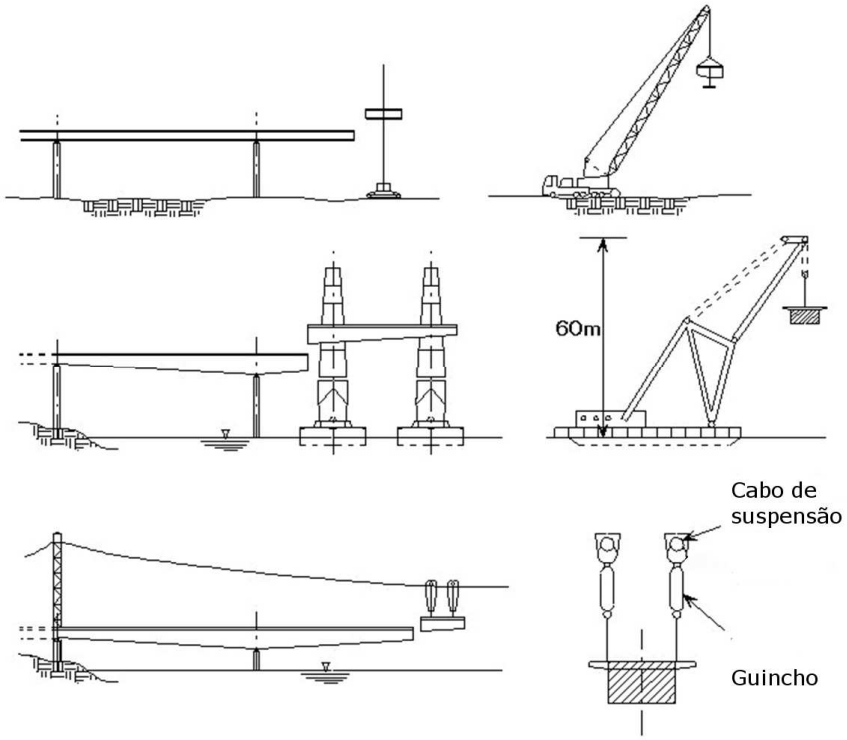


Fig. 2-21 – Esquemas ilustrativos da elevação de pontes.[70]

2.4.4.4. Avanços sucessivos

Consiste em construir progressivamente uma ponte normalmente contínua desde os pilares, acoplando sucessivamente secções de tabuleiro no final das porções já posicionadas.

Começa-se usualmente por construir os pilares e a aduela "zero", porção do tabuleiro no cimo de cada pilar. A partir desta são construídas em consola, para um e outro lado, as outras aduelas que, quando se encontram com as erigidas a partir do pilar adjacente são solidarizadas pela aduela de "fecho".

É frequente a utilização de sistemas de atirantamento provisório para possibilitar todo o processo.

É o método de eleição a utilizar em pontes atirantadas já que os tirantes apoiam as consolas à medida que os trabalhos progridem.

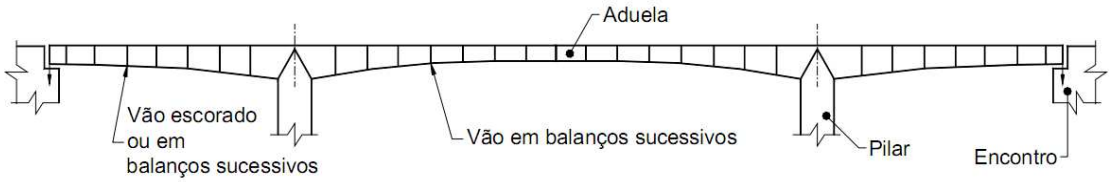


Fig. 2-22 – Esquema ilustrativo do método dos avanços sucessivos.[7]

2.4.5. ESTÉTICA E FACTORES AMBIENTAIS

A aparência das pontes tem vindo a assumir cada vez maior importância. É actualmente inadmissível que a construção de uma obra de arte em determinado local de beleza natural única lhe seja prejudicial. É desejável sim, que o novo elemento produza, em conjunto com a paisagem existente, um resultado agradável, por vezes até adicionando algo a um panorama que, de outra forma estaria despido e desprovido de interesse. Referem-se de seguida, algumas regras básicas relacionadas com a estética de pontes:

O número de vãos da ponte influi no aspecto da ponte que se revela mais apelativo quando aquele é ímpar. Também o espessamento do tabuleiro na zona dos pilares é desejável e agradável à vista.

As questões ambientais estão sempre presentes e podem ditar a alteração da solução mais óbvia para a estrutura. Por exemplo, foi dito anteriormente que se poderiam montar os carris de uma ponte ferroviária sobre as vigas principais. Contudo esta solução é muito ruidosa e poderia ser melhorada em zonas sensíveis ao ruído, normalmente urbanas, com o recurso a uma laje, balastro, etc.

No caso de vales com vertentes inclinadas, a diminuição da grandeza dos vãos à medida que se avança para os encontros é, por razões estéticas, desejável. Se o local é plano o vão deve manter-se constante ao longo da obra, cumprindo-se dois conceitos básicos – ordem e ritmo.

2.4.6. MATERIAIS E MÃO-DE-OBRA LOCAL

Deve adequar-se a solução aos materiais e mão-de-obra existente no local de forma a optimizar a solução sob o ponto de vista económico.

2.4.7. INSPECÇÃO E MANUTENÇÃO

Estes aspectos são cruciais e interferem directamente no período de vida útil de uma ponte.

Em locais da ponte onde o acesso seja difícil (quer fisicamente quer para não perturbar o serviço normal) devem ser previstos pormenores construtivos adequados à prevenção da degradação.

Mais globalmente, a opção da estrutura da ponte como sendo, por exemplo, contínua ou uma série de vigas apoiadas deve ser bem ponderada já que as juntas de dilatação são elementos que exigem manutenção.

3

MATERIAIS

3.1. GENERALIDADES

Neste capítulo pretende-se abordar de uma forma algo exaustiva as características intrínsecas dos principais materiais utilizados em pontes mistas, aço estrutural e betão.

Todas as propriedades dos materiais referidos são abordadas na EN 1994-1-1, que por sua vez remete para outras normas, tal como a EN 1992-1-1, a EN 1993-1-1 e a EN 10025.

3.2. AÇO ESTRUTURAL

O aço estrutural é utilizado em forma de perfis, podendo estes ser pré-fabricados ou efectuados com recurso a soldaduras. Usualmente, em pontes de maior vão, utilizam-se perfis reconstituídos soldados, de forma a atingirem as dimensões desejadas, capazes de resistir às elevadas solicitações, o que não é possível com perfis pré-fabricados, cujas dimensões são menores.

De acordo com a norma EN 1994-2, capítulo 3, as recomendações que constam no Eurocódigo aplicam-se a aço estrutural com resistência S235 a S460. A estas classes de resistência estão associadas certas propriedades, como tensão de cedência, ductilidade e tenacidade (resistência à rotura frágil). O S no início da designação do aço significa estrutural (inicial de *structural* na língua inglesa), o número é relativo à tensão de cedência e em seguida podem ainda existir outras designações relacionadas com o tipo de aço, seu processo de fabrico e suas características.

Na EN 10025: Aços estruturais laminados a quente – cada parte refere-se a um tipo de aço:

- Parte 2 – Aços não ligados para uso geral (ex. S355J2);
- Parte 3 – Aços soldáveis de grão fino normalizados (ex. S460N);
- Parte 4 – Aços soldáveis de grão fino com laminagem termomecânica (ex. S460M);
- Parte 5 – Aços inoxidáveis (ex. S355J2W).

Os limites elásticos, f_y, encontram-se entre 235 e 355MPa, não considerando os aços de alta resistência, com tensões de cedência de 420 e 460MPa (espessura de chapa < 16 mm). Os valores de f_y e f_u (tensão de rotura) para os diferentes aços estruturais, constam na tabela seguinte. Podem ainda ser obtidos com mais detalhe para um determinado tipo de aço, em função da espessura da chapa, na parte respectiva da EN 10025.

Quadro 3-1 – Limites elásticos e tensão de rotura para os diferentes aços.[19]

Standard and steel grade	Nominal thickness of the element t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

As características de resistência mecânica e de soldabilidade dos aços são de extrema importância em estruturas como pontes, em que a espessura das chapas é elevada. A soldabilidade depende do valor do carbono equivalente, CEV, definido pela expressão que se segue.

$$CEV = C + \frac{M_n}{6} + \frac{C_r + M_0 + V}{5} + \frac{N_i + C_u}{15} \qquad (3\text{-}1)$$

As variáveis C, M_n, C_r, M_0, V, N_i e C_u representam, respectivamente, as percentagens de Carbono, Manganésio, Crómio, Molibdeno, Vanádio, Níquel e Cobre. Quanto menor o CEV melhor a soldabilidade.

Para que não haja riscos de fendilhação aquando da soldadura dos aços, os aços utilizados em pontes são aços que apresentam teores muito reduzidos de CEV, inferiores a 0,4%. Esta característica intrínseca nos aços de grão fino com laminagem termomecânica (M/ML) facilita a soldadura de chapas espessas, pois não são necessárias operações de pré-aquecimento.

Os limites percentuais das substâncias acima mencionadas e de outras que também trazem consigo efeitos adversos no que toca às características mecânicas do aço, tais como o Enxofre, o Fósforo e o Hidrogénio, respectivamente designadas pelos símbolos químicos S, P e H, são apresentadas na tabela seguinte a título exemplificativo, para aços obtidos por laminação termomecânica.

Quadro 3-2 – Limites de percentagem dos elementos para aços obtidos por laminação termomecânica.[11]

Designation		C % max.	Si % max.	Mn % max.	P % max. [a]	S % max. [a b]	Nb % max.	V % max.	Al_{total} % min. [c]	Ti % max.	Cr % max.	Ni % max.	Mo % max.	Cu % max. [d]	N % max.
According EN 10027-1 and CR 10260	According EN 10027-2														
S275M	1.8818	0,13 [e]	0,50	1,50	0,030	0,025	0,05	0,08	0,02	0,05	0,30	0,30	0,10	0,55	0,015
S275ML	1.8819				0,025	0,020									
S355M	1.8823	0,14 [e]	0,50	1,60	0,030	0,025	0,05	0,10	0,02	0,05	0,30	0,50	0,10	0,55	0,015
S355ML	1.8834				0,025	0,020									
S420M	1.8825	0,16 [f]	0,50	1,70	0,030	0,025	0,05	0,12	0,02	0,05	0,30	0,80	0,20	0,55	0,025
S420ML	1.8836				0,025	0,020									
S460M	1.8827	0,16 [f]	0,60	1,70	0,030	0,025	0,05	0,12	0,02	0,05	0,30	0,80	0,20	0,55	0,025
S460ML	1.8838				0,025	0,020									

Outra variante dos aços de grão fino com baixo teor de CEV, são os aços designados por aços de grau fino normalizados, tipo N. Estes são formados através de aços com baixo teor de CEV com a adição de manganésio e outros constituintes em baixas percentagens, de forma a apresentarem uma maior resistência mecânica, mantendo a ductilidade e a soldabilidade. Contudo têm ainda assim maior CEV que os aços obtidos por laminação termomecânica.

A rotura frágil do aço é outra característica muito importante. Esta diminui com as baixas temperaturas e com o aumento das espessuras das chapas e relaciona-se com a propagação de fendas. As designações JR, J0, J2 e K2 distinguem a qualidade do aço sob este ponto de vista.

As quatro qualidades diferenciam-se pela temperatura à qual conseguem absorver a mesma energia de choque (27 Joules), antes da rotura. Os ensaios são feitos a diferentes temperaturas consoante a classe seja JR, J0, J2 ou K2, respectivamente a +20ºC, 0ºC, -20ºC e -30ºC. A qualidade K2 é a que apresenta melhor resistência à rotura frágil.

Os aços de grão fino do tipo NL representam uma boa aplicabilidade em certos casos em pontes mistas devido ao facto de possuírem, para as mesmas temperaturas, energias de rotura superiores aos aços termomecânicos, permitindo a utilização de chapas mais espessas.

Apresentam-se de seguida algumas propriedades expostas na cláusula (1) de 3.2.6 da EN 1993-1-1 úteis para o cálculo:

- Módulo de elasticidade: $E = 210\ GPa$;
- Módulo de distorção: $G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}\ GPa$;
- Coeficiente de *Poisson* em regime elástico: $\upsilon = 0{,}3$;
- Coeficiente de dilatação térmica linear: $\alpha = 12 \times 10^{-6}$.

3.3. BETÃO

O betão é um material fabricado artificialmente, obtido pela junção de água, cimento e agregados, que, numa proporção adequada, reagem quimicamente, formando um material de construção forte, resistente e durável.

As características do betão diferem, sendo os vários betões distinguidos, antes de mais, por classes de acordo com a resistência característica do betão.

Passando à abordagem dos materiais constituintes do betão, é desejável que a água a misturar seja água potável, sem que contenha gosto e cheiro muito fortes. O cimento *Portland*, o mais utilizado na construção de pontes, trata-se de um cimento artificial que pode ser obtido pela junção de margas ou calcários margosos, ou a partir de uma mistura de calcário e argila ou xisto argiloso, com substâncias ricas em Sílica, Alumina ou Ferro, reduzidas a pó muito fino, que se sujeita à acção de temperaturas da ordem de 1450ºC.

Os agregados constituem 75%, em volume, da mistura de um betão normal. Estes devem possuir características como boa resistência à abrasão, estabilidade química, textura não porosa, superfície limpa e granulometria uniforme. Materiais como a areia e a pedra britada ou cascalho são óptimos exemplos com as características atrás enunciadas e por isso, muito utilizadas na fabricação de betão.

Relativamente às propriedades físicas do betão, este apresenta-se como um material extremamente sensível à variação de temperatura e humidade, expandindo com o aumento destas e mingando com a sua redução.

O betão possui porosidades ocupadas pelo ar presente na mistura dos materiais, nunca sendo totalmente preenchidos os espaços vazios. A peça de betão tem então a possibilidade de absorver água bem como de permitir a sua passagem sob pressão.

Por último, salienta-se uma das suas melhores características físicas, a resistência ao fogo. O betão de boa qualidade apresenta elevadas resistências sob o efeito de altas temperaturas, tanto em magnitude como em duração.

Quanto às propriedades mecânicas, o betão normal apresenta, segundo a norma EN 1992-1-1:

- Peso volúmico de 24kN/m^3 a 26kN/m^3;
- Resistência à compressão de 20MPa a 50MPa;
- Coeficiente de Poisson em regime elástico: $\upsilon = 0{,}2$;
- Coeficiente de dilatação térmica linear: $\alpha = 1 \times 10^{-5}$.

O dimensionamento pelo Eurocódigo 4 é válido para betões de classes não inferiores à classe C20/25 e não superiores à classe C60/75. Os números que acompanham a letra C (inicial de betão na língua inglesa - *concrete*) indicam a resistência característica à compressão de um provete cilíndrico e a sua semelhante no caso de um cubo, expressas em MPa.

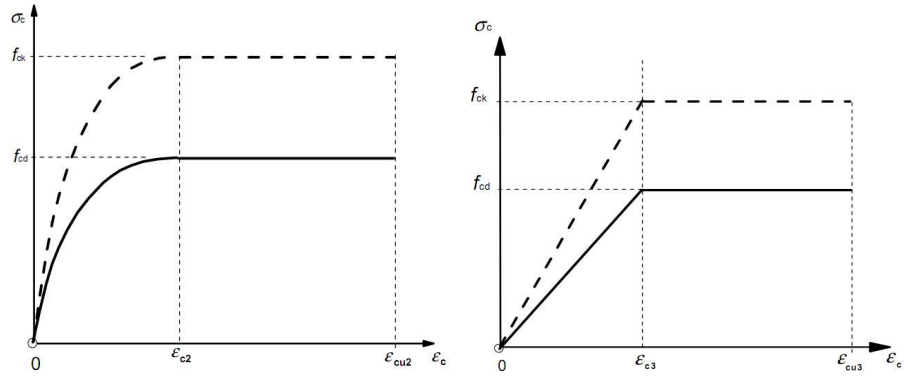
De seguida apresenta-se a tabela com as várias características das diversas classes de betão, salientando que o valor de f_{ck} determina a resistência à compressão do betão, baseada em ensaios de provetes cilíndricos aos 28 dias de idade do betão.

Quadro 3-3 – Classes de betão.[23]

Classes de resistência do betão															Expressão analítica /Comentários
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck}+8$(MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm}=2,12\cdot \ln(1+(f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,\ 0,\ 05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk;0,05} = 0,7\times f_{ctm}$ quantilho de 5 %
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk;0,95} = 1,3\times f_{ctm}$ quantilho de 95 %
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} em MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ver Figura 3.2 $\varepsilon_{c1}(^0/_{00}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ver Figura 3.2 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu1}(^0/_{00})=2,8+27[(98-f_{cm})/100]^4 f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2, 5	2,6	ver Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c2}(^0/_{00})=2,0+0,085(f_{ck}-50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu2}(^0/_{00})=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck} \geq 50$ MPa $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ver Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c3}(^0/_{00})=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu3}(^0/_{00})=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

O comportamento do betão, segundo a EN 1992-1-1, é obtido pelas seguintes relações tensão-extensão:

Tabela3.1 – Diagrama parábola-rectângulo e bi-linear de tensões-extensões no betão.[23]



No que toca à evolução do betão enquanto material constituinte de pontes mistas, refere-se a utilização, em alguns casos, de betões de alta resistência, com tensões características de rotura entre 50 e 100 MPa. Para além de possuírem elevada resistência apresentam paralelamente baixas relações água-cimento, diminuindo assim os efeitos de retracção e fluência. Salienta-se também a utilização de betões leves de alta resistência, de forma a diminuir o peso próprio da estrutura.

3.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS

Interessará certamente para concluir, comparar os dois materiais que se acabam de apresentar, evidenciando as vantagens e desvantagens de cada um deles.

O aço é um material essencialmente produzido fora do local de aplicação, com as seguintes características:

Quadro 3-4 – Características do aço.[1]

POSITIVAS	NEGATIVAS
Elevada capacidade resistente (tracção/compressão) $f_{yd} \cong 20 f_{cd}$	Dificuldade de aproveitamento da resistência máxima à compressão devida à encurvadura
Baixa relação peso-resistência $\frac{\gamma_s}{f_{yd}} \cong 0{,}15 \frac{\gamma_c}{f_{cd}}$ (facilidade de movimentação das peças)	Corrosão
Controle rigoroso da qualidade tendo como consequência baixos coeficientes de segurança	Redução da capacidade de resistência com o aumento da temperatura (400 – 600 ºC)
Exige reduzida mão-de-obra Prazos de execução curtos	Custo elevado

NOTA: Os valores comparativos entre aço e betão apresentados neste quadro são referentes a um aço S355 e betão C25/30.

O betão é um material maioritariamente produzido *in situ*, sendo excepção a pré-fabricação. Tem as seguintes características:

Quadro 3-5 – Características do betão.[1]

POSITIVAS	NEGATIVAS
Boa capacidade resistente de compressão	Muito fraca capacidade resistente de tracção
Facilidade de moldagem	Elevada relação peso-resistência
Baixo custo	Necessidade de construção de moldes e cimbres
	Exige muita mão-de-obra Prazos de execução maiores

4

PONTES MISTAS EM VIGA

4.1. PRINCÍPIOS DO FUNCIONAMENTO MISTO

"…the composite whole being substantially stronger and stiffer than the sum of the parts…"

Neste capítulo, em que se pretende dar total enfoque às pontes mistas em viga, serão expostas soluções possíveis e adoptadas no passado neste tipo de pontes. Este estudo pretende conhecer o trabalho passado para que assim se possa decidir o melhor rumo para o desenvolvimento do presente trabalho, ao eliminar algumas opções e levar a ponderar outras. Nalgumas matérias dar-se-á maior ênfase como seria de esperar, aos aspectos que estão relacionados com pontes de maior vão.

As estruturas mistas pretendem exponenciar, através da sua associação, as potencialidades dos materiais estruturais envolvidos, neste caso aço e betão, minimizando, no conjunto, a relevância das fragilidades de cada um.

Há que ter em conta dois pontos principais em relação ao comportamento misto duma peça: a diferença entre os dois materiais empregues e a ligação entre ambos.

4.1.1. RAZÃO MODULAR

As diferenças entre a rigidez dos materiais actuando em conjunto alteram a distribuição de carga na estrutura, sendo que o material mais rígido tende a atrair mais carga para si. Esta situação é geralmente tida em conta no cálculo, através da homogeneização da secção, que transforma as propriedades de um dos materiais nas do outro, através da denominada razão modular, quociente entre os módulos de elasticidade dos materiais envolvidos, representado por *n*.

4.1.2. LIGAÇÃO NA INTERFACE

A ligação é de vital importância já que, sem ela, os materiais comportam-se independentemente, havendo escorregamento de um sobre o outro, não permitindo dessa forma aproveitar o potencial existente, que permite incrementar substancialmente a eficiência da estrutura, quando estão solidários.

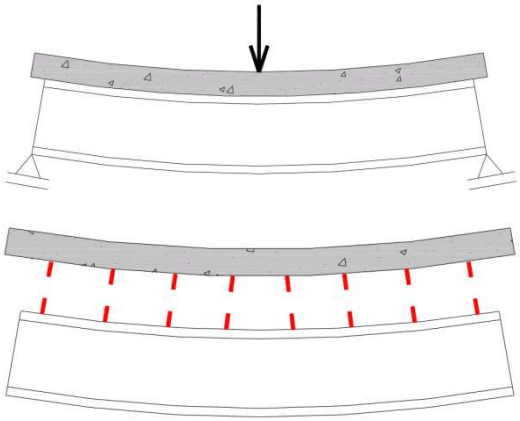


Fig. 4-1 – Funcionamento independente dos materiais constituintes da peça – Tensões na interface nulas.[54]

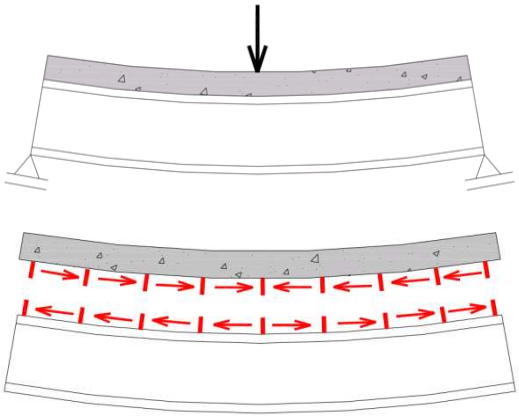


Fig. 4-2 – Funcionamento conjunto dos dois materiais constituintes da peça - Tensões tangenciais não nulas.[54]

Na situação ilustrada pelo primeiro conjunto de figuras, os materiais desligados comportam, cada um, o seu peso próprio e metade da carga aplicada, desenvolvendo-se na interface apenas tensões devidas ao atrito, desprezáveis. Em funcionamento misto, o movimento na interface entre os dois materiais é restringido através do uso de conectores, levando ao desenvolvimento de tensões tangenciais significativas entre eles, que os fazem funcionar como um só.

Analisando o problema trivial de uma viga simplesmente apoiada sujeita a carga uniformemente distribuída, nas duas situações referidas anteriormente tem-se que:

Funcionamento independente

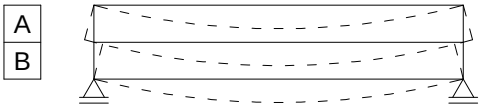


Fig. 4-3 – Funcionamento independente dos dois materiais constituintes da peça.

A inércia de cada um dos elementos em separado é dada pela expressão:

$$I^A = I^B = \frac{b \times (h/2)^3}{12} = \frac{b \times h^3}{96}$$

O momento máximo é atingido a meio vão e é dado por:

$$M^{máx} = Q \times \frac{L^2}{8} = \frac{P}{2}\frac{L^2}{8} = \frac{PL^2}{16}$$

A tensão máxima ocorre na fibra extrema e é igual a:

Funcionamento misto

Fig. 4-4 – Funcionamento conjunto dos dois materiais constituintes da peça.

A inércia da viga com os materiais ligados é dada pela expressão:

$$I^M = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{b \times h^3}{12}$$

O momento máximo é atingido a meio vão e é dado por:

$$M^{máx} = \frac{QL^2}{8} = \frac{PL^2}{8}$$

A tensão máxima ocorre na fibra extrema e é igual a:

$$\sigma^{máx} = \frac{M^{máx}}{I} \times z^{máx} = \frac{\frac{PL^2}{16}}{\frac{b \times h^3}{96}} \times \frac{h}{4} = \frac{3}{2}\frac{PL^2}{bh^2}$$

A flecha máxima, correspondente à secção de meio-vão vale:

$$w^{máx} = \frac{5}{384}\frac{QL^4}{EI} = \frac{5}{384}\frac{P}{2}\frac{L^4}{E}\frac{96}{bh^3} = \frac{5}{8}\frac{PL^4}{Ebh^3}$$

$$\sigma^{máx} = \frac{M^{máx}}{I} \times z^{máx} = \frac{\frac{PL^2}{8}}{\frac{b \times h^3}{12}} \times \frac{h}{2} = \frac{3}{4}\frac{PL}{bh^2}$$

A flecha máxima, correspondente à secção de meio-vão vale:

$$w^{máx} = \frac{5}{384}\frac{QL^4}{EI} = \frac{5}{384}\frac{PL^4}{E}\frac{12}{bh^3} = \frac{5}{32}\frac{PL^4}{Ebh^3}$$

Pode concluir-se então que em funcionamento misto a peça consegue resistir, comparativamente ao funcionamento independente, ao dobro da carga, com uma deformação quatro vezes inferior, números bem ilustrativos das vantagens inerentes ao funcionamento misto e em que o todo é mais forte e rígido que a soma das partes.

4.2. VANTAGENS

Como já foi referido anteriormente, a construção mista conjuga betão e aço, potenciando os benefícios dos dois sinergicamente.

No caso específico das pontes, utilizar a estrutura metálica para, sem escoramento, betonar a laje sobre ela, pode revelar-se uma grande vantagem quando a topografia do local é difícil (por exemplo construção em altura, vales encaixados…) ao mesmo tempo que são reduzidos tempos de execução, ou evitada a interrupção do serviço de possíveis vias atravessadas.

O tabuleiro funciona depois em conjunto com a secção metálica dando grande rigidez ao conjunto e impedindo a encurvadura das chapas metálicas comprimidas nas regiões de momentos positivos. A dupla acção mista permite, em pontes contínuas, optimizar ainda mais o sistema nas zonas de momentos negativos, permitindo alcançar vãos que antes eram impensáveis para uma ponte mista.

Em comparação com pontes de betão, as mistas conseguem atingir o mesmo vão com menores alturas e pesos próprios, maior simplicidade e facilidade de execução. Em relação às pontes metálicas, apresentam maior rigidez, melhores características de durabilidade e manutenção e elevada resistência ao fogo, permitem a redução de sistemas de travamento secundários e maior economia que advém da menor quantidade de aço utilizado, especialmente em sistemas contínuos. Ao menor peso próprio correspondem infra-estruturas mais económicas.

Por outro lado, o elevado grau de pré-fabricação que se observa no que toca à estrutura metálica permite um grande controlo de qualidade e por outro lado, estes trabalhos não dependem em grande parte das condições climatéricas o que contribui para um maior rigor no cumprimento de prazos.

Sob o ponto de vista ambiental importa salientar que minimizam o material desperdiçado, a mão-de-obra e as limpezas de obra, são uma solução mais duradoura e reciclável, tornando-se assim mais sustentável.

Após terem sido apresentadas em capítulo anterior e de uma forma geral, algumas noções relativas à concepção de pontes, desenvolve-se agora, mais aprofundadamente, o caso das pontes mistas em viga com tabuleiro de betão, que são bastante competitivas para vãos médios-grandes e também o objecto de estudo neste trabalho.

4.3. APLICAÇÃO EM PORTUGAL

Portugal, no que toca a pontes rodoviárias, tem pouca tradição no domínio das soluções mistas. Observa-se a quase inexistência de soluções deste tipo ao contrário do que se passa noutros países europeus, como sendo, por exemplo, o caso de França, Espanha e Inglaterra. Na primeira, a solução mista representa cerca de 80% das pontes para vãos médios, de 50-70 m, enquanto na última, em 1997 já representava 35% do total. A estatística actualizada relativa à produção de aço para a construção comprova os números enunciados.

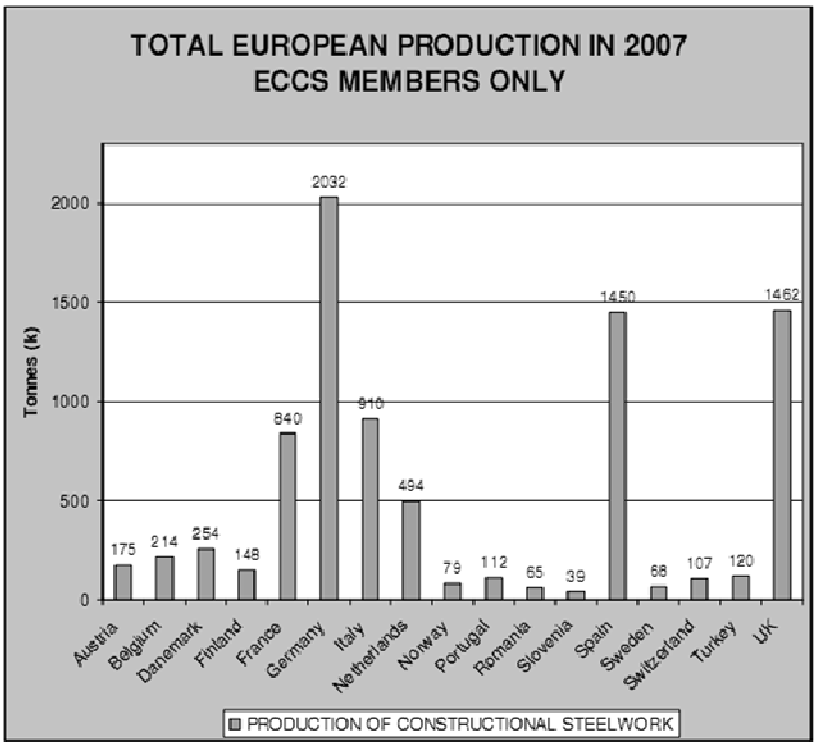


Fig. 4-5 – Produção de aço para a construção em 2007.[33]

Esta situação encontrará possivelmente motivo na tradição portuguesa e em ideias generalizadas que apontam no sentido da construção metálica ser uma solução mais dispendiosa.

Há algumas décadas, o principal critério de selecção de uma ponte era o preço inicial. Critérios como a durabilidade, manutenção ou estética eram secundários. Hoje em dia, a hierarquia de critérios é outra, as técnicas actuais conferem uma boa durabilidade às estruturas metálicas, os problemas relacionados com a manutenção não são maiores que os que surgem nas soluções de betão (fendilhação, corrosão, etc.) abrindo portas para a construção metálica e mista que possibilita a resolução ímpar de alguns problemas de forma elegante, ligeira e económica, a curto prazo.

Por outro lado, os cursos de Engenharia sempre estiveram mais vocacionados para a construção em betão, sendo que só recentemente se verifica um direccionamento diferente a que se junta o aparecimento de empresas especializadas em construção mista.

Em relação ao domínio ferroviário em Portugal, a situação é oposta, sendo a fidelidade às soluções metálicas justificada por algumas das vantagens que se citam no ponto anterior.

Nos últimos anos tem, contudo, havido um crescimento considerável no sector rodoviário, materializado, por exemplo, pela construção de 7 passagens superiores da auto-estrada do Norte (A1)

devidas ao alargamento e beneficiação para 2x3 vias, e também na A2 e na A5, com a construção da Nova Ponte da Portela sobre o Rio Mondego em Coimbra, da Ponte sobre o Tâmega, Viaduto do Parque da Maia, entre outras obras.

A solução mista é, como já se referiu anteriormente, bastante vocacionada para situações de topografia difícil (aliada ao processo de lançamento incremental) ou para aquelas em que interessa minimizar as operações em obra e perturbar ao mínimo o tráfego das vias próximas ao local da construção, em que o reduzido tempo de execução é por isso factor importante, sendo facilmente compreensível a opção tomada nos casos referidos.

Fig. 4-6 – Passagem superior tipo na A1 e Nova Ponte da Portela sobre o Rio Mondego.[5]

4.4. SECÇÃO TRANSVERSAL

4.4.1. TIPOS BÁSICOS

Existem basicamente três tipos de secção transversal:

- para vãos pequenos, até 60 m, múltiplas vigas longitudinais são geralmente utilizadas, espaçadas lateralmente de 3.0 a 4,5 m, permitindo que uma laje de betão armado se apoie directamente nelas. É notória uma excessiva capacidade resistente ao esforço transverso conferida pela presença de múltiplas almas, que não são menos espessas porque requereriam nesse caso, travamentos não económicos;
- para vãos médios, de 50 a 100 m, é mais económico usar apenas duas vigas compostas longitudinais, geralmente rigidizadas transversal e longitudinalmente. Neste caso a laje costuma ser de espessura variável apoiando-se também directamente nas vigas;
- Alternativamente, e quando a largura da ponte assim o exige, vigas transversais espaçadas na direcção do comprimento da ponte, de 3,0 a 4,5 m podem ser utilizadas para suportar a laje.
- Refere-se ainda a existência de um sistema intermédio entre os dois últimos expressos anteriormente que consiste na adopção de uma viga intermédia suportada pelo sistema de travamento transversal.

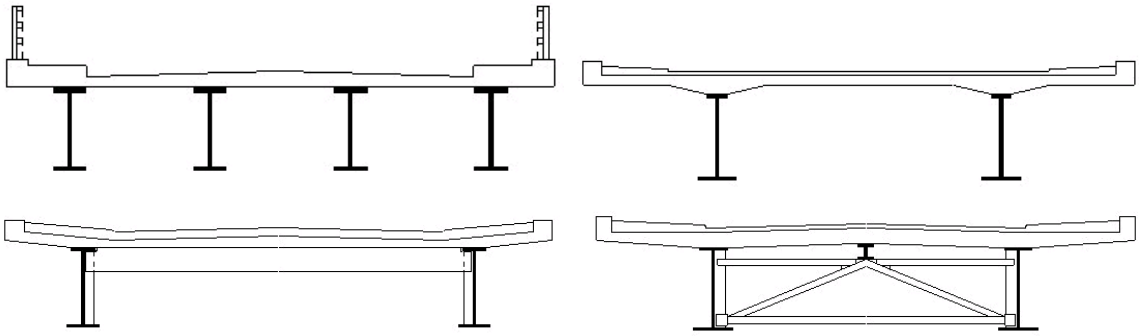


Fig. 4-7 – Sistema de vigas múltiplas, bi-viga, bi-viga com vigas transversais e bi-viga com viga intermédia.[70]

4.4.2. PROPORÇÕES INICIAIS

4.4.2.1. Laje

A espessura da laje ideal ronda os 250 mm quando a secção transversal é multi-viga com os espaçamentos enunciados anteriormente. Quando o tabuleiro ainda é relativamente estreito (largura inferior a 12m) e a solução é em bi-viga espaçada de cerca de 7 m, a laje poderá ser de espessura variável: cerca de 350 mm sobre as vigas e 250 mm na restante largura. Para larguras superiores é comum a introdução de vigas transversais espaçadas 4-5 m, a que corresponde laje com espessura de 250 mm.

4.4.2.2. Alma

O dimensionamento da alma pode ser feito para que ela resista a 150% do transverso máximo, sendo a reserva destinada a contribuir para a resistência à flexão.

Para almas até 1,5m de profundidade a alma é geralmente proporcionada de forma a não necessitar de rigidizadores, excepto nos apoios. De 1,5 a 2,5 m de profundidade a alma ideal deverá requer rigidizadores verticais possivelmente com horizontais junto aos apoios internos onde uma maior parte de alma está à compressão. Acima de 2,5 m deverá contar com rigidizadores dos dois tipos.

4.4.2.3. Banzos

O banzo inferior é dimensionado para resistir ao momento, sendo tão largo quanto possível sem contudo se posicionar numa classe indesejada (classe 4 é sempre de evitar), de forma a aumentar a inércia lateral da viga, estabilizando-a, minimizando assim travamentos laterais.

Nos apoios sobre os pilares, o banzo superior é geralmente menor que o inferior, já que conta com o contributo das armaduras ordinárias da laje para resistir.

4.4.2.4. Resumo

Em seguida apresentam-se algumas secções devidamente proporcionadas segundo os critérios referidos.

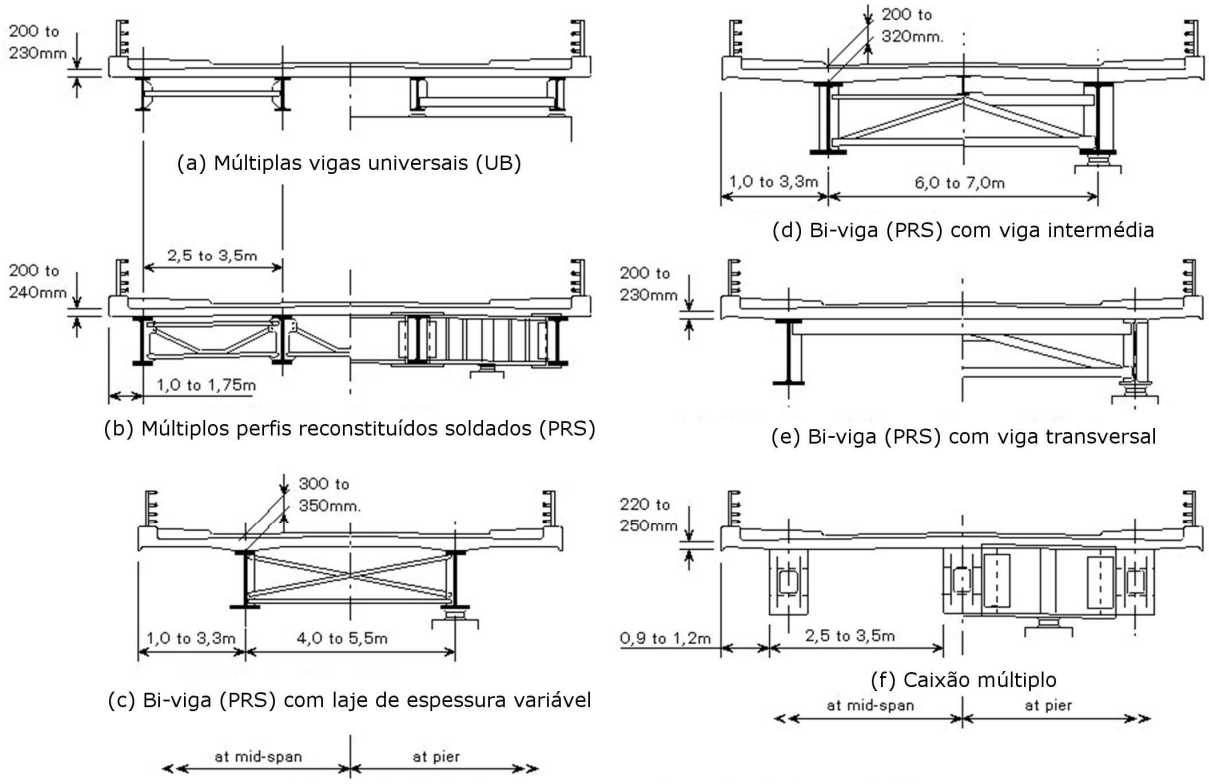


Fig. 4-8 – Secções transversais tipo de pontes rodoviárias de pequeno a médio vão.[70]

4.4.3. DUPLA ACÇÃO MISTA

O banzo inferior de uma viga está comprimido numa distância de aproximadamente 1/5 do vão, para cada lado do apoio, zona esta em que se verificam momentos flectores negativos.

Um aumento de peso nesta área não afecta significativamente o diagrama de momentos da estrutura, especialmente se o factor de segurança em relação às cargas permanentes for inferior ao das cargas variáveis como acontece na legislação europeia o que leva a ponderar a inserção de um banzo inferior de betão na viga.

Verifica-se que o betão combina baixo custo com alta rigidez, conforme se comprova de seguida, para um exemplo de uma força de compressão de 100 MN.

Como se pode constatar a relação rigidez-custo é cerca de 10 vezes superior, a favor do betão, o que demonstra a eficiência da solução sob o ponto de vista económico, a que se junta também a vantagem de funcionar como travamento lateral contínuo aos banzos inferiores de ambas as vigas I.

Obviamente que as desvantagens se prendem com a mão-de-obra adicional e com o processo de betonagem em si que poderá não ser desejável.

Quadro 4-1 – Rigidez e custo comparados para aço e betão. [65]

Grade		Steel StE 360	Concrete B 45
fyK	(MN/m^2)	360	27
N	(MN)	100	
A = N/fyK	(m^2)	0.278	3.70
V	(m^2/m)		3.70
G	(kN/m)	25	
Unit Price	(DM/kN)	600	
	(DM/m^2)		1,000
Cost	(DM/m)	15,000	3,700
E	(kN/m^2)	2.1×10^8	0.37×10^8
E × A	(kN)	0.58×10^8	1.37×10^8
Stiffness (kN) / Cost (DM/m)		3,900	37,000

4.5. ESTABILIZAÇÃO E TRAVAMENTO

O sistema de travamento é necessário em todos os casos, sendo excepção os realmente muito simples.

A sua função é travar as vigas lateralmente garantindo a estabilidade durante a montagem, suportar as forças de corte devidas a acções horizontais como sismo e vento, podendo ainda distribuir transversalmente as cargas aplicadas no tabuleiro, e ainda absorver alguns esforços de torção devidos à aplicação de cargas excêntricas ou à curvatura da ponte.

Em geral, diferencia-se entre travamento lateral horizontal e vertical, consistindo este último numa estrutura transversal ao eixo longitudinal da ponte disposta verticalmente – diafragma.

O primeiro situa-se em geral junto dos banzos comprimidos, inferior e/ou superior. O tabuleiro funciona, quando solidarizado com as vigas, como travamento lateral dos banzos superiores, que deixam de ter problemas de encurvadura lateral-torsional, passando a poder sofrer encurvadura distorsional.

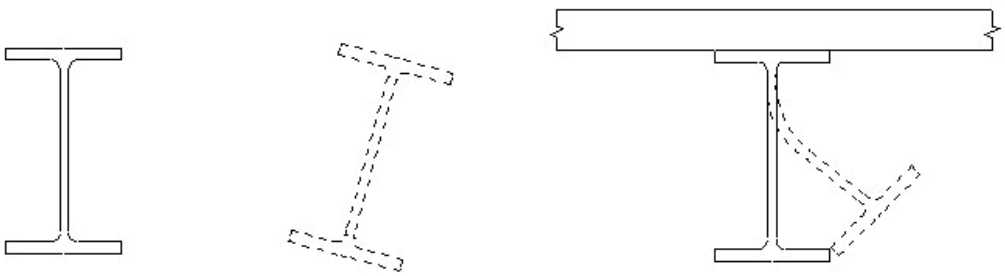


Fig. 4-9 – Encurvadura lateral-torsional e encurvadura distorsional.[70]

Os diafragmas são um conjunto de travamentos, geralmente em treliça, destinados a dar maior rigidez ao conjunto. As disposições mais comuns são em K e em X.

Por outro lado, quando necessários, os rigidizadores transversais devem ser espaçados de uma distância semelhante à altura da viga.

Os rigidizadores longitudinais poderão ser utilizados, normalmente em número de 1 a 3.

Nas secções junto aos apoios é imperativo o uso de rigidizadores verticais para resistir às reacções.

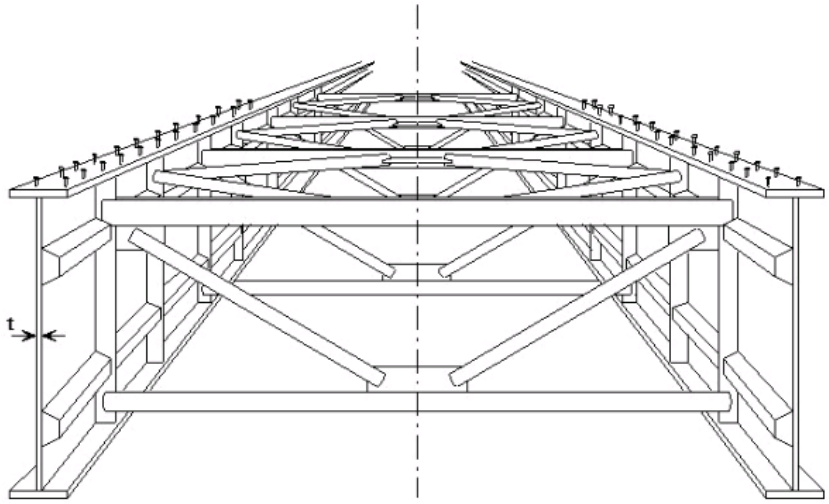


Fig. 4-10 – Secção em bi-viga com rigidizadores longitudinais e transversais e diafragmas transversais. [70]

Este assunto será aprofundado mais à frente.

4.6. COMPORTAMENTO DAS SECÇÕES MISTAS

4.6.1. ESTADOS DE CARGA

Inicialmente, até ao momento em que a laje de betão se solidariza com a estrutura metálica, a secção transversal resistente é apenas constituídas pelas vigas que suportam o seu peso próprio e o peso do betão fresco. A partir daí, a laje funciona em conjunto com as vigas, por intermédio dos conectores, o que faz subir o eixo neutro da secção e o momento de inércia, que é superior ao da situação anterior. Consequentemente as tensões nas fibras extremas, calculadas pela teoria de flexão simples, serão mais baixas e, a secção, mais resistente.

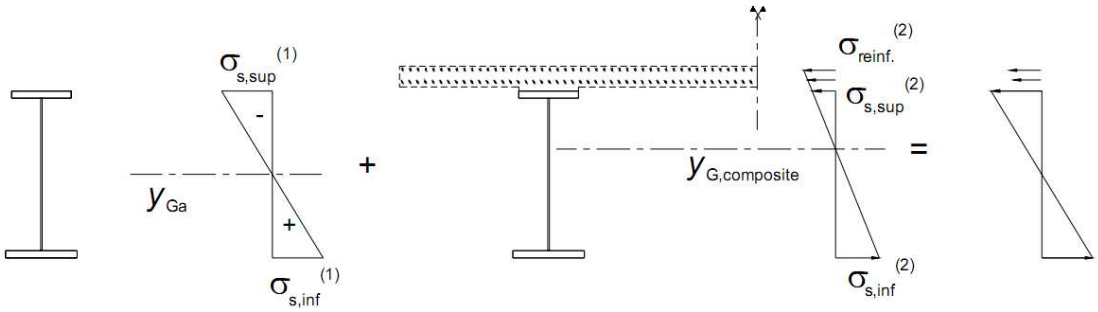


Fig. 4-11 – Funcionamento metálico e funcionamento misto.[24]

As secções podem ser total ou parcialmente ligadas pelos conectores. Em geral o escorregamento é negligenciável e assume-se no cálculo das tensões e extensões que a ligação é total. Em certos casos em que a resistência da viga composta é superior à exigida (por ter sido sobredimensionada para resistir à fase de construção), poderá ser vantajoso assumir, em serviço, uma ligação parcial, já que se podem economizar desta forma conectores. Assim sendo a carga resistente da viga é atingida, por rotura dos conectores e não por cedência dos materiais.

À medida que a carga aplicada cresce, poderão atingir-se, se a classe da secção permitir, tensões de cedência no aço, no betão e nos conectores. Os diagramas de tensão alteram-se, evidenciado a plastificação dos materiais, com um diagrama rectangular no aço e um diagrama parabólico no betão, que simplificadamente é tomado também como rectangular.

A força de corte longitudinal entre laje e secção metálica a ser resistida pelos conectores é proporcional ao transverso aplicado, o que implica que haverá maior tensão e consequentemente maior escorregamento nas zonas em que o esforço transverso seja maior. É nestas zonas que, se a viga continuar a ser carregada, ocorrerá plastificação dos conectores em primeiro lugar.

4.6.2. RETRACÇÃO E FLUÊNCIA

Estes dois fenómenos produzem em secções mistas, que usualmente não serão simétricas, flexão.

No caso da retracção, o encolhimento do betão da laje de tabuleiro dá origem a que se desenvolvam tensões entre os dois materiais, produzindo uma deformada côncava.

Também a fluência origina deformações adicionais que deverão ser tidas em conta.

4.7. EXECUÇÃO E MONTAGEM

As pontes exigem uma visão global dos vários aspectos que as integram e que necessariamente orbitam desde cedo em torno do seu projecto.

É nesse sentido que se torna importante compreender as várias fases por que uma ponte mista passa e os sistemas usados na sua execução e montagem, de forma a tomar decisões informadas e acertadas no que toca à estrutura metálica, à laje de betão e aos meios de união a adoptar.

Este ponto será direccionado para as pontes mistas de grande vão.

4.7.1. VIGAS DE GRANDES DIMENSÕES

As vigas das pontes metálicas – vigas compostas de alma cheia – que se destinam a vencer grandes vãos são produzidas em fábrica a partir de vários componentes separados e depois transportadas até ao local da construção para serem elevadas.

A produção de perfis reconstituídos soldados, é uma área muito especializada que faz uso de técnicas bastante evoluídas e aperfeiçoadas ao longo do tempo. Não é do âmbito deste trabalho dar uma grande profundidade a este tema. Contudo será interessante conhecer minimamente o processo de fabrico sobretudo para ter uma noção das situações a evitar, nomeadamente no que toca às dimensões dos perfis.

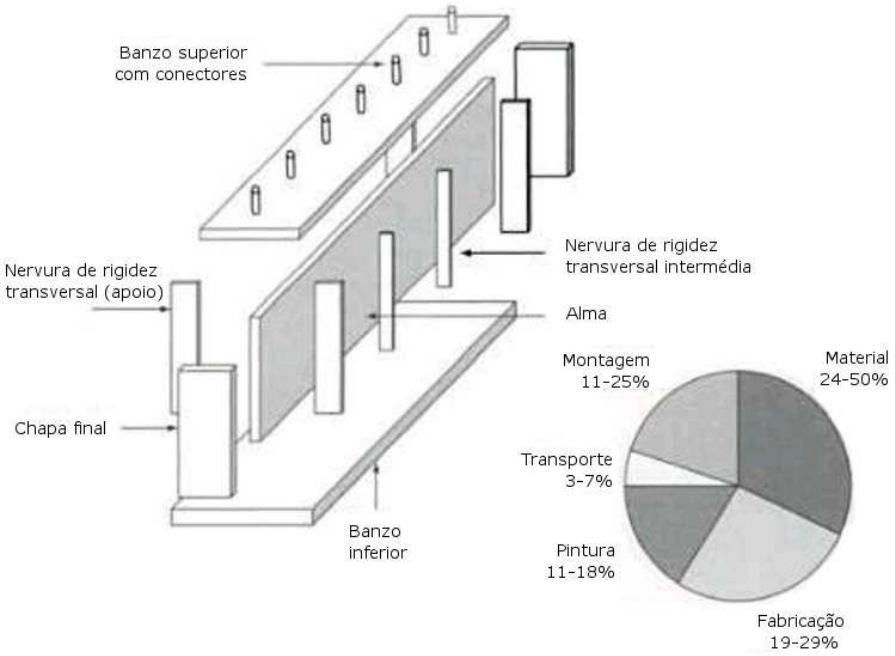


Fig. 4-12 – Elementos que em geral compõem uma viga metálica.[21]

A produção em fábrica de perfis de grandes dimensões é actualmente automatizada e consiste, em geral, nas seguintes fases ilustradas sequencialmente de seguida, da esquerda para a direita e de cima para baixo:

1. A estrutura é modelada em 3D num *software* CADCAM (*computer-aided design and computer-aided manufacturing*) que produz um ficheiro que se destina a ser interpretado por uma máquina CNC (*computer numerical controlled*) que corta, mais tarde, a forma desejada;
2. Antes da fabricação da chapa desejada são soldadas várias porções (por ex. pelo processo de *balanced welding* de forma a reduzir as distorções) para formar uma chapa com comprimento desejado. Dependendo da unidade fabril haverá comprimentos máximos;
3. A corrosão superficial das chapas é removida antes de ser cortada para o tamanho e forma desejados – por ex. corte a plasma, a oxi-propano, etc. Também é feita a marcação automática na chapa dos locais onde outros componentes serão soldados com pó, evitando medidas manuais. Assim a chapa curva, em perfil ou planta, pode ser produzida com precisão;
4. Secções até 4,00 m de altura e 1,50 m de largura (valores indicativos para uma determinada unidade de produção) são unidas lado-a-lado ou por uma máquina T&I, que solda os banzos à alma através da técnica de soldadura por arco submerso - SAS;
5. Colocação das nervuras de rigidez – são posicionadas nas marcas previamente executadas na chapa e soldadas provisoriamente. A soldadura definitiva é feita por ex. recorrendo ao processo com arco e gás activo – MAG (*metal active gas)*;
6. Ensaio de resistência – a viga é testada de acordo com as condições a que será submetida durante o processo de montagem no local de construção;
7. Tratamento de protecção – a viga é sujeita à aplicação de produtos que lhe conferem a protecção adequada. Os conectores são também soldados;
8. No caso de vigas com comprimento elevado, acima do comprimento máximo da unidade de produção referido em 2 e abaixo do comprimento máximo de transporte, várias porções de viga podem ser soldadas para minimizar as operações de transporte.

Fig. 4-13 – Ilustrações do processo de fabricação automatizada de uma viga metálica de grandes dimensões. [35]

O transporte da estrutura para a obra é, em geral, feita em segmentos com comprimentos entre 20 e 40 metros. As dimensões máximas em largura e altura são 6 e 4 metros, respectivamente. Quando as dimensões das peças são superiores terão de ser unidas em obra.

Quanto à montagem, o processo de elevação da ponte deve ser ponderado na procura da melhor solução. Há obviamente situações específicas que restringem bastante o leque de opções disponível, e cujas condicionantes aconselham por si só o processo mais conveniente, como acontece no caso de vãos curtos com cota de rasante baixa, que tornam o processo de montagem através de grua (levantamento, rotação, translação...) apelativo.

Por outro lado, no caso de vãos e cotas de rasante elevadas e se houver espaço disponível junto aos encontros, juntamente com a facilidade que uma estrutura mista tem de ser empurrada quando ainda não foi betonada, facto decorrente do baixo peso próprio, leva muito provavelmente à eleição do processo de lançamento incremental, que já foi introduzido anteriormente mas que agora se vai desenvolver em maior profundidade, no contexto das pontes mistas.

Assim, no lançamento incremental, e uma vez que o peso da laje de betão pode rondar os 80% do peso total da estrutura, apenas a estrutura metálica é, em geral, empurrada, por forma a reduzir os elevados momentos negativos que aparecem na consola e evitar esforços de tracção no betão. Contudo, uma vez que a rigidez estrutural é bastante inferior nesta fase, a elevada deformabilidade pode levar à adopção de contra-flechas ou sistemas de atirantamento provisório.

Interessa referir que, no caso de a ponte apresentar declive, o processo de lançamento incremental pode ocorrer no sentido ascendente ou descendente. Obviamente que a força exercida pelos macacos hidráulicos terá de ser superior no caso da subida, já que à força de atrito que se desenvolve nos apoios se junta o peso próprio da estrutura. Contudo esta situação será certamente mais segura no caso da ocorrência de falha mecânica. O sistema é basicamente constituído por macacos hidráulicos situados num dos encontros e devidamente fundados que empurram as vigas metálicas até à sua posição final. Para que estas deslizem são colocados elementos adequados para o efeito nos pilares bem como sistemas de guia lateral capazes de assegurar que a ponte mantém o rumo conveniente.

Há alguns aspectos que para uma boa prática se recomendam:

- Manter a largura do banzo inferior para evitar alterações no sistema de guia lateral;
- Usar roletes com uma área suficiente de forma a não levantar problemas no banzo inferior;
- Dimensionar os diafragmas transversais para resistir ao peso de uma viga;
- Utilizar um sistema de lançamento reversível, capaz de recuar a viga em caso de problema.

Fig. 4-14 – Sistema de guia lateral.[30]

Depois do lançamento desta, a laje de tabuleiro pode ser betonada *in situ* sobre a estrutura já convenientemente apoiada, ou lançada.

4.7.2. LAJE DE BETÃO

No caso de a laje ser betonada *in situ*, não é conveniente que a cofragem seja executada de forma manual já que se torna uma solução dispendiosa, arriscada e demorada, com uma qualidade final questionável. Pode optar-se então pela betonagem através de *movable shuttering systems (MSS)*, que se deslocam ao longo da estrutura suportando a cofragem que é fixada na posição que se deseja betonar, ou recorrendo a lajes pré-fabricadas.

O primeiro destes sistemas adequa-se para pontes de maior vão (+150m) enquanto o último é geralmente utilizado em pontes de pequeno-médio vão podendo também ser utilizado para vãos maiores, funcionando as lajes pré-fabricadas como cofragem perdida. A betonagem *in situ* tem a desvantagem de envolver alguns riscos para os trabalhadores e para as áreas debaixo da construção.

Frequentemente são adoptadas sequências de betonagem com o objectivo de evitar esforços de tracção nas regiões de momentos negativos enquanto o betão ainda não adquiriu resistência suficiente. Para tal a betonagem decorre primeiro nas secções de vãos e depois em cima dos apoios como se ilustra de seguida. Verifica-se que a redução das tensões de tracção é de aproximadamente 50% em relação à betonagem contínua, que esta redução não depende do comprimento de vão (ao contrário do que sucede com a betonagem contínua) e que as tensões de tracção máximas ocorrem em zonas de momentos positivos (ao contrário do que sucede com a betonagem contínua).

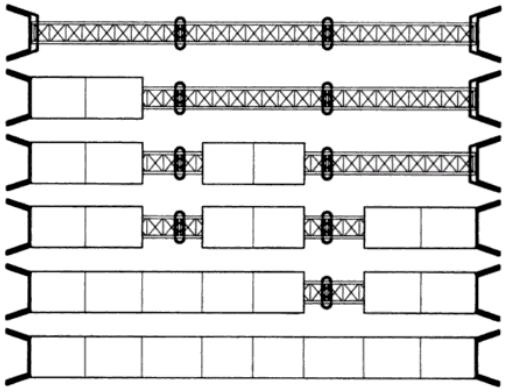


Fig. 4-15 – Sequência de betonagem típica de forma a minimizar as tracções na laje sobre os apoios.[64]

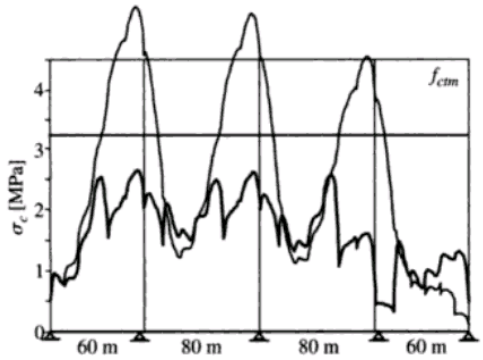


Fig. 4-16 – Tensões de tracção no betão – betonagem contínua (traço fino) e sequencial (traço espesso).[37]

Por vezes, para contrariar a fissuração sobre os apoios, o apoio a betonar é levantado com macacos hidráulicos antes da betonagem, voltando à sua posição inicial após o processo. Este método introduz um pré-esforço natural na laje de betão que, segundo estudos efectuados diminui com o tempo, convergindo ao fim de 10 anos, para uma tensão de cerca de metade da inicial devida aos efeitos de retracção e fluência.

O lançamento incremental da laje é um processo interessante, em que à semelhança do lançamento da estrutura metálica, os trabalhos decorrem atrás do encontro. Os segmentos de laje vão sendo betonados usando apenas um sistema de cofragem fixo, sendo depois empurrados e ligados pela sobreposição de varões ao novo segmento. O processo repete-se até a laje estar completa. Resta depois solidarizar a laje à estrutura metálica de forma a alcançar o funcionamento misto. Este sistema é bastante mais económico que o que utiliza *MSS* e a construção da laje é um processo contínuo evitando-se as descontinuidades do processo *in situ*. A qualidade final é superior, os trabalhos bastante simplificados ao mesmo tempo que reduz os riscos para os trabalhadores. Necessita contudo de pré-esforço longitudinal.

Outra hipótese é a utilização de pré-lajes que servem de cofragem, sendo colocadas sobre as vigas através do uso de gruas móveis ou gruas sobre barcaças caso as condições sejam propícias.

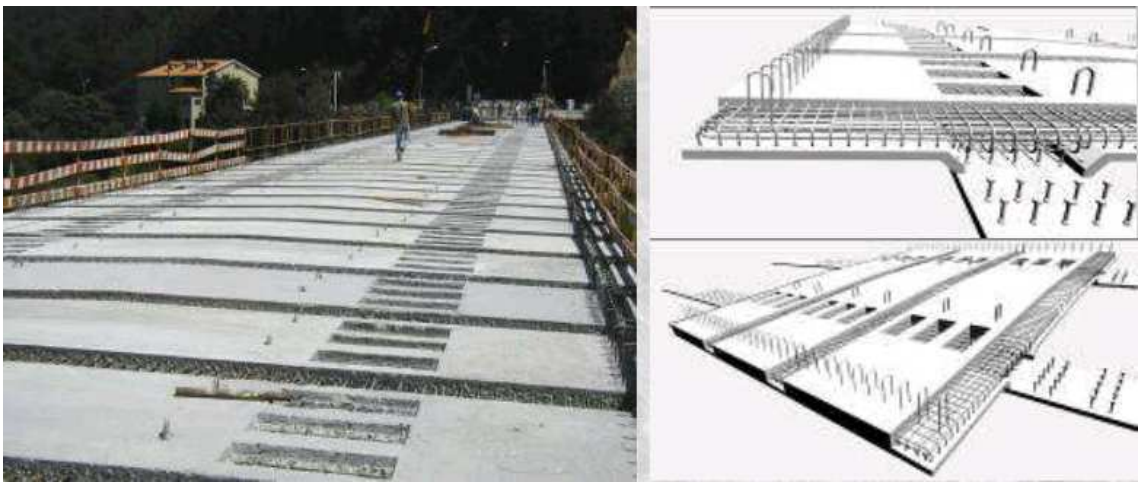


Fig. 4-17 – Betonagem do tabuleiro da Ponte de Penacova sobre o Rio Mondego – utilização de pré-lajes.[5]

Após a sua colocação, a betonagem *in situ* tem lugar, realizando-se assim a solidarização dos painéis da laje entre si – através de nervuras transversais – e às vigas – através de negativos deixados para o efeito – altura em que se podem também dispor armaduras complementares.

4.7.3. MEIOS DE UNIÃO

4.7.3.1. Conectores

São elementos que se destinam a assegurar a ligação entre o perfil metálico e a laje de betão, possibilitando o funcionamento misto da secção.

Anteriormente era comum usar perfis UPN, T, varões soldados em forma de gancho, etc.

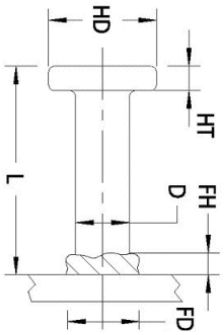
Actualmente são sobretudo utilizados pernos de cabeça (desenvolvidos nos anos 40 pela *Nelson Stud Welding*) e *Perfobond* (desenvolvido nos anos 80 pela empresa Leonhardt, Andrä and Partners).

Fig. 4-18 – Tipos de conectores: perno de cabeça (*Stud*), *Perfobond* e T.[72]

Os pernos de cabeça têm como grande vantagem a elevada produtividade, apesar de ser necessário equipamento específico para a sua aplicação. Contudo podem apresentar problemas de fadiga.

As dimensões mais usuais encontram-se na tabela seguinte:

Quadro 4-2 – Dimensões dos pernos conectores [mm].



D	HD	HT	L
13	25	8	25, 30, 35, 50, 60, 75, 90, 100, 125, 130, 150, 200
16	32	8	30, 35, 50, 60, 75, 90, 100, 125, 150, 200, 250
19	32	10	50, 60, 75, 90, 100, 125, 140, 150, 175, 200, 225, 250
22	35	10	75, 90, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250

Por sua vez o conector *Perfobond* cujo funcionamento se pode entender pensando que o betão confinado pelas aberturas funciona como um pino "virtual" solicitado ao corte, apresenta melhor desempenho relativamente à fadiga mas levanta algumas dificuldades quando a armadura inferior da laje tem de passar pelas aberturas. A pensar nisso foi desenvolvido mais recentemente o *Crestbond*, que como o *Perfobond* tem a vantagem, em relação aos pernos, de poder ser soldado sem equipamento especial.

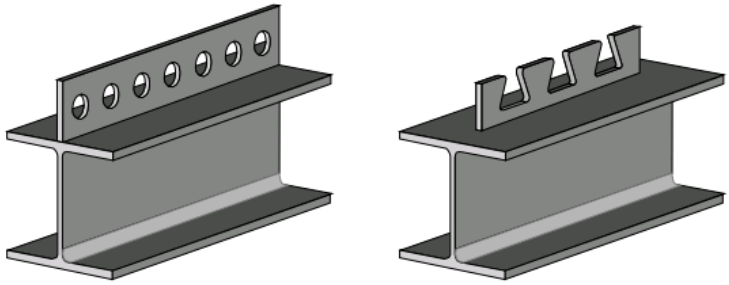


Fig. 4-19 – Conectores *Perfobond* e *Crestbond*.[42]

5

BASES DE PROJECTO

5.1. REQUISITOS FUNDAMENTAIS

Uma estrutura deve cumprir os objectivos para que é projectada e construída. Para cumprir a sua função deve ter a capacidade de oferecer um serviço adequado durante toda a sua vida útil bem como possuir a capacidade de suportar com uma probabilidade aceitável e determinada, todas as acções que poderão actuar sobre a mesma.

Deve-se, no caso das pontes, prestar especial atenção à durabilidade, o que implica atenção na sua concepção e dimensionamento, escolha de materiais e diferentes medidas de protecção, por forma a facilitar as operações de conservação e a minimizar o seu custo.

A estrutura deve também ser robusta e pouco sensível aos efeitos de fogo, explosão, impacto e erro humano, o que se pode conseguir projectando estruturas hiperstáticas e dúcteis de forma a resistir mesmo que parcialmente danificadas, protegendo as partes mais sensíveis e implementando processos de controlo de qualidade. Deve haver uma aproximação da importância da causa que origina os danos à importância destes.

5.2. REGULAMENTAÇÃO

5.2.1. NACIONAL VS. EUROPEIA

A documentação nacional que actualmente regulamenta o projecto de estruturas consiste em:

- REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (1983);
- RSAEEP (RSA) – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983);
- REAE – Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (1986).

É de referir que esta não cobre algumas áreas, como sendo por exemplo o projecto de estruturas mistas, de alvenaria e de madeira.
Por sua vez, os Eurocódigos estruturais constituem um conjunto de Normas Europeias (EN) para a concepção e projecto de estruturas de edifícios e de outras obras de Engenharia Civil, realizadas com diferentes materiais, (estruturas metálicas, mistas, de alvenaria, de madeira e de alumínio) sendo um importante instrumento de harmonização na especificação técnica referente ao domínio da construção, com inovações claras relativamente ao fogo e ao projecto geotécnico. Trata-se de um contributo significativo para a evolução da regulamentação, na medida em que actualiza e complementa lacunas na já existente.

Contudo, não introduzem alterações profundas na filosofia de segurança, na simbologia ou nos conceitos adoptados na análise de estruturas o que, não constituirá qualquer perturbação significativa.

A título de comparação, as Partes da EN1990, EN 1991, EN 1992, EN1993 e EN1998, que correspondem à actual regulamentação do projecto de estruturas (REBAP, RSA e REAE), com 400 páginas no formato A5, totalizam cerca de 1215 páginas no formato A4, ou seja, cerca de seis vezes mais. Estes números são bem elucidativos do contributo dado pelos Eurocódigos.

5.2.2. EUROCÓDIGOS

O programa dos Eurocódigos inclui dez normas, numeradas de 0 a 9, sendo cada uma constituída por diversas partes.

Quadro 5-1 – Eurocódigos estruturais. [59]

Norma Europeia	Título	Nº de Partes
EN 1990	Eurocódigo – Bases para o projecto	2
EN 1991	Eurocódigo 1 – Acções em estruturas	10
EN 1992	Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão	4
EN 1993	Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço	20
EN 1994	Eurocódigo 4 – Projecto de estruturas mistas aço-betão	3
EN 1995	Eurocódigo 5 – Projecto de estruturas de madeira	3
EN 1996	Eurocódigo 6 – Projecto de estruturas de alvenaria	4
EN 1997	Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico	2
EN 1998	Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos	6
EN 1999	Eurocódigo 9 – Projecto de estruturas de alumínio	5

As NP EN correspondem à tradução para a língua portuguesa das diferentes partes dos Eurocódigos e podem ser acompanhadas pelos Anexos Nacionais (AN) em que são definidos, nomeadamente, parâmetros determinados a nível nacional (PDN), cujos valores são deixados em aberto nos Eurocódigos.

5.2.2.1. Princípios, Regras de Aplicação e Informações

Um regulamento, para além da componente normativa tem, em geral, uma componente informativa de maior ou menor relevo. A primeira integra as disposições regulamentares propriamente ditas e cuja observância é, por isso, obrigatória, e a segunda, sob a forma de comentário ou de recomendação, tem como principal objectivo esclarecer, justificar, recomendar ou exemplificar as disposições regulamentares.

Nos Eurocódigos não é feita uma distinção de natureza gráfica (por exemplo, tipo de letra, impressão nas páginas de verso) entre aquelas duas componentes que aparecem, pelo contrário, com o mesmo destaque e indistintamente distribuídas no texto. Os Anexos constituem excepção, sendo explicitamente diferenciados em “Normativos” e “Informativos”.

É feita uma distinção entre “Princípios” e “Regras de Aplicação”.

Um "Princípio" não permite uma alternativa ao que específica. Uma "Regra de Aplicação" permite a adopção de regras alternativas desde que as mesmas estejam em conformidade com os Princípios correspondentes e que sejam, no mínimo, equivalentes a elas nos domínios da segurança, da utilização e da durabilidade. Assim, pode dizer-se que uma "Regra de Aplicação" é uma espécie de recomendação com uma natureza fortemente obrigatória.

Nos Eurocódigos, a componente informativa, na sua forma pura e não na forma de "Regra de Aplicação", tem uma dimensão muito ampliada que ultrapassa os objectivos habituais, entrando no domínio dos conceitos, da formação técnica e da transmissão de conhecimentos.

5.2.2.2. Pontes

Actualmente, ainda se encontra em vigor a legislação nacional, estando definidos períodos ao longo dos quais se deve fazer a transição para o uso definitivo das Normas Europeias.

O quadro seguinte resume a situação actual, concretamente em relação ao projecto de pontes.

Quadro 5-2 – Situação da legislação em vigor para o projecto de pontes.[58]

	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Regulamentos	RSA REBAP	RSA REBAP	RSA REBAP →	RSA REBAP	RSA REBAP	Novo contexto regulamentar
Normas	EN's	EN's	NP EN's	NP EN's	NP EN's	NP EN's

Contudo, relativamente às pontes mistas, a legislação europeia é inovadora a nível nacional, sendo que, o projecto desta ponte será desenvolvido segundo as NP EN sempre que disponíveis, ou, se inexistentes, segundo as EN.

Os Eurocódigos existentes específicos para o projecto de pontes referem-se no quadro abaixo.

Quadro 5-3 – Eurocódigos específicos para o projecto de pontes.[58]

NP EN	Título
1990/A1	Bases para o projecto. Anexo A2: Pontes
1991-2	Acções – Pontes
1992-2	Betão – Pontes
1993-2	Aço – Pontes
1994-2	Mistas – Pontes
1995-2	Madeira – Pontes
1998-2	Sismos – Pontes

A articulação dos códigos referidos no projecto de uma ponte mista é ilustrada de seguida.

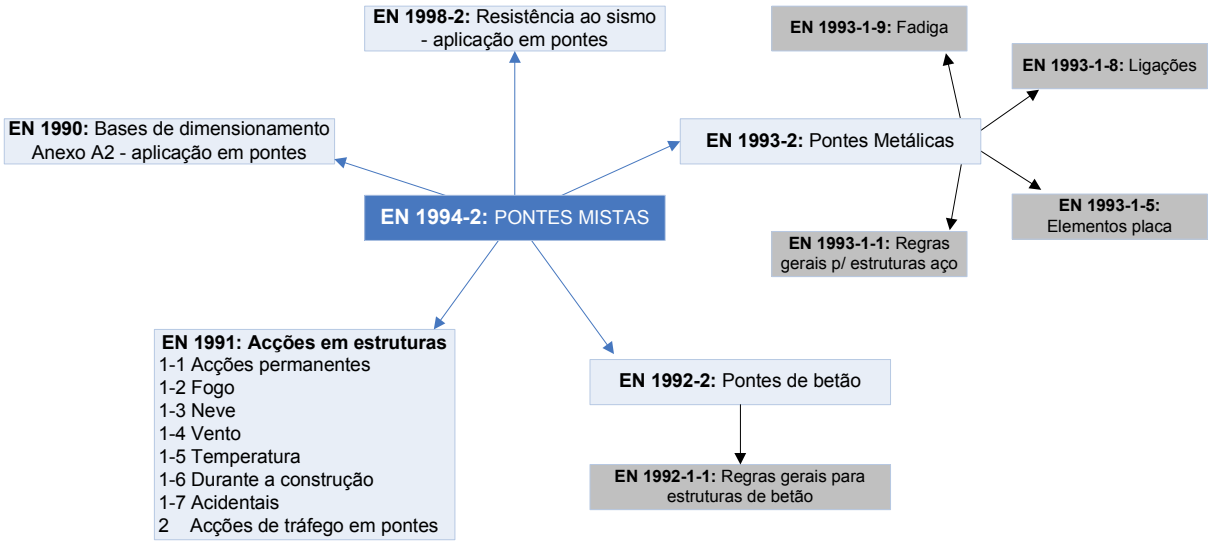


Fig. 5-1 – Eurocódigos utilizados no dimensionamento de uma ponte mista.

6

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS MISTAS SEGUNDO EUROCÓDIGOS

6.1. GENERALIDADES

A verificação da segurança de vigas de uma estrutura mista segundo os Eurocódigos aos Estados Limites Últimos deve seguir o capítulo 6 da EN1994-2.

As vigas mistas devem ser verificadas a:

- Resistência das secções transversais;
- Resistência à encurvadura lateral-torsional (bambeamento);
- Resistência à encurvadura por esforço transverso (enfunamento) e a forças transversais aplicadas;
- Resistência ao corte longitudinal;
- Resistência à fadiga.

As verificações estipuladas na norma referida anteriormente apoiam-se abundantemente no Eurocódigo 3 parte 2, específico de pontes metálicas. Por sua vez a EN 1993-2 reencaminha o projectista para as partes 1-1 e 1-5 do Eurocódigo 3, que tratam de regras gerais para o projecto de estruturas de aço e elementos placa, respectivamente.

Neste capítulo são destacados os aspectos relevantes para a análise efectuada no âmbito deste trabalho.

6.2. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

6.2.1. FLEXÃO

6.2.1.1. Resistência plástica

Admite-se, para o cálculo do momento plástico resistente $M_{pl,rd}$, que há interacção total entre o aço estrutural, de reforço da laje e o betão.

A tensão no aço estrutural é f_{yd} quer este esteja traccionado ou comprimido, designando-se em particular por f_{yf} a tensão de cedência nos banzos (*flange*) e por f_{yw} a tensão de cedência na alma (*web*). Assume-se que a tensão na armadura ordinária é f_{sd} em condições análogas. Alternativamente, a armadura ordinária da laje de betão sujeita a compressão pode ser negligenciada.

A área efectiva de betão comprimida resiste a uma tensão uniforme de $0{,}85\ f_{cd}$.

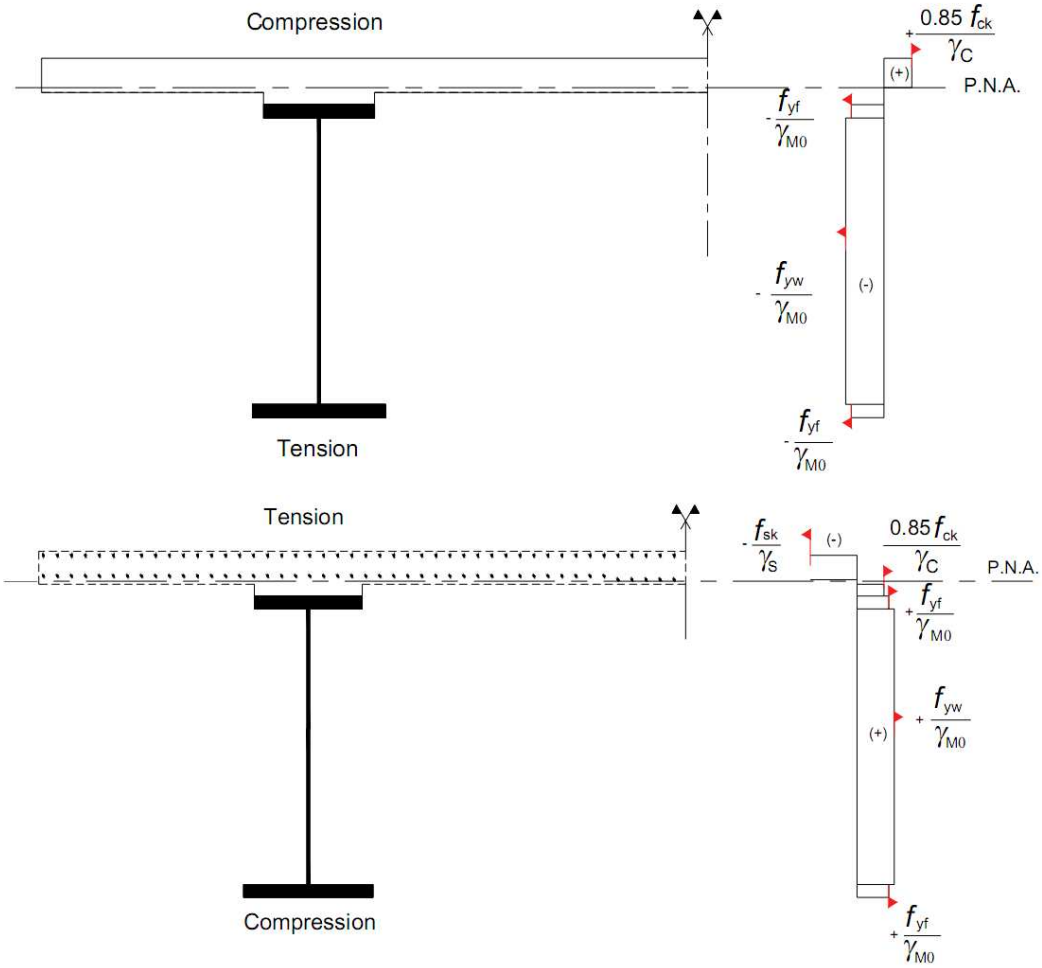


Fig. 6-1 – Tensões em regime plástico numa secção mista: meio-vão e apoio.[24]

6.2.1.2. Resistência elástica

As tensões devem ser calculadas elasticamente usando a largura efectiva adequada para o banzo de betão comprimido, como estabelecido em 5.4.1.2. Para secções de classe 4 a secção efectiva de aço estrutural deve ser determinada de acordo com EN 1993-1-5 4.3.

As tensões limites são f_{cd} para o betão comprimido, f_{yd} para o aço estrutural em tracção ou compressão e f_{sd} para a armadura ordinária em tracção ou compressão, que neste último caso pode ser negligenciada.

O efeito da fluência deve ser tido em conta através duma razão modular de acordo com 5.4.2.2.

Os banzos comprimidos devem ser verificados ao bambeamento de acordo com 6.4.

Para secções mistas de classe 4, dimensionadas de acordo com a secção 4 da EN1993-1-5, a soma das tensões decorrentes dos momentos flectores que se observam nas diferentes fases, metálica ($M_{a,Ed}$) e mista ($M_{c,Ed}$), calculadas com base nas secções brutas, deve ser usada para calcular a secção efectiva de aço, na altura a que se refere.

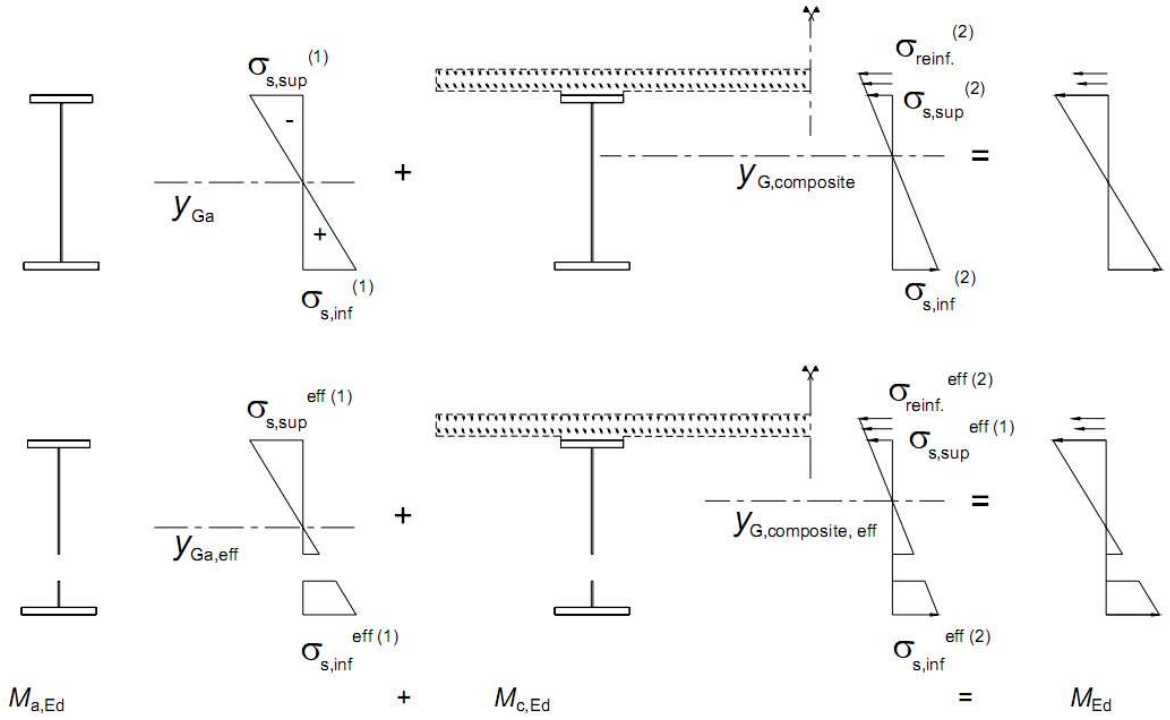


Fig. 6-2 – Tensões em regime elástico numa secção mista: classe 3 e 4.[24]

6.2.1.3. Verificação da segurança

Terá de se cumprir que

$$M_{Ed}/M_{c,Rd} \leq 1{,}0 \qquad (6\text{-}1)$$

em que M_{Ed} é o momento flector actuante e $M_{c,Rd}$ é o momento flector resistente plástico, elástico ou determinado usando secção efectiva, correspondendo, respectivamente a secções de classe 1/2, 3 ou 4.

6.2.1.4. Secção efectiva não reforçada longitudinalmente

Com vista à determinação da capacidade resistente de uma secção sem reforços longitudinais haverá que determinar a área efectiva da secção, conforme indicado em 4.4 da EN1993-1-5:

$$A_{c,eff} = \rho_c \times A_c \qquad (6\text{-}2)$$

Para isso é necessário calcular o factor de redução para encurvadura da placa, ρ_c, dado por, para elementos internos comprimidos:

$$\rho_c = 1 \qquad \bar{\lambda}_p \leq 0{,}673 \qquad (6\text{-}3)$$

$$\rho_c = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p} \qquad \bar{\lambda}_p > 0{,}673 \; e \; (3+\psi) \geq 0 \qquad (6\text{-}4)$$

E para elementos externos por:

$$\rho_c = 1 \qquad \bar{\lambda}_p \leq 0{,}748 \qquad (6\text{-}5)$$

$$\rho_c = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p^2} \qquad \bar{\lambda}_p > 0{,}748 \qquad (6\text{-}6)$$

com

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/_t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \qquad (6\text{-}7)$$

em que $\bar{b}$ e t são a largura e espessura do elemento em causa.

6.2.1.5. Secção efectiva reforçada longitudinalmente

A determinação da secção efectiva reforçada longitudinalmente conforme estipulada em 4.5 da EN1993-1-5 envolve uma quantidade considerável de cálculos, fruto da interacção entre modos de encurvadura. Os modos de encurvadura – coluna e placa – são característicos de situações distintas. O primeiro das almas, em que o número de reforços é reduzido e o modo de encurvadura do reforço se assemelha ao de uma coluna. O segundo dos banzos, em que a tensão, ao contrário do acontece nas almas é sensivelmente constante, e possuem grande número de reforços, encurvando em modo de placa. Uma vez que o comportamento de um painel reforçado se situa entre estas duas situações limite, tem lugar uma interpolação:

$$\rho_c = (\rho - \chi_C)(2 - \xi)\xi + \chi_C \qquad (6\text{-}8)$$

Em que ρ é o factor de redução devido a encurvadura em modo de placa, χ_C é o factor de redução devido a encurvadura em modo de coluna e ξ um factor tradutor da susceptibilidade de encurvadura num ou noutro modo.

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,P}}{\sigma_{cr,C}} - 1 \; e \; 0 \leq \xi \leq 1 \qquad (6\text{-}9)$$

A área efectiva da zona comprimida de uma placa reforçada é dada por,

$$A_{c,eff} = \rho_c \times A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} \times t \qquad (6\text{-}10)$$

em que

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} \times b_{c,loc} \times t \qquad (6\text{-}11)$$

é a área efectiva de todos os reforços e sub-painéis que estejam total ou parcialmente na zona de compressão com excepção das partes efectivas suportadas por um elemento de placa adjacente.

O modo de encurvadura em placa é determinado através da cláusula 4.5.2 da EN1993-1-1 (que remete para o Anexo A). Genericamente é necessário calcular a tensão crítica e subsequente determinação do factor de redução a partir da esbelteza normalizada. O modo de cálculo varia consoante o número de rigidizadores. A encurvadura global em modo coluna é determinada de acordo com a cláusula 4.5.3.

6.2.2. TRANSVERSO

6.2.2.1. Resistência plástica

A resistência plástica ao transverso $V_{pl,Rd}$ deve ser tomada como a resistência da secção de aço estrutural $V_{pl,a,Rd}$, sendo negligenciada, em geral, a contribuição da laje de betão.

Deve ser determinada de acordo com a EN 1993-1-1:2005 6.2.6, segundo a expressão:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \qquad (6\text{-}12)$$

A_V é a área resistente ao esforço transverso que, para secções soldadas em I é dada pelas expressões que se seguem, consoante a direcção de aplicação da carga seja paralela ou perpendicular à alma, respectivamente.

$$A_V = \eta \sum(h_w t_w) \qquad (6\text{-}13)$$

$$A_V = A - \sum(h_w t_w) \qquad (6\text{-}14)$$

Em EC3-1-5 5.1 recomenda-se $\eta = 1{,}20$ para aços até S460, inclusivamente, sendo o coeficiente unitário para os restantes aços. Porém, no caso de almas sem reforços intermédios, a EN 1993-1-1 especifica, de forma menos conservadora, para efeitos de classificação da secção, $\eta = 1{,}00$.

6.2.2.2. Enfunamento

A resistência à encurvadura por esforço transverso deve ser avaliada de acordo com a EN1993-1-5 capítulo 5. A contribuição da laje de betão é, em geral, também negligenciada.

A verificação ao enfunamento deve ser feita sempre que se verifique, no caso de almas não reforçadas ou reforçadas, respectivamente, que:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72}{\eta}\varepsilon \qquad (6\text{-}15)$$

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta}\varepsilon\sqrt{k_\tau} \qquad (6\text{-}16)$$

Em caso da alma ser reforçada é obrigatória a adopção de reforços transversais nos apoios. O parâmetro $\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)}$.

Por sua vez, o mínimo coeficiente de enfunamento para o painel de alma k_τ é calculado a partir do Anexo A. O momento de inércia dos reforços longitudinais, deve, para o cálculo de k_τ, ser reduzido para 1/3 do seu valor segundo 5.3.1(4).

O coeficiente de encurvadura para placas com reforços transversais rígidos e sem reforços longitudinais, ou com mais do que dois reforços longitudinais pode ser calculado a partir de:

$$k_\tau = 4 + 5{,}34(h_w/a)^2 + k_{\tau st} \quad \text{se} \quad a/h_w < 1 \qquad (6\text{-}17)$$

$$k_\tau = 5{,}34 + 4(h_w/a)^2 + k_{\tau st} \quad \text{se} \quad a/h_w \geq 1 \qquad (6\text{-}18)$$

com

$$k_{\tau st} = 9\left[\frac{h_w}{a}\right]^2 \left[\frac{I_{sl}}{t_w^3 h_w}\right]^{3/4} \geq \frac{2{,}1}{t_w}\left[\frac{I_{sl}}{h_w}\right]^{1/3} \qquad (6\text{-}19)$$

sendo I_{sl} o momento de inércia do reforço longitudinal relativamente ao eixo z. Realça-se o facto de que a expressão que permite calcular $k_{\tau st}$ já contempla a referida redução do momento de inércia para 1/3.

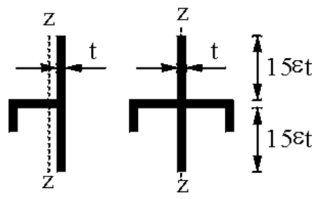


Fig. 6-3 – Secção do reforço a considerar.[15]

No caso de existirem dois ou mais reforços longitudinais iguais não necessariamente igualmente espaçados, I_{sl} é dada pela soma das rigidezes individuais dos reforços.

No caso de placas com apenas um ou dois reforços longitudinais, segundo a cláusula A.3(2), se $a/h_w \geq 3$, k_τ deve ser obtido a partir das expressões já apresentadas. Caso contrário:

$$k_\tau = 4{,}1 + \frac{6{,}3+0{,}18\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + \frac{2{,}2}{t}\sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \qquad (6\text{-}20)$$

No caso de ser então necessário verificar a resistência à encurvadura, a segurança é garantida mediante o cumprimento de $V_{Ed}/V_{b,Rd} \leq 1{,}0$. V_{Ed} é o transverso actuante e $V_{b,Rd}$ o valor de cálculo da resistência da alma à encurvadura por esforço transverso, em que $V_{bw,Rd}$ é a contribuição da alma e $V_{bf,Rd}$ é a contribuição dos banzos.

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} \qquad (6\text{-}21)$$

$$V_{bw,Rd} = \chi_w \frac{f_{yw} h_w t}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} \qquad (6\text{-}22)$$

O factor χ_w, quer para almas reforçadas transversalmente exclusivamente nos apoios ou reforçadas transversalmente e/ou longitudinalmente (5.3(1)) é dado pelo quadro seguinte, que distingue entre reforços de extremidade rígidos e não rígidos.

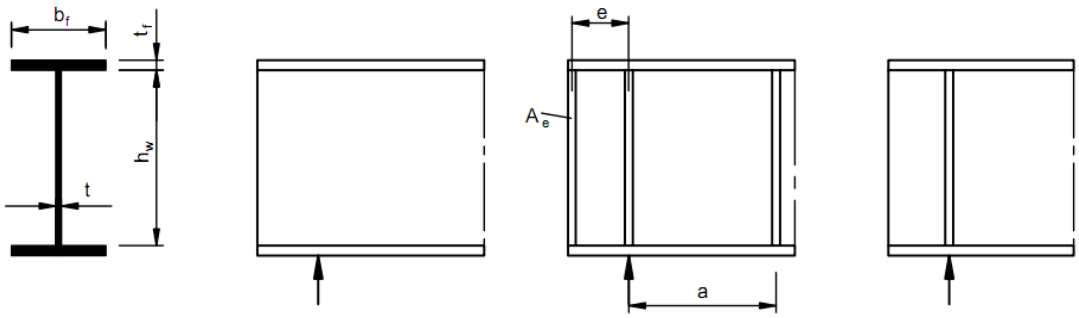


Fig. 6-4 – Tipos de reforço de extremidade: inexistente, rígido e não-rígido.[15]

Quadro 6-1 – Valor de χ_w.

	Apoio de extremidade rígido	**Apoio de extremidade não rígido**
$\bar{\lambda}_w < 0{,}83/\eta$	η	η
$0{,}83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1{,}08$	$0{,}83/\bar{\lambda}_w$	$0{,}83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1{,}08$	$1{,}37/(0{,}7+\bar{\lambda}_w)$	$0{,}83/\bar{\lambda}_w$

A esbelteza normalizada da alma $\bar{\lambda}_w$ é dada pela relação adimensional entre a tensão de cedência e tensão crítica ao corte da alma:

$$\bar{\lambda}_w = 0{,}76\sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \qquad (6\text{-}23)$$

e

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E \qquad (6\text{-}24)$$

Para almas com reforços transversais apenas sobre os apoios obtém-se:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86{,}4 t_w \varepsilon} \qquad (6\text{-}25)$$

No caso de almas com reforços transversais sobre os apoios e reforços transversais intermédios e/ou reforços longitudinais,

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37{,}4 t_w \varepsilon \sqrt{k_\tau}} \qquad (6\text{-}26)$$

Sendo k_τo menor dos coeficientes para o painel da alma.

Adicionalmente, no caso de almas com reforços longitudinais, a esbelteza normalizada não deve ser inferior a

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37{,}4 \varepsilon t \sqrt{k_{\tau i}}} \qquad (6\text{-}27)$$

em que as grandezas com índice *i* se referem ao subpainel com maior esbelteza dentro do painel de alma analisado.

A contribuição dos banzos só poderá ser tida em conta se os banzos não estiverem completamente mobilizados pelo momento flector. Em geral a sua contribuição é reduzida e será aqui desprezada.

6.2.2.3. Verificação da segurança

Terá de se cumprir que

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} \leq 1{,}0 \qquad (6\text{-}28)$$

em que $V_{c,Rd}$ é o menor valor entre o esforço transverso resistente plástico e o esforço transverso máximo tendo em conta a encurvadura da alma.

6.2.3. FORÇAS TRANSVERSAIS EM ALMAS

Numa estrutura metálica as vigas podem ser solicitadas por cargas concentradas (ou distribuídas numa área reduzida), que induzem tensões transversais significativas na alma.

Com o objectivo de determinar a resistência de uma alma com ou sem nervuras de rigidez à encurvadura local devida à aplicação de forças transversais, o capítulo 6 da EN 1993-1-5 aplica-se, somente a banzos de aço da secção mista, da mesma forma que se aplica aos banzos de secções metálicas. A metodologia só é válida desde que o banzo comprimido esteja adequadamente contraventado lateralmente – 6.1(1).

A segurança é verificada quando se cumpre

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (6\text{-}29)$$

A resistência da alma a cargas concentradas transversais é dada por,

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} \qquad (6\text{-}30)$$

em que o comprimento efectivo para a resistência às forças transversais

$$L_{eff} = \chi_F \, l_y \qquad (6\text{-}31)$$

χ_F é o factor de redução devido à encurvadura local e l_y o comprimento efectivo carregado, dependente do comprimento de apoio rígido s_s, que não deve ser maior que a altura da alma.

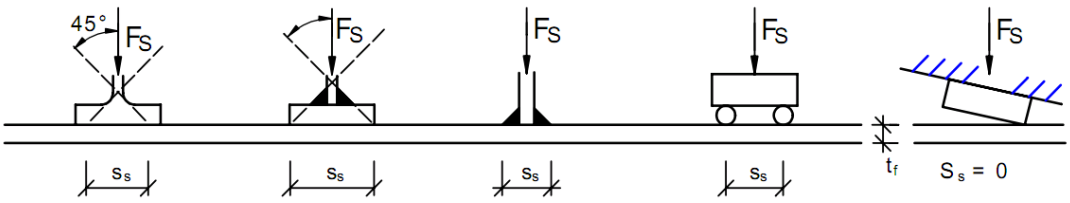


Fig. 6-5 – Comprimento de apoio rígido.[15]

As grandezas mencionadas são calculados através de,

$$\chi_F = \frac{0{,}5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1 \qquad (6\text{-}32)$$

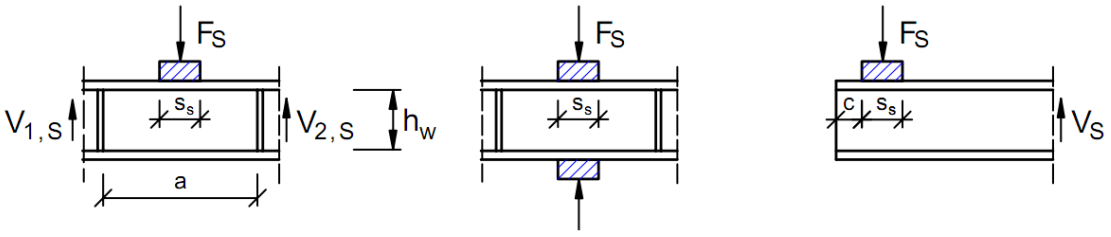
em que $\bar{\lambda}_F$ é a esbelteza normalizada dada por,

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}} \qquad (6\text{-}33)$$

sendo F_{cr} a carga crítica elástica calculada através da expressão

$$F_{cr} = 0{,}9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w} \qquad (6\text{-}34)$$

Distinguem-se geralmente três casos de aplicação de carga ilustrados pela figura seguinte.



$$k_F = 6 + 2\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \qquad k_F = 3{,}5 + 2\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \qquad k_F = 2 + 6\left(\frac{s_s + c}{h_w}\right) \leq 6$$

Fig. 6-6 – Casos de aplicação de carga.[15]

A cada um deles corresponde um coeficiente de encurvadura k_F, que para almas sem rigidizadores longitudinais, tem o valor indicado na figura anterior.

Para almas reforçadas longitudinalmente, e somente para o caso de carga 1 (6.4(2)), o coeficiente é dado por outra expressão, cuja validade está dependente do cumprimento de duas condições.

$$k_F = 6 + 2\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + \left(5{,}44\frac{b_1}{a} - 0{,}21\right)\sqrt{\gamma_s} \qquad (6\text{-}35)$$

com

$$0{,}05 \leq \frac{b_1}{a} \leq 0{,}3 \qquad (6\text{-}36)$$

$$\frac{b_1}{h_w} \leq 0{,}3 \qquad (6\text{-}37)$$

$$\gamma_s = 10{,}9\frac{I_{sl,1}}{h_w t_w^3} \leq 13\left(\frac{a}{h_w}\right)^3 + 210\left(0{,}3 - \frac{b_1}{a}\right) \qquad (6\text{-}38)$$

b_1é a altura do sub-painel directamente carregado, assumida como a distância livre entre o banzo carregado e o reforço. $I_{sl,1}$ é o momento de inércia do reforço mais próximo do bordo carregado, incluindo a contribuição de parte da alma.

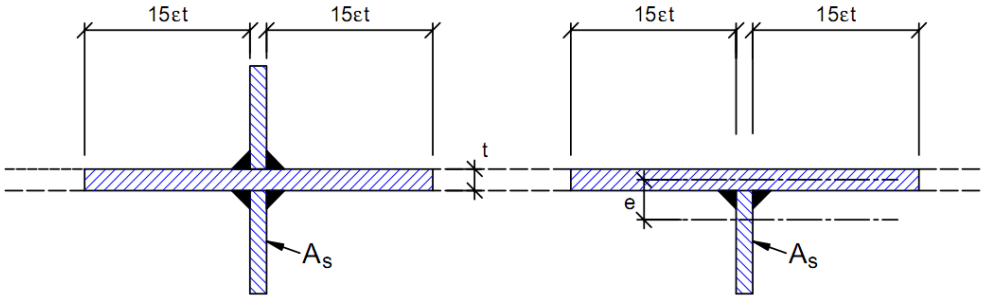


Fig. 6-7 – Área do reforço longitudinal a considerar.[15]

O comprimento efectivamente carregado l_y, é a distância ao longo da qual a carga é efectivamente distribuída com uma degradação de 45º obtendo-se a partir de:

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w} \qquad (6\text{-}39)$$

$$\begin{cases} m_2 = 0{,}02\left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 & se\ \bar{\lambda}_F > 0{,}5 \\ m_2 = 0 & se\ \bar{\lambda}_F \leq 0{,}5 \end{cases} \quad (6\text{-}40)$$

Para os casos de carga 1 e 2:

$$l_y = s_s + 2t_f(1 + \sqrt{m_1 + m_2}) \leq a \quad (6\text{-}41)$$

Em que a é a distância entre reforços transversais adjacentes.

Em relação ao terceiro caso de carga, l_y deve ser tomado como o menor valor entre:

$$l_y = mínimo\left(l_e + t_f\sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_e}{t_f}\right)^2 + m_2}; l_e + t_f\sqrt{m_1 + m_2}\right) \quad (6\text{-}42)$$

$$l_e = \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} h_w} \leq s_s + c \quad (6\text{-}43)$$

6.2.4. ENCURVADURA DA ALMA INDUZIDA PELOS BANZOS

Se a alma for particularmente esbelta, o banzo comprimido pode não receber apoio suficiente. Nessa situação poderá encurvar verticalmente no lugar de encurvar em torno do eixo de menor inércia como aconteceria no caso de uma escora isolada. Esta forma de encurvadura pode ser eliminada definindo uma esbelteza adequada para a alma.

A encurvadura da alma induzida pelo banzo deve ser verificada segundo o capítulo 8 da EN 1993-1-5. De forma a prevenir este fenómeno deve cumprir-se:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k\frac{E}{f_{syf}}\sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (6\text{-}44)$$

em que A_w é a área da alma e A_{fc} a área efectiva do banzo comprimido.

O factor k deve ser tomado igual a 0,30, 0,40 ou 0,55, consoante se utilize, respectivamente, rotação plástica, momento resistente plástico ou momento resistente elástico.

6.2.5. INTERACÇÃO DE ESFORÇOS

6.2.5.1. Verificação da segurança

Uma viga mista sujeita a flexão biaxial, composta e torção poderá ser verificada às tensões normais de acordo com 6.2.1(5) da EN1993-1-1, de forma elástica, qualquer que seja a sua classe, desde que no caso de ser classe 4, sejam usadas as suas propriedades efectivas.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (6\text{-}45)$$

Segundo 6.2.1(7) podem ainda somar-se linearmente as relações esforço/resistência correspondentes a cada esforço actuante, estimando conservativamente a capacidade resistente de uma secção transversal pertencente a qualquer classe.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (6\text{-}46)$$

Os valores de cálculo dos esforços resistentes incluem qualquer redução associada aos efeitos do esforço transverso.

No caso de ser classe 4 a expressão é análoga – 6.2.9.3(2).

Poderão ser ainda aplicáveis as verificações de 6.2.8 a 6.2.10 da mesma norma.

6.2.5.2. Transverso, momento flector e esforço axial

Quando o esforço transverso de dimensionamento V_{Ed} excede metade da resistência V_{Rd} dada pelo menor valor entre a resistência plástica ao transverso $V_{pl,Rd}$ e o transverso resistente tendo em conta a encurvadura $V_{b,Rd}$, o seu efeito no momento resistente deve ser tido em conta.

Para secções de classe 1 ou 2, este efeito é contemplado através da consideração de uma tensão resistente do aço reduzida na área de corte $(1-\rho)\, f_{yd}$ em que $\rho = (2\,V_{Ed}/V_{Rd} - 1)^2$.

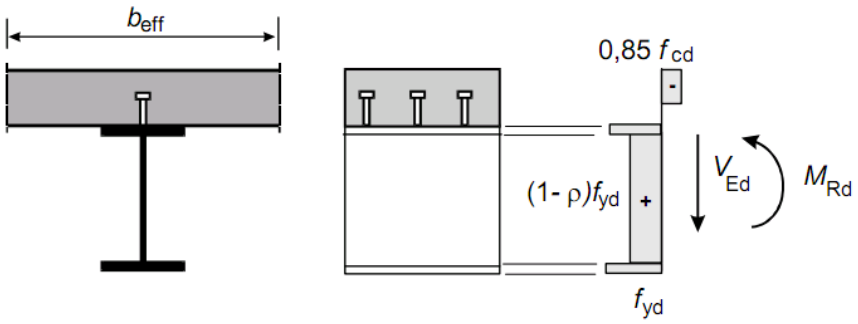


Fig. 6-8 – Distribuição plástica de tensões na presença do esforço transverso.[16]

Importa salientar que, para a classificação da secção, a mudança de posição do eixo neutro plástico, que advém da consideração de uma tensão de cedência da alma diferente, não deve ser considerada quando se classifica a alma de acordo com 5.5.

Para secções de classe 3 e 4 a interacção é tida em conta segundo EN 1993-1-5 7.1.

Se $\bar{\eta}_3$ não exceder 0,50, a resistência de dimensionamento ao momento flector e esforço axial não necessita de ser reduzida para ter em consideração o esforço transverso. Caso contrário deve usar-se a seguinte expressão de interacção:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)(2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1{,}0 \quad , \quad \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \qquad (6\text{-}47)$$

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \qquad (6\text{-}48)$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \qquad (6\text{-}49)$$

$M_{pl,Rd}$ é o momento resistente plástico da secção transversal, consistindo da área efectiva dos banzos e da área total de alma, independentemente da sua classe.

O momento plástico resistente da secção constituída apenas pelos banzos $M_{f,Rd}$, pode ser tomado como o produto da área do menor banzo pela tensão de cedência respectiva $A_f f_y/\gamma_{M0}$ pela distância entre os dois centros de gravidade dos banzos.

Este critério deve ser verificado em todas as secções a uma distância superior a $h_w/2$ de apoios com rigidizadores verticais.

Se estiver presente uma força axial N_{Ed}, $M_{pl,Rd}$ e $M_{f,Rd}$ devem ser reduzidos de acordo com 6.2.9 da EN 1993-1-1 e 5.4(2) da EN 1993-1-5, respectivamente.

No caso das secções não serem simétricas terá de ser calculado manualmente, alocando-se em geral, uma parte da alma para resistir ao esforço axial e descontando a sua contribuição para o momento resistente plástico final. O segundo é reduzido multiplicando-o pelo factor:

$$1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{(A_{f1}+A_{f2})f_{yf}}{\gamma_{M0}}} \quad (6\text{-}50)$$

Quando a força axial é tão grande que toda a alma está comprimida 7.4(5) aplica-se.

Nota que ainda se tem de verificar os requerimentos das secções 4.6 e 5.5 da EN 1993-1-5.

6.2.5.3. Forças transversais, momento flector e esforço axial

Se a viga for sujeita a uma carga concentrada transversal actuando no banzo comprimido em conjunto com flexão e esforço axial, a resistência deve ser verificada segundo a expressão:

$$\eta_2 + 0{,}8\eta_1 \leq 1{,}4 \quad (6\text{-}51)$$

Se a força actuar no banzo traccionado basta verificar a segurança da viga às forças transversais.

Verificar ainda 4.6 e 6.6 da EN 1993-1-5.

6.3. ENCURVADURA LATERAL-TORSIONAL DE VIGAS MISTAS

6.3.1.1. Fase de serviço

Segundo a EN 1994-2 6.4.1(1), um banzo de aço ligado a uma laje de betão por conectores de acordo com 6.6 pode assumir-se lateralmente estável, desde que a estabilidade lateral da laje se verifique.

Na verdade, a laje restringe não só o movimento lateral do elemento metálico como também impede a sua rotação em torno do eixo longitudinal, o que faz com que a encurvadura que se possa vir a verificar nesta situação, não seja realmente lateral-torsional mas antes lateral "distorsional" (pressupõe distorção da secção que ocorre com um banzo fixo), sendo abrangida pelas cláusulas 6.4.2 e 6.4.3 do EC4-2.

A primeira das referidas cláusulas só poderá ser usada em membros de classe 1/2/3 e de secção uniforme e consiste na análise recorrendo a um modelo em U invertido conforme se ilustra de seguida. Pode recorrer-se aos métodos gerais de 6.4.3 para a verificação nos restantes casos.

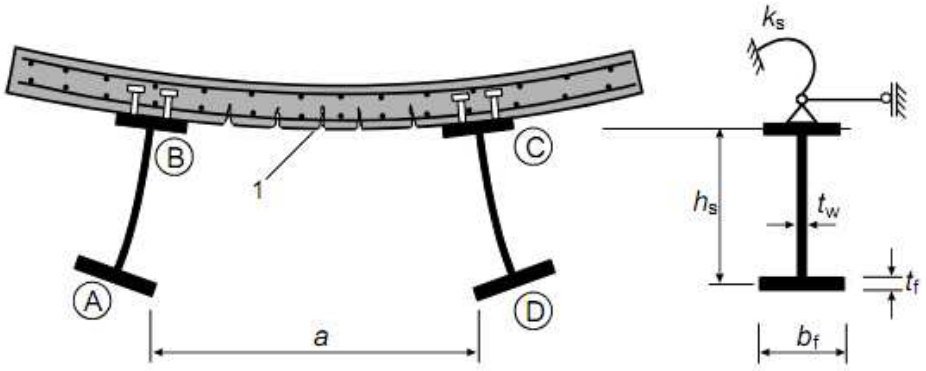


Fig. 6-9 – Encurvadura lateral distorsional da secção transversal mista na zona de momentos negativos.[16]

Por sua vez, todos os banzos de aço em compressão devem ser verificados à estabilidade lateral, segundo 6.3.2 da EN 1993-1-1 – cláusula 6.4.1(2) da EN1994-2.

6.3.1.2. Fase de construção

O processo construtivo por deslocamentos sucessivos implica a passagem de cada secção por estados de tensão variados que conduzem a situações precárias de estabilidade, exigindo medidas específicas.

Em geral podem diferenciar-se dois tipos de encurvadura, lateral e torsional, para os quais são aplicáveis os respectivos sistemas de travamento de forma a melhorar a estabilidade da estrutura. Contudo ambos os tipos de encurvadura acabam por interagir na encurvadura de vigas, estando presentes em simultâneo.

Travamento lateral

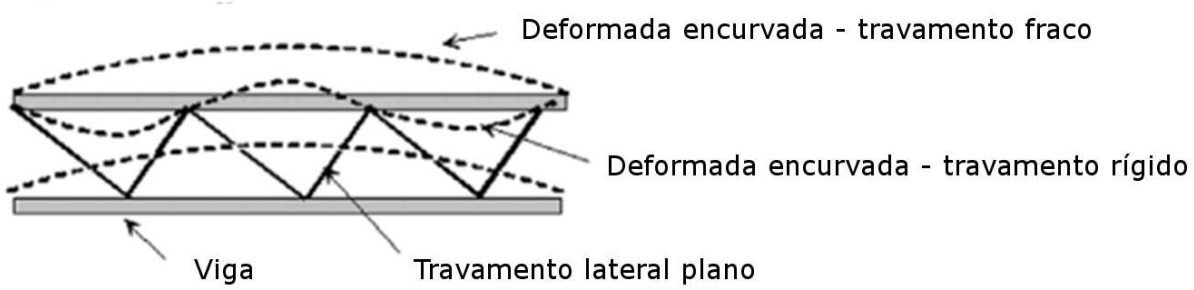


Fig. 6-10 – Planta da encurvadura lateral de duas vigas.[74]

A encurvadura lateral prende-se com o deslocamento lateral como o nome indica, e não acontece isolada a menos que a secção esteja travada à torção. A solução passa por dispor um travamento no plano horizontal, podendo ser de diversos tipos:

- Discreto
  - Relativo;
  - Modal;
- Contínuo.

O relativo controla o deslocamento relativo entre dois pontos ao longo do vão. Se as vigas 2 e 3 da figura seguinte, tentassem encurvar, os pontos a e b deslocar-se-iam quantidades diferentes. Ligando-as previne-se a encurvadura lateral que só poderá então acontecer entre travamentos. O tipo nodal consiste no travamento lateral das vigas através de elementos que possam ser modelados como molas discretas na direcção transversal da viga, como por exemplo o travamento por ligação a uma estrutura já completada. Por sua vez no sistema contínuo, o elemento estrutural está travado ao longo de todo o vão.

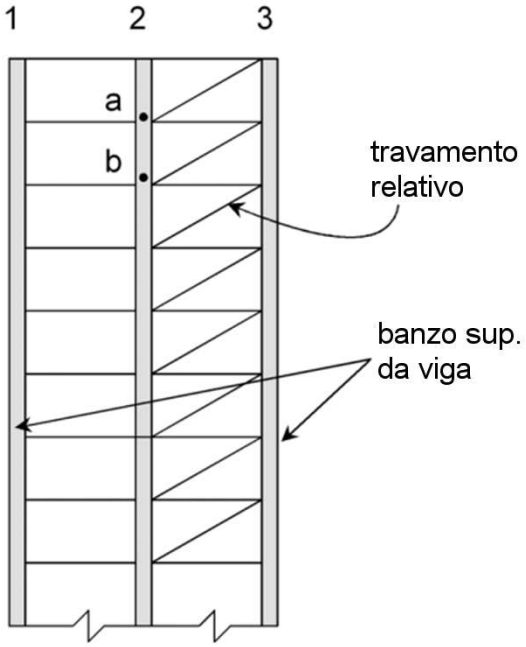


Fig. 6-11 – Planta de sistema de travamento plano ao nível do banzo sup. entre vigas.[74]

Interessa salientar a importância do correcto posicionamento (verticalmente) do sistema de travamento que deve ficar o mais afastado possível do centro de rotação da secção que trava. Em geral, corresponde a travar o banzo comprimido, o que não sucede no caso de vigas em consola. Além disso, o ponto de aplicação das cargas é outro aspecto importante, já que ao provocar a mudança do centro de torção da secção pode fazer com que um determinando travamento seja ineficiente.

O travamento lateral plano poderá não ser necessário se o travamento torsional for rígido o suficiente para que o comprimento de metade da onda da deformada da viga encurvada não seja superior ao comprimento efectivo – travamento totalmente efectivo – sendo o comprimento efectivo de encurvadura igual à distância do travamento torsional discreto.

Para vãos maiores por vezes a sua adopção prende-se por vezes com a acção do vento, cujos efeitos poderão não ser resistidos com êxito pelas vigas separadamente, no caso de exibirem pouca resistência à flexão segundo o menor eixo. Também sucede a adopção deste tipo de travamento para evitar a diminuição do espaçamento dos travamentos transversais junto aos apoios.

A sua fixação faz-se em geral abaixo do banzo superior comprimido, para evitar complicações com a disposição da cofragem da laje de tabuleiro. O travamento é removido nalguns casos já que não será necessário quando a laje está presente e poderá conduzir a problemas de fadiga na estrutura, além de exigir manutenção.

Travamento torsional

A encurvadura lateral-torsional é controlada através da adopção de sistemas transversais suficientemente rígidos. Contudo, no caso de não impedirem o deslocamento lateral das vigas, estas têm de ser dimensionadas à flexão em torno do eixo de menor inércia, de forma a resistir às acções laterais.

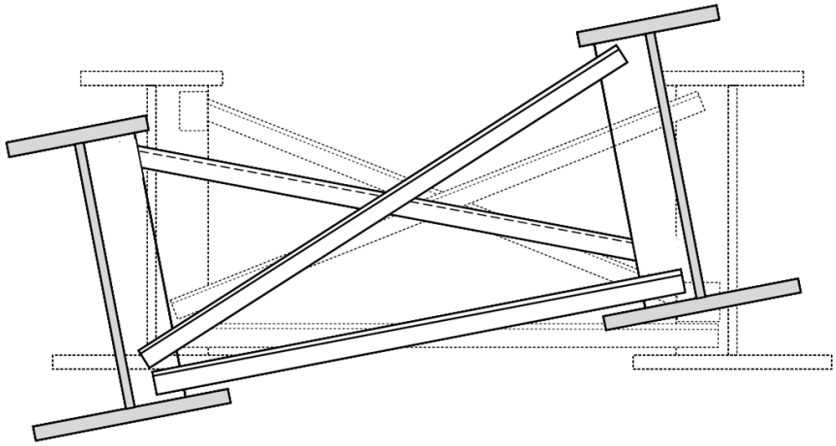


Fig. 6-12 – Travamento transversal para a encurvadura lateral-torsional.[71]

As soluções mais habituais são a adopção de uma viga transversal – para secções pouco profundas, digamos até 1200 mm – ou de uma treliça em X ou em K, para secções com maior altura. O K é em geral adoptado quando o X começa a ficar demasiado achatado, sendo a secção transversal das barras constituintes destas estruturas de travamento em ângulo, de uma maneira geral. Em geral a solução em X é mais económica.

A sua rigidez pode ser determinada, para os tipos que se seguem, pelas expressões apresentadas.

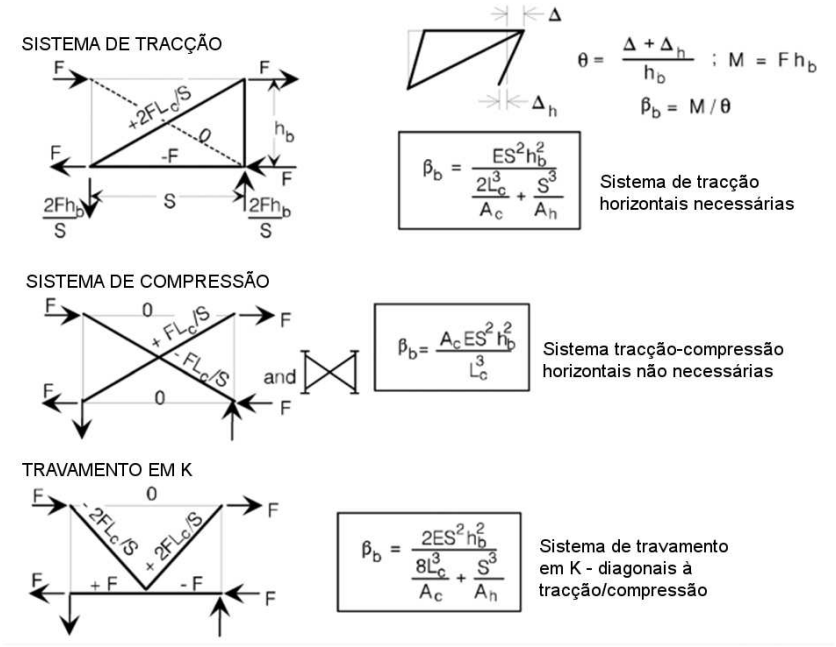


Fig. 6-13 – Sistemas de travamento transversal em treliça e rigidezes respectivas.[74]

Além da função já enunciada de impedir a encurvadura, o travamento transversal na região dos apoios encarrega-se da transmissão das forças laterais de um nível superior até ao nível do apoio.

6.3.1.3. Método simplificado

O método simplificado baseia-se no estudo de uma peça comprimida sobre um meio de Winkler e não é geralmente aplicável em pontes porque o banzo da secção é variável e a variação do momento flector leva à variação de esforço axial no banzo comprimido, o que se traduz em carga axial não uniforme.

Aproveita-se para lembrar que a carga de compressão máxima no banzo pode ser atingida quando a secção muda de espessura de banzo e não no apoio.

No caso de um banzo de largura constante o método simplificado poderia ser aplicado calculando a tensão crítica com a máxima espessura e a máxima tensão aplicada. Estas assunções minimizam a carga crítica e estão do lado da segurança.

Para tal, segundo a EN1993-2 6.3.4.2(6) deve proceder-se ao cálculo da seguintes quantidades.

$$c = \frac{C_d}{a} \qquad (6\text{-}52)$$

Em que C_d é a rigidez transversal do diafragma que funciona como apoio elástico ao banzo comprimido e a o afastamento entre diafragmas. Seguidamente calcular a inércia segundo o eixo de menor inércia do banzo comprimido.

$$I = \frac{t_f \times b_f^3}{12} \qquad (6\text{-}53)$$

Calcular depois γ em que L é a distância entre apoios.

$$\gamma = \frac{c \times L^4}{EI} \qquad (6\text{-}54)$$

m é um factor que influencia a carga crítica de Euler, N_E, no cálculo da carga crítica de encurvadura do banzo, $N_{crít}$.

$$m = \frac{2}{\pi^2} \times \sqrt{\gamma} \qquad (6\text{-}55)$$

$$N_E = \frac{\pi^2 \times EI}{L^2} \qquad (6\text{-}56)$$

$$N_{crít} = m \times N_E \qquad (6\text{-}57)$$

A esbelteza reduzida é calculada a partir da carga crítica.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_y}{N_{crít}}} \qquad (6\text{-}58)$$

em que

$$A_{eff} = t_f \times b_f + \frac{h_{w,c} \times t_w}{3} \qquad (6\text{-}59)$$

sendo $h_{w,c}$ a altura comprimida da alma.

Seguidamente determina-se o coeficiente de redução de encurvadura, χ_{LT}:

$$\Phi_{LT} = \frac{1}{2}\left[1 + \alpha_{LT}\left(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] \quad (6\text{-}60)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad (6\text{-}61)$$

Multiplicando o coeficiente de redução pela tensão de cedência do banzo estudado obtém-se a tensão de encurvadura. Se for menor que a tensão máxima aplicada, não será verificada a segurança.

$$\sigma_{máx} \geq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}} \times \chi_{LT} \quad (6\text{-}62)$$

6.3.1.4. Método geral

Não há fórmula na literatura científica para calcular a carga crítica de encurvadura de uma viga contínua não uniforme sujeita a esforço axial variável, simplesmente apoiada e com apoios elásticos intermédios de rigidez C_d.

É então necessário fazer um modelo num programa de computador que permita calcular cargas críticas de encurvadura.

A secção transversal da barra, apoiada nos apoios e elasticamente nos diafragmas intermédios, é constituída pelo banzo comprimido e um terço da alma (que pode não ser incluído no modelo já que não tem influência na matriz de rigidez usada para calcular o factor de amplificação das cargas e apenas é utilizado quando se calculam as tensões críticas), que podem ir naturalmente mudando de espessura ao longo do comprimento da viga.

Para que seja possível determinar a carga crítica correspondente à encurvadura lateral, o momento de inércia em torno do eixo longitudinal e transversal são definidos como muito elevados e os deslocamentos nodais verticais são impedidos ao longo da barra. Além disso, nos apoios, a rotação em torno do eixo longitudinal é impedida bem como o deslocamento lateral, e são colocadas molas intermédias com a rigidez C_d. O modelo é então carregado com a força normal.

Depois do programa calcular os modos de encurvadura e respectivos factores de amplificação das cargas $\alpha_{cr,op}$, calcula-se a esbelteza reduzida, em que $\alpha_{ult,k}$ é o factor de amplificação mínimo, a ser aplicado aos esforços de forma a que se atinja na secção mais carregada do tabuleiro, a resistência característica.

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (6\text{-}63)$$

$$\chi_{op} = mín[\chi; \chi_{LT}] \quad (6\text{-}64)$$

O valor de α_{LT} é obtido nas tabelas 6.1 e 6.2 da EN 1993-1-1. No caso das proporções das vigas de pontes mistas a curva d é geralmente utilizada o que faz com que $\chi_{op} = \chi = \chi_{LT}$.

$$\Phi_{LT} = \frac{1}{2}\left[1 + \alpha_{LT}\left(\bar{\lambda}_{op} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_{op}^2\right] \quad (6\text{-}65)$$

$$\chi_{op} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} \leq 1 \quad (6\text{-}66)$$

A segurança é verificada quando se cumpre o critério,

$$\chi_{op} \frac{\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \leq 1{,}0 \quad (6\text{-}67)$$

6.4. REFORÇOS

Os reforços devem ser dimensionadas de forma a não encurvarem, e no caso de reforços transversais, funcionar como linhas nodais para painéis reforçados longitudinalmente. Para que se cumpra o objectivo são utilizados critérios geométricos e feitas verificações adequadas.

6.4.1. TRANSVERSAIS

Numa viga em I os reforços deste tipo ficam essencialmente sujeitos a esforços de compressão, com origem nas cargas transversais ou no esforço transverso. Eles aumentam a capacidade resistente da alma à encurvadura, funcionam como ancoragem para o campo de tensões que se desenvolve após a encurvadura e impedem a aproximação mútua dos banzos.

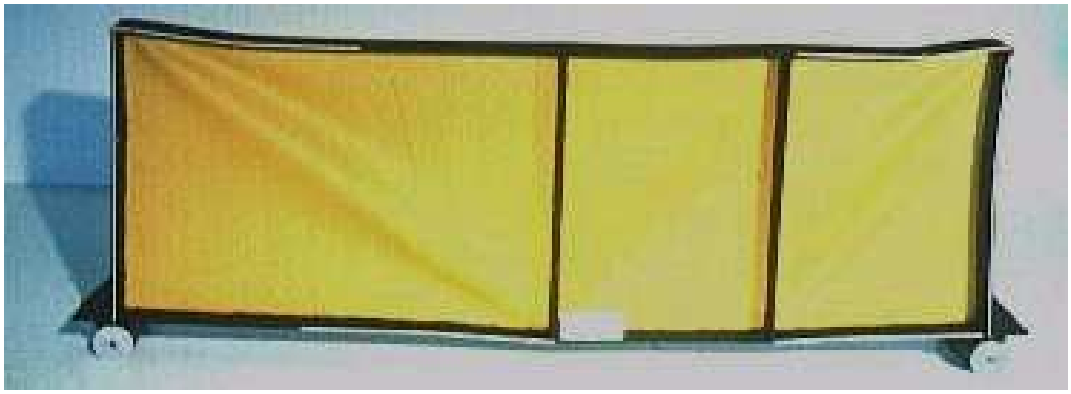


Fig. 6-14 – Alma encurvada.[70]

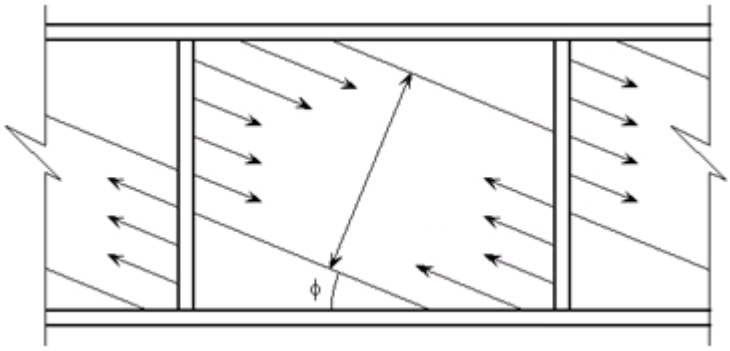


Fig. 6-15 – Campo de tensões desenvolvido pós-encurvadura.[4]

O esforço axial num reforço transversal deve ser considerado como a soma da força resultante do esforço transverso, N_{st} e de outras forças concentradas, N_a. Segundo a cláusula 9.3(3) da EN 1993-1-5 os reforços transversais intermédios rígidos podem ser dimensionados para um esforço axial de:

$$N_{st} = V_{Ed} - \frac{1}{\bar{\lambda}_w^2}\frac{f_{yw}h_w t}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} \qquad (6\text{-}68)$$

A verificação, no caso de esforço transverso variável, deve ser feita a uma distância de 0,5 h_w da extremidade do painel com o maior esforço transverso.

Para a verificação de resistência à encurvadura a área do reforço é a evidenciada na figura seguinte, limitada à largura disponível de cada lado do reforço e evitando sobreposição com reforços adjacentes – 9.1(2).

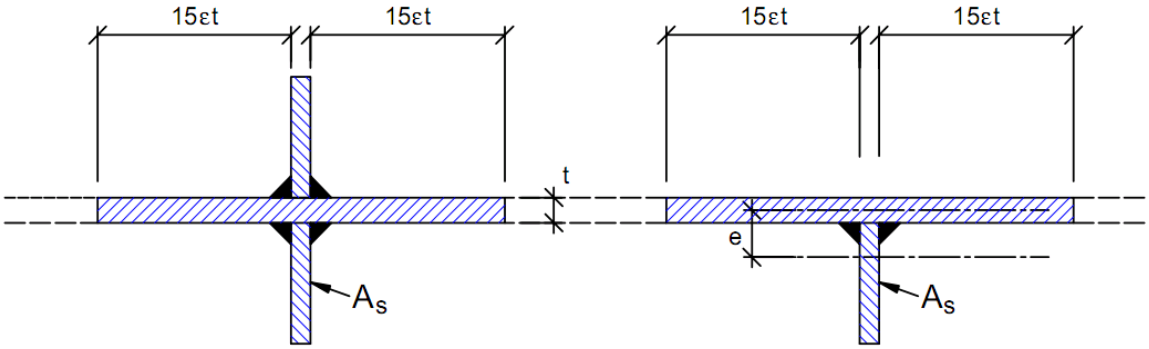


Fig. 6-16 – Área do reforço a considerar para resistir à encurvadura.[15]

De modo a constituírem um apoio rígido, os reforços transversais intermédios devem satisfazer os critérios referidos em 9.2.1(1).

- O reforço deve ser tratado como simplesmente apoiado sujeito a carregamento transversal com uma imperfeição inicial sinusoidal w_0 dada por,

$$w_0 = s/300 \qquad s = mínimo(a_1; a_2; b) \qquad (6\text{-}69)$$

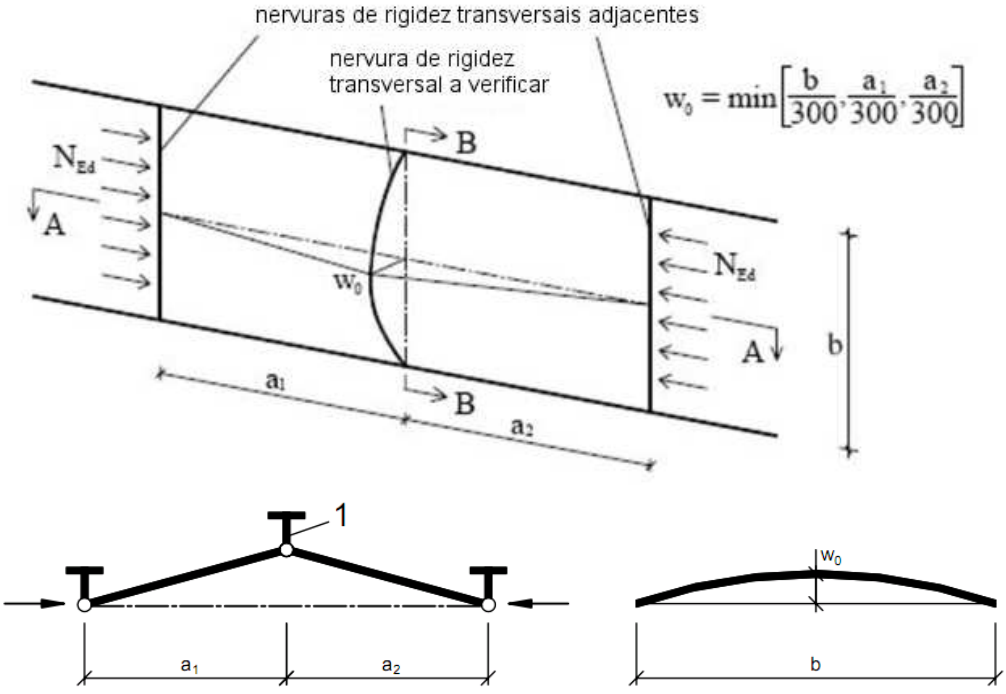


Fig. 6-17 – Imperfeição sinusoidal no reforço.

- Deve ainda suportar forças de desvio dos painéis comprimidos adjacentes, assumindo que ambos os reforços transversais adjacentes são rígidos e rectos, além das forças N_a e N_{st} já referidas. Os painéis comprimidos e reforços longitudinais consideram-se simplesmente apoiados nos transversais – 9.2.1(3);
- Os critérios da cláusula 9.2.1(4), comprováveis através de análise de segunda ordem elástica, podem ser satisfeitos segundo 9.2.1(5) de uma forma mais simples, se o momento de inércia I_{st} dos reforços transversais no caso de ausência de esforço axial, não for menor que:

$$I_{st} = \frac{\sigma_m}{E}\left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \left(1 + w_0 \frac{300}{b} u\right) \qquad (6\text{-}70)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \frac{N_{Ed}}{b}\left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right) \qquad (6\text{-}71)$$

$$u = \frac{\pi^2 E e_{max}}{\frac{f_y 300 b}{\gamma_{M1}}} \geq 1{,}0 \qquad (6\text{-}72)$$

Sendo e_{max} a distância máxima da fibra extrema do reforço ao eixo neutro da secção útil, N_{Ed} a força de compressão máxima dos painéis adjacentes, que não deve ser inferior à tensão máxima de compressão multiplicada por metade da área efectiva de compressão do painel, incluindo reforços

No caso do reforço estar sujeito a esforço axial, este deve ser aumentado, de forma a ter em consideração as forças de desvio, em:

$$\Delta N_{st} = \sigma_m \, b^2/\pi^2 \qquad (6\text{-}73)$$

- Para impedir a encurvadura torsional dos reforços com secção aberta, deve satisfazer-se o seguinte critério (cláusula 9.2.1(8)):

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5{,}3 \frac{f_y}{E} \qquad (6\text{-}74)$$

em que I_T é a constante de torção para o reforço apenas e I_p o momento polar de inércia para o reforço apenas em torno do bordo ligado à placa.

- Quando a rigidez de empenamento for considerada, os rigidizadores deverão, segundo a cláusula 9.2.1(9), cumprir a condição nela expressa ou o critério aqui referido imediatamente atrás.

6.4.1.1. Intermédios rígidos

Os reforços transversais intermédios que actuem como suportes rígidos para painéis interiores da alma devem ser dimensionados de forma a satisfazer critérios de resistência e rigidez (9.3.3(1)). A sua secção efectiva deve então apresentar um momento de inércia I_{st} mínimo estipulado por 9.3.3(3), dado por:

$$I_{st} \geq \frac{1{,}5 h_w^3 t^3}{a^2} \qquad se \qquad a/h_w < \sqrt{2} \qquad (6\text{-}75)$$

$$I_{st} \geq 0{,}75 h_w t^3 \qquad se \qquad a/h_w \geq \sqrt{2} \qquad (6\text{-}76)$$

A resistência à encurvadura do reforço transversal na direcção perpendicular à alma, sob a acção de forças transversais e esforço transverso deve ser, segundo 9.4(2), determinada com base nas cláusulas 6.3.3 ou 6.3.4 da EN 1993-1-1, considerando a curva de encurvadura c e um comprimento de encurvadura não inferior a $0{,}75\ h_w$, desde que ambas as extremidades não permitam deslocamentos laterais. Quando a restrição for menor, maiores valores de *l* devem ser adoptados.
Se os reforços tiverem recortes na extremidade carregada, a resistência da secção transversal deve ser verificada nessa extremidade.
Quando os rigidizadores não forem simétricos em relação à alma, a excentricidade resultante deve ser considerada ao usar 6.3.3 ou 6.3.4 da EN 1993-1-1. Se os reforços providenciarem restrição lateral ao banzo comprimido, devem satisfazer os critérios de resistência e rigidez aplicáveis à determinação da resistência à encurvadura lateral – 9.4(3).

6.4.1.2. De extremidade

Os painéis de extremidade suportam as reacções de apoio, e caso a alma tenha de ser verificada à encurvadura por esforço transverso devem ser providenciados reforços transversais nos apoios. No caso de serem rígidos, são constituídos por um par de reforços transversais duplos (simétricos em relação à alma), que constituem os banzos de uma viga curta de comprimento h_w. A faixa de alma entre os reforços constitui a alma da viga curta.
Cada um dos reforços duplos deve ter uma área dada por:

$$\frac{4h_w t^2}{e} \qquad com \qquad e > 0{,}1h_w \qquad (6\text{-}77)$$

em que *e* é a distância a eixos entre reforços.

6.4.2. LONGITUDINAIS

De forma a evitar a encurvadura torsional ou encurvadura em modo local de placa de reforços longitudinais de secção aberta deve-se garantir, segundo Maquoi (1995) que:

$$\frac{b}{t_f} \leq 12{,}5\varepsilon \qquad (6\text{-}78)$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 30\varepsilon\left[1 - 1{,}25\sqrt{0{,}3 - \left(1 - \frac{a/b_s}{30\varepsilon}\right)^2}\right] \qquad (6\text{-}79)$$

As exigências respeitantes à encurvadura torsional referidas em relação aos reforços transversais aplicam-se também aos longitudinais – relação I_T/I_p.

Reforços longitudinais descontínuos que não passam por reforços nos reforços transversais ou não estão ligados em ambos os lados de reforços transversais devem ser, segundo a cláusula 9.2.2(2):

- Utilizados apenas em almas;
- Desprezados na análise global;
- Desprezados no cálculo de tensões;
- Considerados no cálculo das larguras efectivas dos sub-painéis da alma;
- Considerados no cálculo das tensões críticas.

A sua resistência deve ser comprovada segundo 4.5.3 e 4.6 da EN1993-1-5.

6.5. RESISTÊNCIA AO CORTE LONGITUDINAL

O esforço de corte que se desenvolve longitudinalmente na interface entre as vigas metálicas e a laje de betão requer que seja dimensionada uma ligação suficientemente resistente para que se verifique o funcionamento de conjunto desejável na secção.

Os conectores tipo perno têm sido os mais utilizados devido à sua fácil aplicação, não interferência com as armaduras transversais da laje e existência de recomendações construtivas e de dimensionamento nas normas, designadamente europeias – EC 1994-2 6.6.

Fig. 6-18 – Soldadura de pernos conectores.

Estes conectores são fornecidos com um anel cerâmico na base para assegurar a qualidade da soldadura em caso de condições ambientais adversas, que é executada por arco eléctrico, sendo a descarga aplicada na cabeça do perno.

Quanto ao dimensionamento em si, os pernos devem resistir a uma força última de tracção de pelo menos 10% da força última de corte a que resistem. Se cumprirem o citado em 6.6.5.7 esta condição considera-se satisfeita. Se a força de tensão for superior o dimensionamento está fora do âmbito da EN1994.

De forma a garantirem a transição do esforço de corte e a não separação da laje de betão, os conectores devem cumprir o exposto em 6.6.5, estando a armadura transversal de acordo com 6.6.6.

Os pernos podem ser mantidos constantes ao longo de um comprimento, mesmo que o esforço instalado exceda o resistente em até 10%. Contudo o esforço de corte total nesse comprimento não pode ser superior ao esforço de corte total resistente.

6.5.1. DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE CORTE

6.5.1.1. Secções classe 1/2

Se o momento máximo actuante excede a resistência elástica da secção, o número e disposição dos conectores faz-se a partir do equilíbrio de esforço axial na laje.

Estando a laje em compressão, os conectores devem ser providenciados dentro do comprimento inelástico $L_{A\text{-}B}$ de forma a resistir à força de corte longitudinal $V_{L,Ed}$, resultante da diferença entre as forças normais N_{cd} e $N_{c,el}$ actuantes na laje de betão, nas secções B e A, respectivamente.

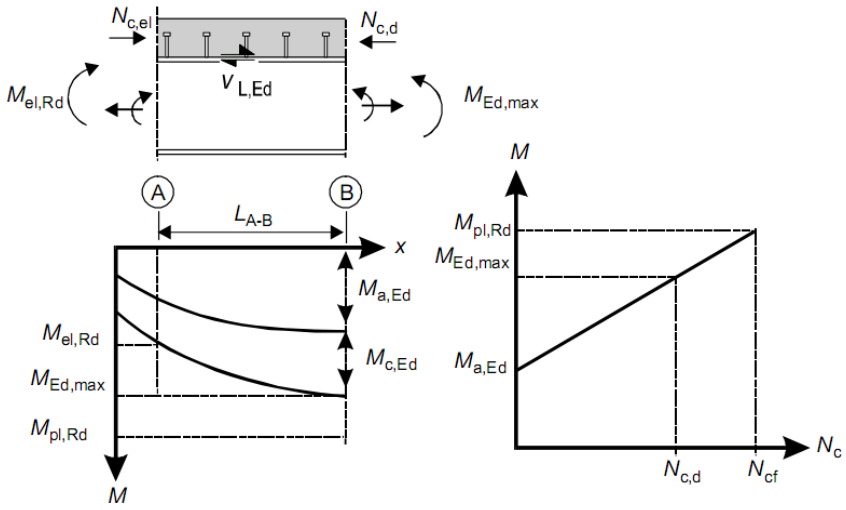


Fig. 6-19 – Determinação da força de corte longitudinal em vigas com comportamento inelástico.[16]

Segundo EC4-2 6.2.1.4(6), o momento elástico é dado por duas parcelas. A primeira é o momento aplicado na secção de aço antes da fase mista. Geralmente resulta das acções do peso próprio da estrutura metálica e da betonagem da laje. A segunda é a parte do momento a actuar na secção mista.

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed} \qquad (6\text{-}80)$$

Se na secção B o momento for inferior ao plástico, a força axial na laje nessa secção pode ser determinada de acordo com o gráfico M-N_c anterior de forma simplificada, ou mais correctamente de acordo com 6.2.1.4(6) e os gráficos seguintes, 1 para situação de betonagem da laje escorada e 2 para não-escorada.

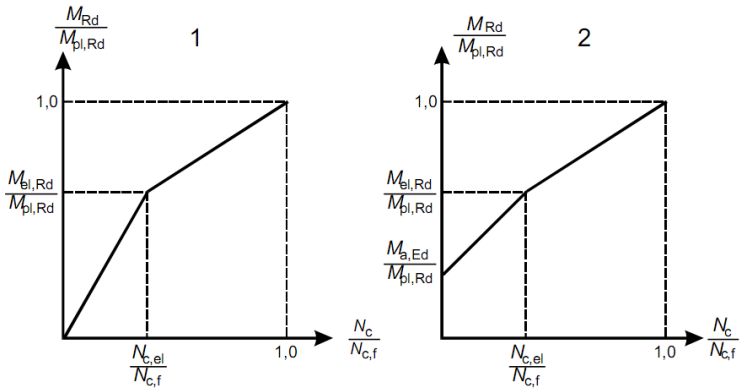


Fig. 6-20 – Força axial na laje em função do momento numa dada secção.[16]

6.5.1.2. Secções classe 3/4

Nas zonas da estrutura em que o momento solicitante não supera o momento elástico, a determinação da força de corte $v_{L,Ed}$ deve fazer-se utilizando a envolvente do esforço transverso na direcção relevante. As propriedades da secção não fendilhada devem ser utilizadas, ainda que se assuma a fendilhação no modelo global, já que a situação real se situará entre as duas citadas, e considerar a secção fendilhada corresponderia ao caso menos gravoso.

Dever-se-á ter em conta o faseamento construtivo bem como as diferentes propriedades da secção relativas a cada uma das fases de aplicação das cargas.

A força de corte é dada por:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed}\, S}{I} \qquad (6\text{-}81)$$

em que S é o momento estático da laje de betão ou da secção metálica e I a inércia da secção mista.

6.5.2. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONECTOR

6.5.2.1. Se não houver forças de desvio na direcção da espessura da laje

A resistência de um conector com cabeça é dada pelo mínimo entre as duas expressões que se seguem, que dizem respeito à rotura do conector e à rotura da laje (esmagamento do betão), respectivamente:

$$P_{Rd} = \frac{0{,}8\, f_u\, \pi\, d^2/4}{\gamma_V} \qquad (6\text{-}82)$$

$$P_{Rd} = \frac{0{,}29\, \alpha\, d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \qquad (6\text{-}83)$$

com

$$\alpha = 0{,}2\left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right) \quad se \quad 3 \le h_{sc}/d \le 4 \qquad (6\text{-}84)$$

$$\alpha = 1 \quad se \quad h_{sc}/d > 4 \qquad (6\text{-}85)$$

em que γ_V é o coeficiente parcial cujo valor recomendado é 1,25.

f_u é a tensão última do conector não maior que 500 MPa, sendo d o diâmetro do conector (entre 16 e 25 mm) e h_{sc} a sua altura nominal.

6.5.2.2. Havendo forças de desvio na direcção da espessura da laje

No caso de se verificarem forças de desvio na direcção da espessura da laje, a resistência do conector pode ser calculada desta forma, desde que sejam cumpridas as seguintes condições:

- $e_V \ge 6d$
- $v \ge 14d$

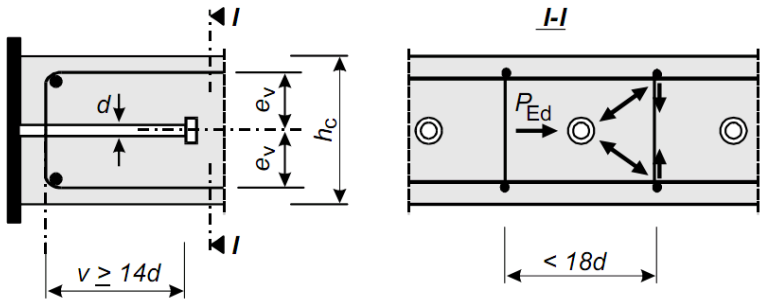


Fig. 6-21 – Ligação de laje de betão a chapa metálica e armadura resistente às forças de desvio.[16]

A força deve ser resistida pelos estribos que devem ser dimensionados para uma força de tracção de $0{,}3\ P_{Rd}$ por conector. O espaçamento dos estribos não deve exceder o mínimo entre $18d$ e o espaçamento longitudinal dos conectores.

Em caso das condições referidas anteriormente não serem cumpridas a resistência deve ser calculada através do Anexo C.

6.5.3. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Quanto à disposição dos conectores devem ser cumpridos os critérios ilustrados na figura seguinte:

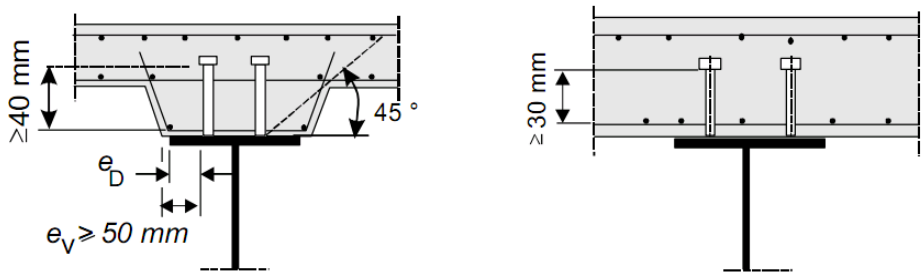


Fig. 6-22 – Pormenorização.[16]

A distância entre o limite da chapa do banzo superior e o perno mais próximo não deve ser inferior a 25 mm – e_D.

Para evitar o cumprimento de mais algumas condições relacionadas com a separação longitudinal da laje provocada pelos conectores, a distância entre o limite do banzo de betão à linha de conectores mais próxima não deve ser inferior a 300 mm.

Quando se assume que um elemento metálico está travado pela laje que contacta com ele e por isso é classificado como classe 1/2, o espaçamento entre conectores deve ser suficientemente próximo. Assim, o espaçamento centro-a-centro dos conectores, na direcção da compressão não deve ser superior a:

- Quando a laje está em contacto de forma contínua – $22\ t_f\sqrt{235/f_y}$
- Quando a laje está em contacto de forma descontínua – $15\ t_f\sqrt{235/f_y}$

Além disso a distância entre o limite de um banzo comprimido à linha mais próxima de conectores não deve ser maior que $9\ t_f\sqrt{235/f_y}$, em que t_f é a espessura do banzo e f_y a sua tensão de cedência em MPa.

A distância máxima longitudinal de centro-a-centro dos conectores não deve ser maior que o mínimo entre 4 vezes a espessura da laje e 800 mm.

De seguida referem-se algumas limitações especificamente em relação aos pernos conectores.

A sua altura não deve ser inferior a $3d$ em que d é o seu diâmetro. A cabeça do perno deve ter um diâmetro não inferior a $1{,}5d$ e uma profundidade maior ou igual a $0{,}4d$.

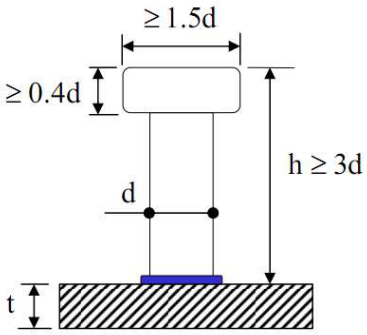


Fig. 6-23 – Dimensões do perno.

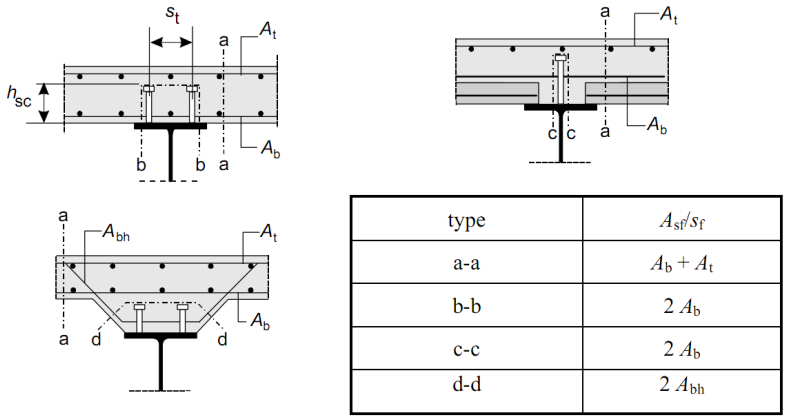
Para elementos em tracção e sujeitos a cargas repetitivas, por motivos de fadiga, o diâmetro do perno não deve exceder 1,5 vezes a espessura do banzo no qual está soldado.

O seu espaçamento na direcção da força de corte não deve ser inferior a $5d$. Na direcção transversal não deve ser inferior a $2{,}5d$ em lajes maciças e $4d$ nos outros casos.

Excepto quando os pernos estão soldados directamente por cima da alma, o seu diâmetro não deve ser superior a 2,5 vezes a espessura da parte à qual está soldada.

6.5.4. CORTE LONGITUDINAL NA LAJE

Devem ser dimensionadas armaduras transversais de forma a que o corte longitudinal do betão não ocorra. As superfícies de corte possíveis que devem ser consideradas apresentam-se de seguida, devendo ser tomadas para a determinação de v_{Ed}.



type	A_{sf}/s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2\,A_b$
c-c	$2\,A_b$
d-d	$2\,A_{bh}$

Fig. 6-24 – Superfícies possíveis de corte e comprimentos das respectivas superfícies.[16]

A resistência deve ser calculada a partir de EN1992-1-1:2004 6.2.4(4) para obter uma área de armadura por unidade de comprimento de laje, suficiente para que o corte não ocorra, A_{sf}/s_f. Na tabela anterior refere-se a equivalência dessa armadura em relação às dispostas nos esquemas no caso concreto do reforço da laje na zona dos conectores.

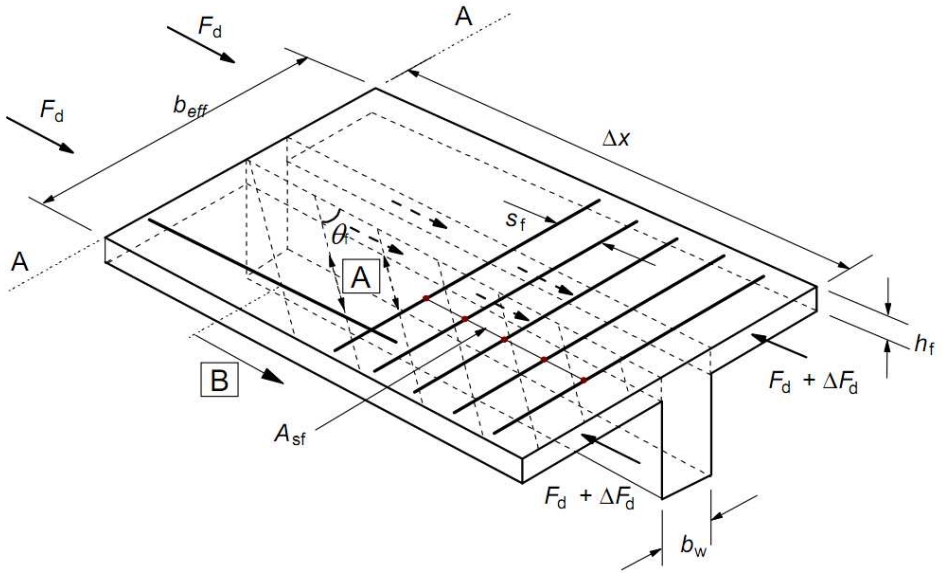


Fig. 6-25 – Ligação do banzo com a alma.[23]

A armadura transversal deve ser determinada através da expressão seguinte, que pressupõe um equilíbrio numa treliça plana em que a armadura funciona como tirante:

$$\left(A_{sf}\, f_{yd}/s_f\right) \geq v_{Ed} h_f / \cot\theta_f \quad (6\text{-}86)$$

em que o valor da co-tangente tem os seguintes limites, consoante se trate de um banzo comprimido u traccionado, respectivamente:

$$1{,}00 \leq \cot\theta_f \leq 2{,}00 \leftrightarrow 26{,}56º \leq \theta_f \leq 45º$$
$$1{,}00 \leq \cot\theta_f \leq 1{,}25 \leftrightarrow 38{,}66º \leq \theta_f \leq 45º$$

Para impedir o esmagamento das escoras no banzo:

$$v_{Ed} \leq v\, f_{cd} \sin\theta_f \cos\theta_f \quad (6\text{-}87)$$

$$v = 0{,}6\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (6\text{-}88)$$

Quando ao corte longitudinal se junta a flexão transversal, a armadura deverá ser a maior entre a calculada atrás e metade da calculada atrás somada à necessária devido à flexão.

$$A_{inf} + A_{sup} \geq máx\left\{A_{cis}; \frac{A_{cis}}{2} + A_{flex,sup}; \frac{A_{cis}}{2} + A_{flex,inf}\right\} \quad (6\text{-}89)$$

Se v_{Ed} for inferior ou igual a $k\, f_{ctd}$ não é necessária nenhuma armadura adicional para além da necessária para a flexão. Recomenda-se $k = 0{,}40$.

A armadura mínima deve estar de acordo com EN 1992-1-1:2004 9.2.2(5).

6.6. ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

A EN 1994-2 secção 7 define as várias considerações a ter relativamente aos estados limites de serviço, quer na fase de construção quer em situação permanente. No ponto A2.4 do Anexo 2 da EN 1990 constam também alguns dos requerimentos a cumprir.

Segundo 3.4 da EN 1990, os critérios a cumprir pretendem assegurar o funcionamento da estrutura durante o uso, assegurar o conforto dos utilizadores, limitar as deformações que poderiam, se exageradas, afectar a aparência, limitar as suas vibrações e controlar o dano capaz de afectar a aparência, durabilidade ou funcionamento.

Não serão verificados os critérios relacionados com vibrações e deformações.

6.6.1. LIMITAÇÃO DE TENSÕES

As combinações de acções relativas aos estados limites de serviço foram já definidas no Anexo A. No que toca aos critérios de limitação de tensões, a combinação a utilizar será a característica, quer para as tensões do aço estrutural, da laje e da armadura ordinária.

O cálculo de tensões para vigas em estado limite de serviço deve ter em conta vários efeitos, como o *shear lag*, retracção e fluência do betão, fendilhação, faseamento construtivo, entre outros.

6.6.1.1. Aço estrutural

As tensões no aço estrutural devem segundo EN 1994-2 7.2.2(5) estar de acordo com o exposto em EN 1993-2 7.3.

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \qquad (6\text{-}90)$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}.\gamma_{M,ser}} \qquad (6\text{-}91)$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3.\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \qquad (6\text{-}92)$$

O factor $\gamma_{M,ser} = 1{,}0$ é recomendado.

Devem ser verificados os pontos extremos dos banzos, ao contrário da simplificação possível para ULS – EN 1993-1-1 6.2.1(9). O critério deve ser utilizado para valores concomitantes de M e V embora se possa, obviamente do lado da segurança, utilizar valores não concomitantes mas máximos, se a folga for suficiente, para demonstrar o cumprimento do critério.

6.6.1.2. Compressão no betão

Segundo a EN 1994-2 7.2.2(2) que remete para EN1992-1-1 7.2, a compressão no betão deve ser limitada a $k_1 f_{ck}$ (para a combinação característica e com valor $k_1 = 0{,}60$) nos elementos de classe de exposição XD, XF e XS, com vista à limitação da fendilhação longitudinal. Como não é o caso, não será feita esta verificação.

A tensão deve ser ainda limitada a $k_2 f_{ck}$ (para a combinação quase-permanente) para que a fluência seja considerada linear. Recomenda-se $k_2 = 0{,}45$.

6.6.1.3. Tensão na armadura

De acordo com a EN 1994-2 7.2.2(4), sob a combinação característica de acções, as tensões de tracção na armadura ordinária devem ser limitadas a $k_i f_{sk}$, sendo $k_i = 0{,}80 = k_3$ na nota de 7.2(5) da EN 1992-1-1.

6.6.2. FENDILHAÇÃO

Através de um método simplificado e alternativo dado pela EN1994-2 7.4.1(3) é possível evitar o cálculo da largura de fendas – método directo – segundo a EN1992-1-1 7.3.4. Esta alternativa menos trabalhosa permite controlar a fendilhação através da disposição de uma área mínima de armadura bem como de espaçamentos e diâmetros adequados – método indirecto.

A abertura de fendas máxima $w_{máx}$ depende da classe de exposição que no caso em estudo segundo a EN1992-2 7.3.1 e tabela 7.101N e a nota de 7.4.1(4) não poderá ser superior a 0,30 mm, para a combinação quase-permanente.

Interessa distinguir entre acções directas e indirectas, já que as verificações são independentes e as acções não podem ser somadas.

6.6.2.1. Área mínima de armadura

A área mínima de armadura para controlo da fendilhação é dada pela expressão que se apresenta de seguida, com origem em 7.4.2(1) da EN1994-2.

$$A_{s,min} = k_s k_c k f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \qquad (6\text{-}93)$$

Pelo menos metade desta armadura deve ser colocada na camada superior.

O termo $k_c f_{ct,eff} A_{ct}$ é uma forma aproximada de estimar a força de tracção na laje actuada do momento que causa $f_{ct,eff}$ na fibra extrema.

A tensão no plano médio da laje nestas condições é, com h_c a altura da laje e z_0 a distância da linha neutra ao plano médio da laje:

$$\sigma_c = f_{ct,eff} \frac{1}{1+\frac{h_c}{2z_0}} \qquad (6\text{-}94)$$

o que permite tirar o valor de k_c. A este valor é somado 0,30 para ter em conta a retracção. O valor de k_c não deve ser superior a 1,0, já que a este valor corresponde a laje inteiramente traccionada. k_c é frequentemente 1,0.

A força de tracção é depois reduzida através dos factores k_s e k, o primeiro que pretende contabilizar a transferência de força da laje de betão para a estrutura metálica no instante da fendilhação e o último prende-se com a não uniformidade de tensões na laje, respectivamente iguais a 0,9 e 0,8.

A armadura necessária é aquela que, trabalhando com uma tensão σ_s resiste à força desenvolvida.

Esta tensão pode ser tomada como f_{syk} ou uma tensão menor, segundo a tabela 7.1 da mesma norma, com vista ao cumprimento de fendilhação, em função do diâmetro de varões utilizado.

Como a linha neutra de todas as secções se localiza abaixo da laje, ela estará sempre inteiramente traccionada em regime elástico.

6.6.2.2. Carregamento indirecto

É necessário garantir que a abertura das fendas é menor que 0,30 mm usando o método indirecto nas zonas de laje traccionada para a combinação característica de acções.

Usando a expressão já utilizada reescrita de outra forma,

$$\sigma_s = k_s k_c k f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{A_s} \qquad (6\text{-}95)$$

calcula-se a tensão na armadura recorrendo-se depois à tabela 7.1 da EN 1994-2 para consultar o diâmetro máximo correspondente a um determinado nível de tensão.

$$\phi^* = \phi \frac{f_{ct,0}}{f_{ct,eff}} \qquad (6\text{-}96)$$

6.6.2.3. Carregamento directo

É necessário conhecer a tensão na armadura para o caso da combinação quase-permanente de acções.

Salienta-se a importância de considerar, nas vigas em que a laje de betão se considera fissurado – o que é o caso – um acréscimo de tensão na armadura que advêm do aumento de rigidez do betão entre fendas.

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \qquad (6\text{-}97)$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{0{,}4 f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s} \qquad (6\text{-}98)$$

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a} \qquad (6\text{-}99)$$

em que A e I ($A_a e\ I_a$) são a área e momento de inércia da secção mista fissurada (metálica).

Das tabelas 7.1 e 7.2 da EN 1994-2 consultam-se o diâmetro e espaçamento máximos, controlando assim a fendilhação.

7

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

7.1. GENERALIDADES

A análise e dimensionamento da superstrutura de uma ponte, consiste na análise de esforços do tabuleiro e correspondente verificação das deformações, de modo a que sejam cumpridos os critérios que garantem a satisfação em Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS), respectivamente. Este processo, visa o dimensionamento dos elementos de aço e betão que, trabalhando em conjunto no caso de uma ponte mista, devem cumprir os objectivos de segurança e de funcionalidade da ponte.

O carácter tridimensional da estrutura e a complexidade de análise que comporta consigo leva a que, na maioria das vezes, sejam feitos estudos com modelos mais simples, frequentemente lineares nas direcções longitudinal e transversal, que embora não se comportem exactamente como a estrutura real, são suficientemente próximos para atingir os objectivos, especialmente numa fase primária de dimensionamento. As divergências entre o modelo e o real são toleráveis e prevenidas ao projectar a estrutura com ductilidade e tenacidade.

Em geral, os métodos tradicionais de cálculo baseados nas hipóteses habituais da Resistência de Materiais e na resposta elástica dos materiais, fundamentam os modelos de comportamento lineares utilizados. Contudo, situações existem em que métodos mais avançados são possíveis e desejáveis de forma a alcançar maior precisão e, assim, prever a resposta da estrutura, como sendo o caso de zonas em que se verifica a aplicação de cargas concentradas ou alteração brusca de geometria. Também a deformação sofrida por elementos sujeitos a compressão, além da deformação inicial, deve ser tida em conta, de forma a assegurar a sua resistência. Por outro lado, o comportamento não linear do betão em estados de carga elevada não pode ser correctamente reproduzido com modelos lineares e a sua fissuração em zonas de tracção afecta o comportamento da estrutura. Os efeitos de retracção e fluência do betão comprimido e as tensões residuais devidas aos processos de produção e soldadura das peças metálicas observados nas estruturas afastam-nas também dos modelos lineares mais simples.

Interessa também salientar o facto de que a análise e dimensionamento estrutural de uma ponte é um processo indissociável do processo construtivo utilizado, e ainda, que o modelo a considerar varia ao longo do tempo à medida que a construção vai progredindo, sendo muitas vezes a fase de construção condicionante no dimensionamento de elementos estruturais.

7.2. PARTICULARIDADES DO PROJECTO

7.2.1. DISPOSIÇÃO DE VÃOS

A grandeza do maior vão foi estipulada a priori, nos 115 m. A disposição dos pilares foi então adequada ao relevo e à rasante da estrada também já definida.

Inicialmente começou-se por optar por uma solução com 9 vãos, sendo que, após ponderação se decidiu por uma solução com 7 vãos, em que se procurou a harmonia, regularidade e simetria.

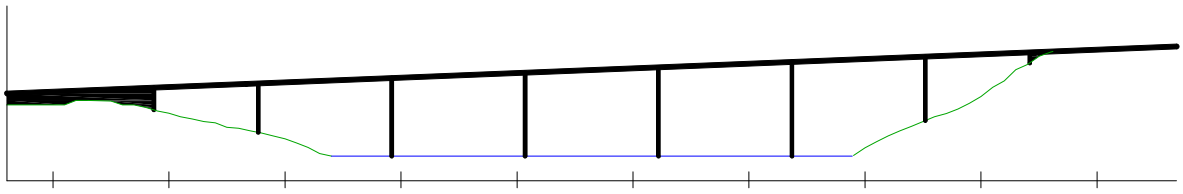


Fig. 7-1 – Disposição de vãos.

7.2.2. SECÇÃO TRANSVERSAL

A secção transversal da ponte terá 13 m de largura, correspondentes a:

- 1 faixa com 1 sentido constituída por 2 vias de 3,50 m cada e 2 bermas de 2,00 m cada;
- 2 passeios de 1,00 m cada.

O tabuleiro será assim independente de um outro idêntico que se destina ao trânsito no sentido inverso.

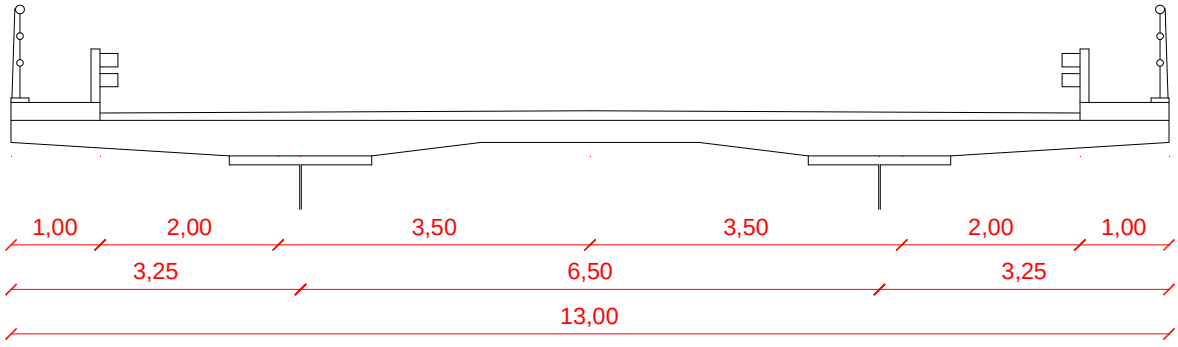


Fig. 7-2 – Composição da secção transversal do tabuleiro.

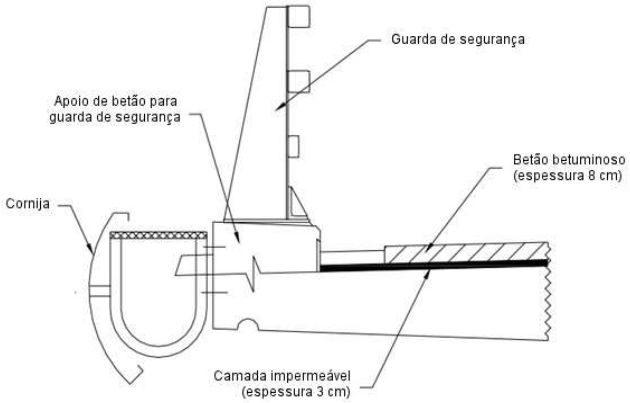


Fig. 7-3 – Camadas do tabuleiro.[24]

Prevê-se uma camada de impermeabilização da laje de 3 cm e uma camada de betuminoso de 8 cm, que podem variar +/- 20% e +/- 40%, respectivamente.

7.2.3. PROCESSO CONSTRUTIVO

O tabuleiro da ponte será montado em duas fases.

Primeiramente, a estrutura metálica será montada pelo método denominado deslocamentos sucessivos ou lançamento incremental. Este sistema de montagem já foi explicado anteriormente.

São depois colocadas pré-lajes. Em seguida avança a betonagem da laje, de acordo com uma sequência pré-estabelecida de forma a minorar os problemas de fissuração sobre os apoios, conforme também já referido. Faz-se a betonagem dos segmentos nos vãos, da esquerda para a direita, e depois da direita para a esquerda, betona-se sobre os pilares, como se indica na figura seguinte. As delimitações visíveis na figura, para cada lado do pilar, são as zonas onde o tabuleiro se assume estar fendilhado, aproximadamente 1/5 do vão.

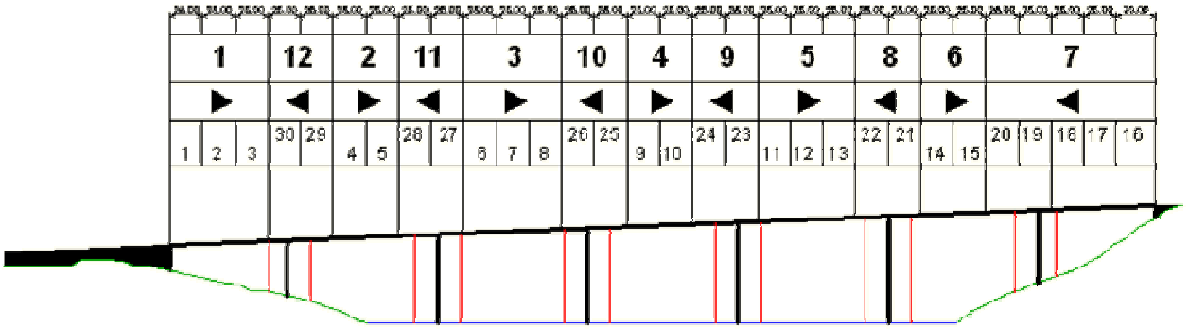


Fig. 7-4 – Sequência de betonagem.

O comprimento de cada troço a betonar pode variar com diversos factores mas poder-se-á adoptar um comprimento que ronda os 25 m, ficando o tabuleiro dividido em 30 segmentos.

Na execução, segundo EN1994-2 6.6.5.2(3), a sequência de betonagem deve ser tal que o betão recente não seja danificado como resultado da deformação das vigas sob as posteriores operações de betonagem. Para tal a betonagem do segmento seguinte só deve ocorrer quando o betão possua já 20 MPa de resistência (cilindro).

A resistência do betão é dada por 3.1.2(6) da EN 1992-1-1:

(7-1)

(7-2)

sm que s é um coeficiente que depende do tipo de cimento: 0,20 para classe R, 0,25 para N e 0,38 para S. Para *t* inferior a 3 dias a resistência deve ser calculada de forma mais precisa através de ensaios. Para *t* superior a 3 dias e até 28 dias a resistência é dada por:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \qquad (7\text{-}3)$$

Considera-se que cada segmento será betonado em aproximadamente 3 dias.

Contudo não se irá ter em conta a betonagem faseada da laje no cálculo.

7.3. MÉTODO DE ANÁLISE GLOBAL

Os métodos de cálculo têm como finalidade determinar com precisão suficiente os esforços que permitam verificar, com segurança, a estrutura que está a ser analisada.

Importa por isso distinguir, diferentes procedimentos de cálculo e tipos de secções que incorporam certos aspectos cuja consideração é imprescindível para uma correcta análise.

7.3.1. DETERMINAÇÃO DO EFEITO DAS ACÇÕES

A determinação dos efeitos das acções actuantes na estrutura faz-se tradicionalmente considerando um comportamento estrutural indefinidamente elástico – análise elástica global (EN1994-2 5.4.1.1(1)) – mesmo que a capacidade resistente das secções seja plástica. Em estruturas flectidas a análise elástica traduz-se na integração da equação

$$y'' = \chi = \frac{M}{EI} \qquad (7\text{-}4)$$

ao longo da estrutura, em que a rigidez pode variar, naturalmente.

7.3.1.1. *Shear lag* e encurvadura

Em estruturas de aço, o módulo de elasticidade é conhecido e tomado constante. Quanto à inércia, depende das características geométricas da secção considerada havendo que ter em conta dois fenómenos na análise global: *shear lag* e encurvadura – EN1994-2 5.4.1.1(4).

O primeiro deve ser tido em consideração de acordo com 5.4.1.2 da mesma norma, para banzos de betão e 5.2.1(5) da EN1993-1-1 (que reencaminha para EN1993-1-5 2.2) para elementos de aço e que consiste em considerar uma secção efectiva^{s} – o expoente s denota precisamente a secção efectiva tendo em conta o *shear lag*.

O segundo pode ter-se em conta através de uma secção efectiva^{p}, obtida a partir da original e retirando as partes comprimidas que encurvariam de acordo com EN 1993-1-5 4.3 – o expoente p relaciona-se com a encurvadura das chapas, em inglês *plate buckling*.

7.3.1.2. Fluência, fissuração e retracção

No caso das estruturas de betão, o módulo de elasticidade é mais incerto e varia significativamente consoante a duração de aplicação das cargas. Por isso, os métodos elásticos de cálculo em pontes mistas devem ser aplicados com correcções de forma a considerar o fenómeno da fluência. Também deve entrar para o cálculo da inércia o efeito da fissuração do betão nas zonas em que ele está traccionado bem como os efeitos de retracção do betão, que provocam a distorção do diagrama $M - \chi$.

7.3.1.3. Designação das secções

As denominações utilizadas em relação às secções que incorporam estes aspectos sintetizam-se no quadro seguinte.

Quadro 7-1 – Denominações das secções utilizadas.

Denominação	Motivo
Efectiva^{s}	*Shear lag*
Efectiva^{p}	Encurvadura
Homogeneizada	Fluência do betão
Fissurada	Fissuração do betão

7.4. CARACTERÍSTICAS DE UMA SECÇÃO

A determinação da resistência da secção faz-se, localmente, segundo métodos que dependem da capacidade rotacional da secção:

- Método elástico corrigido – para secções das classes 3/4, determina-se a resistência elástica da secção, corrigida para ter em conta a encurvadura local;
- Método plástico – para secções das classes 1/2, determina-se a resistência plástica da secção, que ao ser compacta permite a plastificação do material.

7.4.1. CLASSIFICAÇÃO

A classificação de secções mistas deve, de acordo com a EN1994-2 ser feita com o disposto na EN 1993-1-1 em 5.5.2 e tem como objectivo identificar em que medida a sua resistência e capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local.

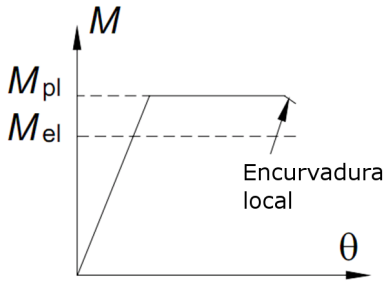
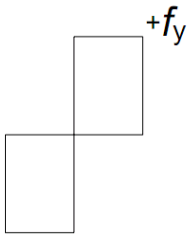
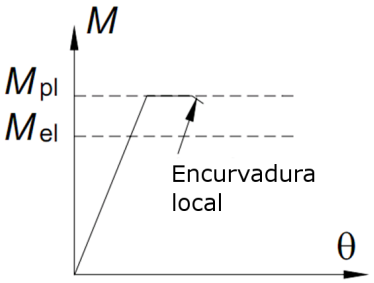
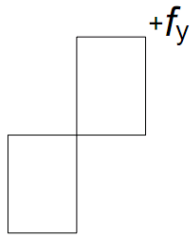
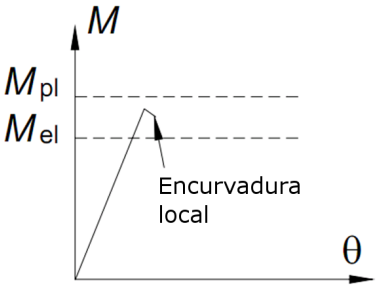
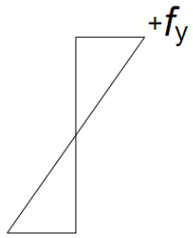
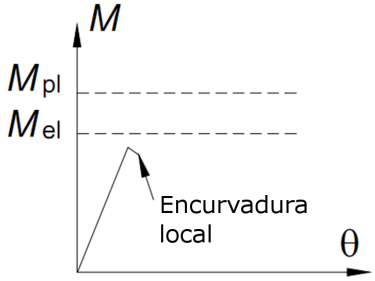
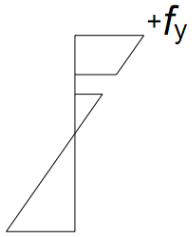
Existem quatro classes:

- Classe 1 – secções "plásticas", permitem a formação de uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica sem redução da sua resistência;
- Classe 2 – secções "compactas", podem atingir o momento plástico resistente mas a capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- Classe 3 - secções "semi-compactas" em que apenas se pode atingir o momento elástico, correspondente a atingir a tensão de cedência numa das fibras extremas da secção, já que a encurvadura local impede que o momento plástico seja atingido;
- Classe 4 – secções "esbeltas", são aquelas em que ocorre encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência nas fibras extremas da secção.

Nas secções de classe 4, as reduções de resistência devidas aos efeitos de encurvadura local são tidas em conta através da determinação de uma secção efectiva segundo a EN1993-1-5, capítulo 4.

A classe de uma secção mista é a mais elevada (mais desfavorável) de entre as classes de todos os elementos pertencentes à secção metálica e sujeitos a compressão. É dependente da relação entre a largura e a espessura do elemento e da distribuição de tensões no mesmo – quadro 5.2 da EN 1993-1.

Quadro 7-2 – Classificação de secções.

Classe	Modelo de comportamento	Tensão de dimensionamento
1	Capacidade rotacional significativa 	Comportamento plástico Secção bruta 
2	Capacidade rotacional limitada 	Comportamento plástico Secção bruta 
3	Capacidade rotacional inexistente 	Comportamento elástico Secção bruta 
4	Capacidade rotacional inexistente 	Comportamento elástico Secção efectiva 

O banzo de compressão da secção metálica pode ser considerado classe 1 desde que a ligação ao banzo de betão armado cumpra as condições necessárias, particularmente no que toca ao espaçamento dos conectores, estipuladas em 6.6.5.5 da EN1994-2.

Com vista à classificação, a distribuição plástica de tensões deve ser usada, excepto na fronteira entre as classes 3 e 4, em que a distribuição elástica de tensões deve ser usada, tendo em conta a sequência de construção e os efeitos de fluência e retracção. Os valores de dimensionamento de resistência dos materiais devem ser usados e o betão sujeito a tracção não deve ser considerado. A distribuição de tensões deve ser determinada para a secção transversal bruta da alma e efectiva dos banzos.

Segundo a EN1993-1-1 5.5.2(11), as secções transversais com almas em classe 3 e banzos em classe 1 ou 2 podem ser tratadas através da consideração de uma secção transversal efectiva em classe 2 com uma alma efectiva de acordo com a EN1993-1-1 6.2.2.4.

Além disso, quando numa secção transversal se considera que a alma resiste apenas ao esforço transverso e se admite que não contribui para a resistência à flexão e ao esforço normal, essa secção pode ser classificada como sendo da Classe 2,3 ou 4, apenas em função da classe dos banzos, segundo a cláusula 5.5.2(12) do EC3.

7.4.2. ENCURVADURA LOCAL

A encurvadura local impossibilita o alcance da resistência elástica numa secção de classe 4.

A tensão nas zonas comprimidas do elemento que encurva é distribuída para as zonas mais rígidas (mais próximas dos apoios desse elemento), passando a zona mais flexível a suportar tensões mais reduzidas e dando então origem a uma distribuição não linear de tensões na chapa.

Para considerar a redução de resistência, é tida em conta no cálculo de uma secção de classe 4, uma largura efectiva ao longo da qual se assume que a tensão é linear, deixando um "buraco efectivo" na zona onde a encurvadura local ocorre, que não absorve nenhuma tensão – EN 1993-1-1 5.5.2(2).

Análise global

Este efeito pode ser ignorado, segundo EN1993-1-5 2.2(5) na análise global se a área efectiva^{p} (devida à encurvadura) de um elemento em compressão for maior que ρ_{lim} vezes a sua área bruta.

O valor aconselhado para o factor referido é 0,50. Quando a condição não é cumprida a rigidez deve ser determinada de acordo com o Anexo E do EC3-1-5, segundo o qual se deve determinar a secção efectiva através de uma interpolação que reduz a área bruta da secção em função do estado tensional.

Dimensionamento de membros

De acordo com EN1993-1-5:2006 4.3, a secção transversal efectiva de membros deve-se basear nas áreas efectivas dos elementos comprimidos.

A área efectiva A_{eff} deve ser determinada assumindo que a secção transversal está sujeita apenas a compressão uniforme. Para secções não-simétricas a possível mudança e_N do centróide da área efectiva em relação ao centróide da secção bruta dá origem a um momento adicional que deve ser tido em conta na verificação da secção transversal segundo 4.6.

O módulo de flexão da secção efectiva W_{eff} deve ser determinado assumindo que a secção transversal está sujeita a flexão simples. Para flexão desviada, deve ser determinado em torno de ambos os eixos.

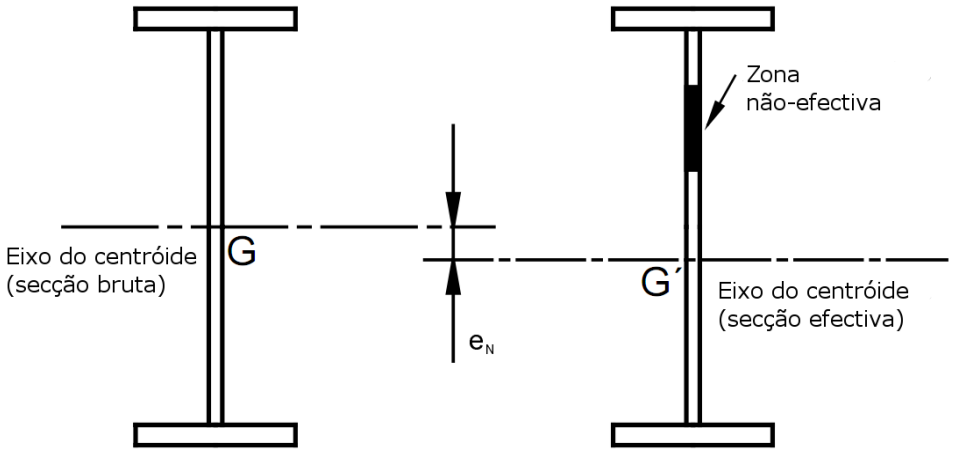


Fig. 7-5 – Determinação de módulo de flexão efectiva em secção não-simétrica.[15]

As áreas efectivas dos elementos comprimidos são determinadas através da situação tensional do elemento através dos quadros 4.1 e 4.2 da EN1993-1-5, consoante se trate de um elemento interno ou em consola.

Alternativamente a este procedimento de, separadamente, determinar a área e módulos de flexão efectivos, pode utilizar-se um processo mais exacto, iterativo. O procedimento para determinar a secção efectiva de uma peça que genericamente pode ser constituída por várias chapas de qualquer classe, consiste em:

1. Calcular a secção efectiva[s] reduzida devido ao *shear lag*;
2. Com os esforços actuantes calcular o estado tensional nos elementos que constituem a secção transversal;
3. Reduzir a área do primeiro elemento através do coeficiente ρ – reduzem-se sempre os banzos primeiro e só depois a alma, se bem que a ordem só é relevante em geral em secções em caixão já que o banzo inferior pode ser facilmente classe 4, o que não acontece usualmente com vigas;
4. Recalcular as tensões nos elementos com as novas propriedades mecânicas da secção:
    a. Ter em atenção a mudança do centróide que dará origem a um momento adicional $N_{Ed}.e_N$;
    b. Ter em conta o faseamento construtivo, isto é, os esforços que são resistidos apenas pela secção metálica e aqueles que já são resistidos pela secção mista;
5. Reduzir o elemento seguinte;
6. Repetir de 2 a 5 até todos os elementos estarem reduzidos.

7.4.3. MECÂNICAS

7.4.3.1. Largura efectiva dos banzos

Segundo a EN1994-2:2005 5.4.1.2, os efeitos de *shear lag* devem ser tidos em conta, tanto em banzos de betão como metálicos, ou por um meio de análise rigoroso ou usando uma largura efectiva.

Análise global

As tensões tangenciais que se desenvolvem entre os banzos e a alma de uma secção metálica diminuem de intensidade à medida que o ponto analisado se vai afastando do ponto de intersecção entre o banzo considerado e a alma.

Ao invés de considerar a situação real em que as tensões se distribuem não uniformemente, o processo tradicional de cálculo consiste então em, adoptar simplificadamente uma largura em que a distribuição é uniforme, de maneira que a integração das tensões nessa largura iguale as da situação real.

Quando uma análise elástica global é efectuada, segundo EN1994-2 5.4.1.2, uma largura efectiva constante pode ser usada ao longo de cada vão, de acordo com o esquema seguinte, para banzos de betão:

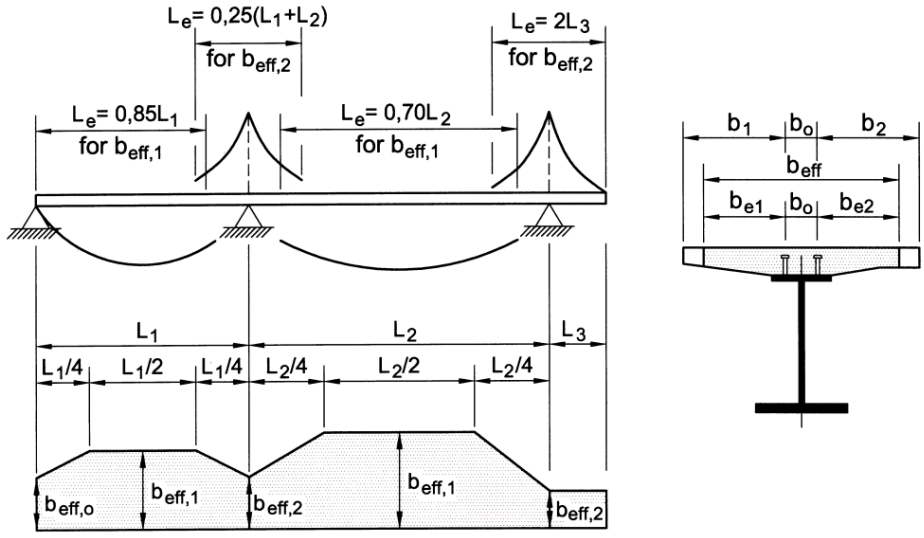


Fig. 7-6 – Vãos equivalentes em função da largura efectiva.[16]

A meio vão ou num apoio interno, a largura total efectiva b_{eff} pode ser determinada através da expressão seguinte,

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \qquad (7\text{-}5)$$

em que b_0 é a distância entre centros dos conectores exteriores e b_{ei} é o valor da largura efectiva do banzo de betão para cada lado da alma e tido como $L_e/8$, mas não maior que a largura geométrica b_i. Este valor deve ser tomado como a distância do conector exterior a um ponto médio entre almas adjacentes ou ao bordo livre. O comprimento L_e deve ser tomado como a distância aproximada entre pontos de contraflexura, esquematizado na figura anterior.

Num apoio exterior a largura efectiva é dada por,

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \qquad (7\text{-}6)$$

com

$$\beta_i = (0{,}55 + 0{,}025.L_e/b_{ei}) \leq 1{,}0 \qquad (7\text{-}7)$$

e em que b_{ei} é a largura efectiva do vão extremo a meio-vão e L_e é o vão equivalente do vão extremo.

Para banzos de aço a largura efectiva[s] incorpora este efeito na análise global e é dada por,

$$b_{eff} = mínimo\left(\frac{b_f - t_w}{2}; \frac{L}{8}\right) \qquad (7\text{-}8)$$

sendo b_{eff} a largura a considerar para cada lado da alma, em que b_f é a largura total do banzo estudado, t_w a espessura da alma e L o vão ou duas vezes o comprimento da consola.

Para que este aspecto tenha repercussões na análise global, $L/8$ teria de ser menor que $(b_f - t_w)/2$:

$$L/8 \leq (b_f - t_w)/2 \Leftrightarrow L \leq 4(b_f - t_w) \qquad (7\text{-}9)$$

condição que, dada a ordem de grandeza dos vãos, não se verifica.

Dimensionamento de membros

Os efeitos de *shear lag* em elementos constituídos por placas de aço devem ser considerados de acordo com EN1993-1-1:2005 5.2.1(5) que remete para a parte 1-5 do EC3, capítulo 3.

Este efeito nos banzos metálicos pode ser negligenciado se $b_0 < L_e/50$ em que b_0 é, numa viga I, a porção de banzo em consola e L_e o comprimento entre pontos de contraflexura.

Desde que os vãos adjacentes não difiram em mais de 50% e que qualquer vão em consola não seja maior que metade do vão adjacente, o comprimento efectivo pode ser determinado a partir da figura que se segue. Para todos os outros casos é igual à distância entre pontos de contraflexura.

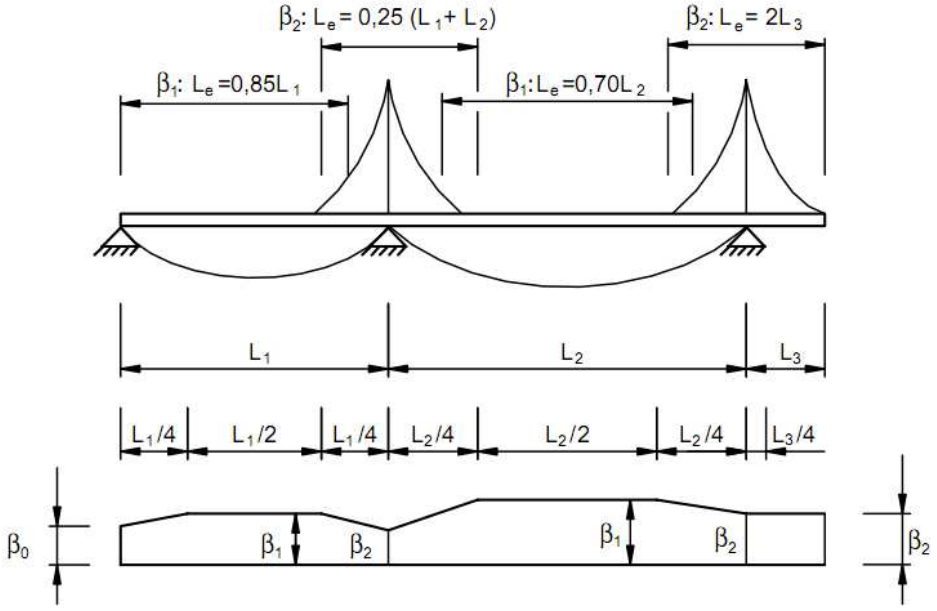


Fig. 7-7 – Comprimento efectivo para viga contínua e distribuição da largura efectiva.[19]

A distribuição de tensões transversais devida ao *shear lag* pode ser tomada em concordância com a EN1993-1-5 3.2.2 para banzos metálicos e de betão.

Dada a grandeza dos vãos não será necessário ter em conta este efeito.

7.4.3.2. Homogeneização da secção

Segundo EN 1994-2 5.4.2.2(2), a fluência do betão pode ser tida em conta, excepto para membros com ambos os banzos mistos, através da homogeneização da secção.

Este processo permite obter uma secção constituída por apenas um material e incorpora-se o efeito da fluência. Em geral faz-se a transformação do betão em aço, usando para tal o coeficiente,

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t) \qquad (7\text{-}10)$$

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} \qquad (7\text{-}11)$$

em que n_0 é a razão dos módulos de elasticidade de aço e betão para carregamento instantâneo (ou a curto-prazo), E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do betão, φ_t o coeficiente de fluência de acordo com a EN 1992-1-1 3.1.4 ou 11.3.3 que depende da idade *t* do betão no momento considerado e de t_0 idade em que o carregamento é feito e ψ_L o multiplicador da fluência que depende do tipo de carregamento, igual a 1,1 para cargas permanentes e 0,55 para ter em conta os efeitos da retracção.

Para a retracção a idade do carregamento pode assumir-se como 1 dia.

7.4.3.3. Fissuração do betão

A fissuração do betão pode ser tida em conta segundo a EN1994-2 5.4.2.3.

A cláusula (2) recomenda numa primeira fase o cálculo da estrutura com a secção não fendilhada, sujeita à combinação característica de acções. Com base na envolvente de esforços, nas zonas onde se verifique que a fibra extrema do betão possui uma tensão superior ao dobro de f_{ctm}, a rigidez da secção deve ser reduzida, pressupondo o betão fendilhado.

Uma nova distribuição de esforços pode ser então calculada, válida para estados limites últimos e de serviço.

Para vigas contínuas, com os banzos de betão acima da secção metálica e em que a razão entre o vão menor e o vão maior adjacente é inferior a 0,60, pode-se, de uma forma simplificada, considerar que a secção se encontra fendilhada ao longo de 15% do vão para cada lado do apoio. Nas restantes zonas a secção assume-se não fendilhada.

7.5. SOLUÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL

Da análise que foi feita anteriormente, relativamente às soluções em geral adoptadas para fazer face a vãos de ordem de grandeza idêntica à do caso que aqui se estuda, aponta-se para uma solução em bi-viga.

A solução multi-viga adequa-se a vãos relativamente pequenos e resultaria numa grande desperdício de resistência ao esforço transverso e acréscimo de peso de forma ineficiente.

A solução em caixão é uma solução que com vãos desta ordem (+100m) é objecto de ponderação, especialmente se o traçado em planta for curvo, exigindo resistência à torção. Contudo, como não é o caso e como, além disso, não há exigências relativamente à altura máxima da secção, o peso e custo extra relativamente a uma solução bi-viga não se traduz à partida, numa solução eficiente.

7.5.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Os critérios para o pré-dimensionamento das vigas longitudinais encontram-se definidos em literatura vasta e são muitas vezes empíricos, baseados nos trabalhos executados até agora. Dão indicações úteis na medida em que permitem ter uma primeira ideia das dimensões necessárias para o elemento estrutural, sobre as quais se começa a trabalhar, dimensionando e refinando sucessivamente o dimensionamento até chegar a uma solução adequada.

Para pontes com vigas de altura constante, solução adoptada já que o processo construtivo a ser utilizado será por empurrão e é, sob este ponto de vista, condicionante, apresentam-se de seguida algumas relações vão-altura (L/H) recomendadas em literatura consultada.

Quadro 7-3 – Relações vão-altura.

Fonte	**Relação L/H**
Steel Concrete Composite Bridges – Collings, David	20 a 25
Steel Bridge Design Handbook – NSBA	25 em que L é medido entre pontos de contraflexura.
European Steel Design Education Programme (ESDEP)	20 em que L é medido entre pontos de contraflexura.

Quadro 7-4 – Pré-dimensionamento da altura da viga (ESDEP).

Vão	**Tipo**	**L_0**	**h**
115,00	Continuidade	66,40	3,32
90,00	Extremo	67,50	3,38

OBS: todos os valores estão em metros.

O ESDEP recomenda ainda proporções para as chapas constituintes da viga:

- Banzo – largura entre h/5 e h/3 com espessura que verifique a classe 3.
- Alma – relação d/t_w entre 200 e 500.

Segundo os critérios de pré-dimensionamento da secção utilizados, a altura da secção rondará os 3,50 m, provavelmente um pouco mais (4,00 m) já que o vão é bastante grande, o que faz com que a largura dos banzos escolhida em intervalos de 25mm, se deva situar, também de acordo com critérios do mesmo tipo, entre cerca de 800 e 1350 mm.

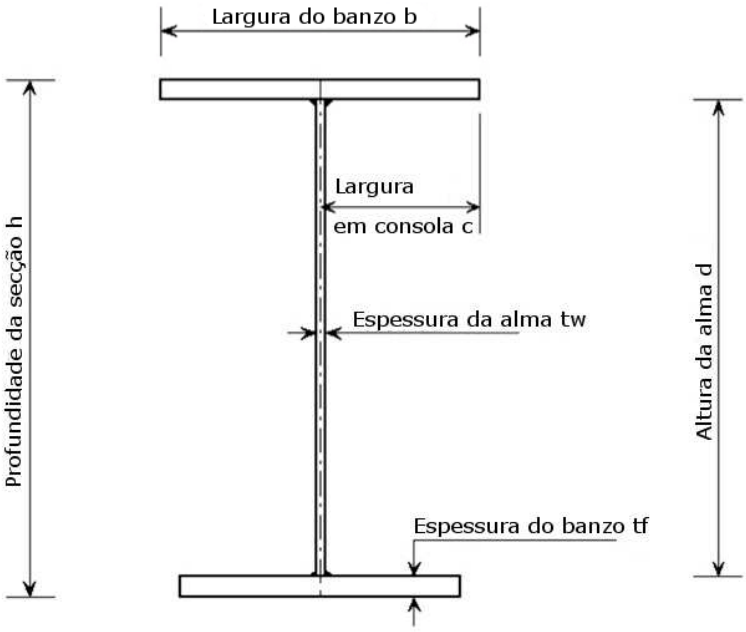


Fig. 7-8 – Dimensões da viga transversal.[70]

Contudo, e como este é um processo iterativo e o banzo inferior da secção para momentos negativos exige, com uma largura máxima de 1350 mm, e após alguns cálculos rápidos, uma espessura muito elevada, próxima dos 150 mm, a largura do banzo foi fixada em 1600 mm para permitir, em caso de necessidade, que a sua espessura seja aumentada, de forma a resistir aos momentos, que podem, numa fase posterior do dimensionamento, ser um pouco mais elevados.

Outra opção pode ser a inserção de uma laje inferior de betão na zona dos apoios de forma a diminuir a espessura do banzo inferior metálico.

A alma deverá cumprir uma relação d/t_w entre 200 e 500, tanto mais esbelta quanto maior for o vão. Ainda de acordo com o *Manual de Aplicación de las Recomendaciones RPM – RPX / 95* a mesma relação deverá ser inferior a 350 e 250, para vigas com rigidizadores longitudinais e transversais, em situação de meio-vão e apoio, respectivamente.

Adoptando para altura total da secção 4 m e estimando 100 mm para a espessura de cada banzo, a alma teria 3,80 m. Assim sendo a espessura, segundo as relações enunciadas daria:

Quadro 7-5 – Espessura da alma

Critério	Secção	$t_{w,mín}$	$t_{w,max}$
ESDEP	-	8	20
RPX-95	Apoio	15	-
	Vão	11	-

OBS: todos os valores estão em milímetros.

Adopta-se numa primeira instância para a espessura da alma 12mm, sujeita a confirmação mediante verificações posteriores. As espessuras dos banzos serão as adequadas à resistência que se pretende dar à secção, em intervalos de 5mm.

7.5.2. FASES E SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA

O processo de deslocamentos sucessivos será utilizado para empurrar apenas as vigas metálicas sobre as quais é, quando colocadas na devida posição, betonada a laje de tabuleiro. Nesta primeira fase os esforços provocados têm de ser resistidos apenas pelos perfis metálicos.

Quando a laje ganha resistência e se solidariza com os perfis metálicos por intermédio dos conectores destinados a transmitir o esforço rasante que se gera, entra-se em funcionamento misto. Nesta altura o perfil metálico encontra-se com uma distribuição de tensões imposta por todas as cargas aplicadas até então e a laje com esforços nulos. Qualquer carga aplicada a partir deste momento vem alterar esta distribuição, gerando esforços nos elementos de aço e de betão.

A distinção entre estas duas situações é fundamental para a modelação da estrutura.

Quadro 7-6 – Cargas actuantes consoante cada fase.

Fase	Cargas aplicadas	Secção resistente
Deslocamentos sucessivos	Permanentes Peso próprio (Vigas metálicas, travamentos) Variáveis Vento	Metálica
Betonagem da laje de tabuleiro	Permanentes Peso próprio (Vigas metálicas, travamentos, laje de betão) Variáveis Vento Devidas à construção	Metálica
Serviço	Permanentes Peso próprio (Vigas metálicas, travamentos, laje de betão, barreiras de segurança, guarda-corpos, lancis, passeios, pavimento e vigas de bordadura) Retracção Fluência Assentamentos diferenciais Variáveis Vento Temperatura Tráfego rodoviário e pedestre	Mista

É necessário referir ainda outro aspecto importante que influencia decisivamente a análise a efectuar e que se prende com a aferição da capacidade resistente da secção em estado limite último. Distinguem-se duas situações:

- A secção mista é de classe 1 ou 2, podendo plastificar na totalidade – se assim for, e uma vez que uma análise elasto-plástica só seria útil se houvesse interesse em conhecer a progressão das tensões na secção mediante a aplicação das cargas, a capacidade resistente da secção é determinada desprezando a sequência de aplicação das cargas e os respectivos fenómenos de redistribuição que ocorrem na secção a nível local, dado que estes factores

são independentes da resistência final. Para determinar o esforço a que a secção terá de resistir em cada fase, aplicam-se então as cargas relativas a cada uma delas, no modelo. A segurança verificar-se-á quando o esforço actuante for obviamente inferior àquele que é responsável pela plastificação total da secção.

- A secção mista é de classe 3, admitindo apenas a plastificação da primeira fibra, ou de classe 4, não admitindo sequer que se esgote a resistência elástica da secção (mas a consideração de propriedades efectivas da secção tornam possível uma análise análoga à da secção transversal em classe 3) – neste caso, para determinar o estado tensional da secção mista, é necessário ter em conta a distribuição de tensões que se verifica no perfil metálico, originada pelas cargas anteriores à fase de serviço. Somando-a com a distribuição de tensões resultante da aplicação das cargas na fase de serviço, já em funcionamento misto, obtêm-se as tensões actuantes na secção mista, que terão de ser menores que as resistentes para que a segurança seja verificada.

7.5.3. MODELO LINEAR

Em estruturas em que a secção transversal é constituída por laje suportada por vários apoios elásticos materializados por vigas, a distribuição transversal das cargas aplicadas no tabuleiro constitui um dos problemas clássicos da análise de tabuleiros de pontes, facilmente resolúvel através do recurso a um modelo de grelha ou elementos finitos.

Contudo, pode optar-se por uma linearização de um problema vinculadamente tridimensional, para evitar a utilização de modelos tão requintados numa fase inicial em que ainda se procura definir as proporções dos elementos estruturais, já que o ganho em precisão talvez não justifique a morosidade inerente ao processo.

O modelo linear utilizado destina-se a analisar metade da laje de tabuleiro e uma só viga, para, numa aproximação inicial, calcular os esforços actuantes e dimensionar a secção transversal, tendo sido simplificados, ao considerar uma rigidez constante ao longo de toda a ponte. O seu carácter linear não invalida os resultados obtidos que podem ser mais tarde considerados com o objectivo de comprovar um modelo mais complexo, cujo refinamento pode proporcionar uma optimização da secção.

Inicialmente foi utilizado um programa de cálculo bastante simples denominado FTOOL, em que se consideraram vários modelos capazes de reproduzir as situações pelas quais a estrutura passa, ao longo do processo construtivo até à fase de serviço.

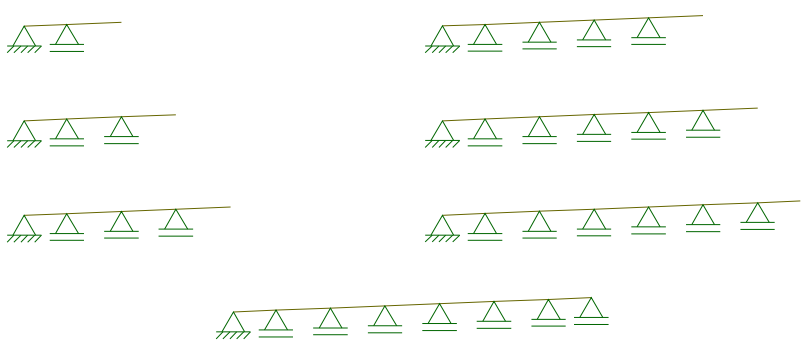


Fig. 7-9 – Modelos lineares simplificados – deslocamentos sucessivos.

Algumas acções não foram, por simplificação, consideradas nesta análise inicial, a actuar na fase de serviço, quer permanentes – retracção e fluência – quer variáveis – temperatura e parapeito pedestre.

A secção da ponte é constante nesta primeira análise.

7.5.3.1. Condições de apoio

A ponte poderá ser restringida na direcção do eixo longitudinal através de aparelhos de apoio apropriados para o efeito nos 4 pilares centrais. Uma vez que os pilares são esbeltos (cerca de 70 m de altura), a infra-estrutura é assim pouco rígida, gerando esforços reduzidos. Neste cálculo não foram consideradas restrições ao movimento horizontal.

Salienta-se a importância que tem o esforço axial a que as vigas estarão sujeitas durante o processo de empurre.

7.5.3.2. Distribuição transversal da carga

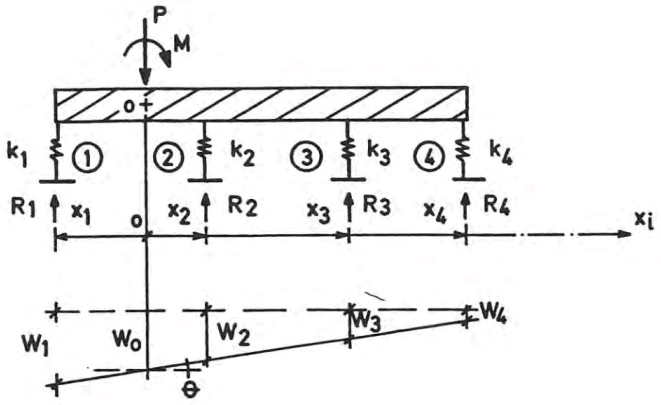


Fig. 7-10 - Modelo para o método das carlingas flutuantes.[62]

Este modelo replica o funcionamento da laje apoiada sobre as vigas, representadas pelos apoios elásticos da figura, considerando simplificadamente que as carlingas são rígidas e que a rigidez de torção das vigas principais é nula.

As quantidades anotadas na figura anterior são descritas em seguida:

A rigidez K_i é força necessária aplicar à viga i para produzir um deslocamento vertical unitário;

O ponto O é um ponto genérico onde se consideram as cargas actuantes na secção do tabuleiro reduzidas a uma força P e um momento M;

W_i designa o deslocamento de cada viga i, cuja coordenada em relação ao ponto O é x_i;

A reacção em cada uma é R_i.

Seleccionando o ponto O como centro de rigidez dos apoios K_i, é possível chegar à expressão

$$R_j = K_j \left(\frac{P}{\sum K_i} + \frac{x_j M}{\sum K_i x_i^2} \right) \quad (7\text{-}1)$$

que permite calcular a reacção da viga j.

Para uma carga P unitária, e com n vigas iguais ($K_1=K_2=\ldots=K$), a expressão anterior simplifica-se, permitindo obter de forma simples a linha de influência transversal da reacção da viga j através de:

$$R_j(x) = \frac{1}{\mathrm{n}} + \frac{x_j}{\sum x_i^2} x \qquad (7\text{-}2)$$

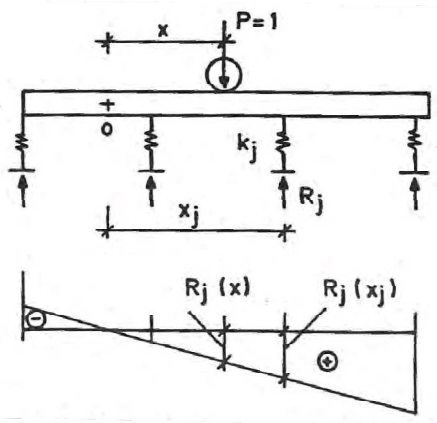


Fig. 7-11 – Linha de influência da reacção de apoio R_j.[62]

É possível ainda obter-se, depois de calculadas as expressões das reacções para cada viga j, a linha de influência do momento flector na carlinga.

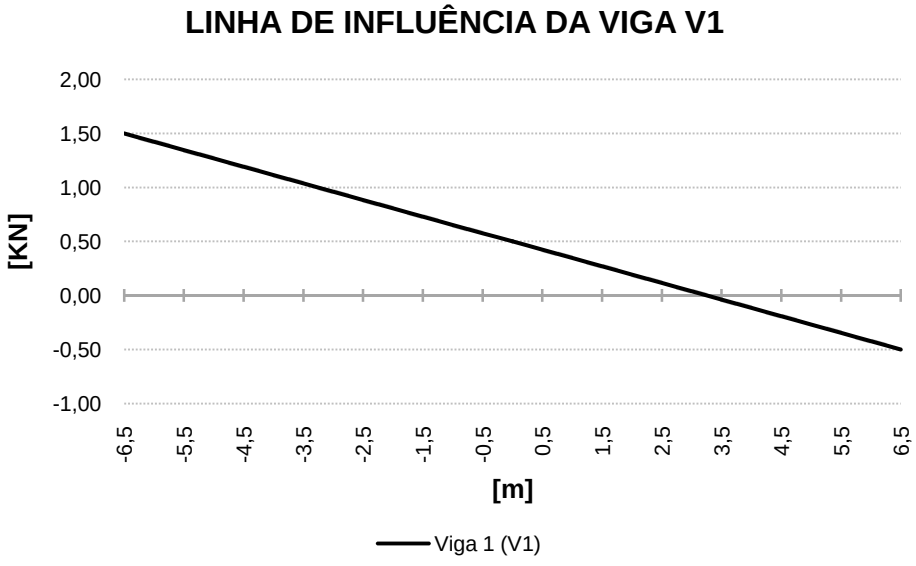


Fig. 7-12 – Gráfico da linha de influência da viga da esquerda.

7.5.3.3. Distribuição longitudinal da carga

De forma a satisfazer os requisitos estipulados pelo Eurocódigo no sentido de aplicar as acções nos pontos da estrutura em que os efeitos provocados sejam os mais desfavoráveis, procedeu-se ao cálculo, no sentido longitudinal, das envolventes dos esforços e das linhas de influência nas secções em que aquelas apresentam maiores valores, que são exemplificadas de seguida.

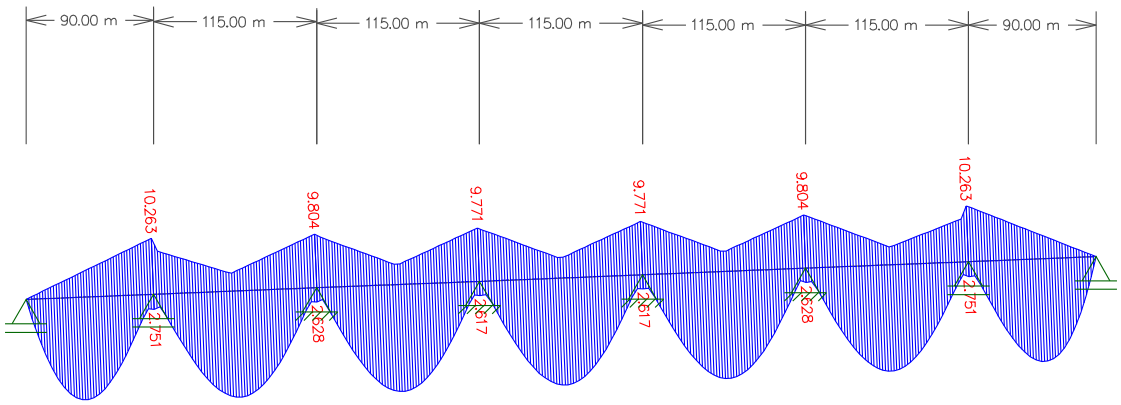


Fig. 7-13 – Envolvente de momentos flectores para uma carga rolante unitária.

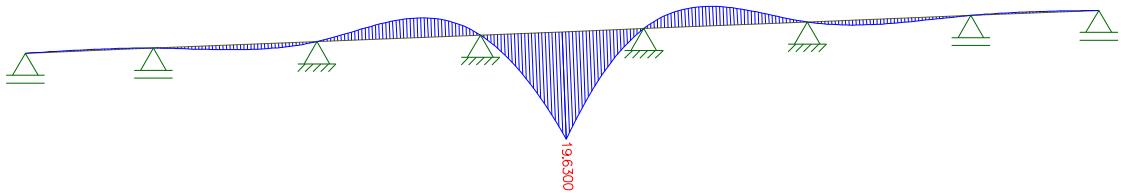


Fig. 7-14 – Linha de influência de momentos flectores para a secção de meio-vão do tramo intermédio.

Para a comprovação dos resultados obtidos no FTOOL foi utilizado o SAP2000, que sendo mais evoluído permite a aplicação automática das cargas rolantes nos pontos da linha de influência que contribuem mais desfavoravelmente para um determinado efeito.

7.5.4. ESFORÇOS: ACÇÕES E COMBINAÇÕES

7.5.4.1. Generalidades

A classificação das acções e determinação da sua magnitude e respectivas combinações foi objecto de um estudo aprofundado seguindo de perto as normas EN 1990 e 1991.

Uma vez que não é o objectivo primário deste trabalho, remete-se para o Anexo A, a abordagem de certa forma exaustiva que foi feita. Também em anexo se incluem alguns dos cálculos efectuados, entre os quais uma parte especificamente dedicada à determinação das acções e combinações consideradas.

Neste capítulo apresentar-se-ão apenas, resumidamente, os aspectos suficientes e adequados para o desenvolvimento do trabalho.

7.5.4.2. Acções consideradas

Foram consideradas acções permanentes e variáveis.

Relativamente às acções permanentes considerou-se o peso próprio de elementos estruturais – laje de tabuleiro e vigas de aço incluindo travamentos – e não estruturais – impermeabilização, acabamento de superfície, vigas de bordadura, corrimãos, guardas de segurança, guarda-corpos, lancis e outros equipamentos de pontes. As acções permanentes englobam ainda a retracção e fluência que não foram consideradas numa primeira fase.

Permanentes

Os valores das acções que se apresentam em seguida são os actuantes sobre apenas uma viga metálica. A estrutura foi assim analisada por se verificar simetria da secção transversal, constante ao longo de todo o seu comprimento. Contudo nem todas as acções foram repartidas igualmente pelas duas vigas. As magnitudes relativas à impermeabilização da laje de tabuleiro e ao pavimento foram, segundo a EN 1991 afectadas de coeficientes ($\pm$ 20% e $\pm$ 40% respectivamente) segundo a linha de influência da reacção na viga (transversalmente), consoante fossem favoráveis ou desfavoráveis para a viga em estudo. Estas variações pretendem ter em conta o desfasamento de carga que poderá existir aquando de operações de repavimentação.

Apresenta-se um quadro resumo dos valores das acções permanentes consideradas.

Quadro 7-7 – Resumo das acções permanentes consideradas.

Acção	**Tipo de elemento**	**Distribuição**	**Magnitude [kN/m]**
Estrutura metálica	Estrutural	Simétrica	16,00 (zona M^+) 28,00 (zona M^-)
Laje de betão	Estrutural	Simétrica	48,75
Viga de bordadura	Estrutural	Simétrica	3,00
Barreira de segurança	Não estrutural	Simétrica	0,50
Guarda-corpos	Não estrutural	Simétrica	0,30
Lancil	Não estrutural	Simétrica	1,00
Passeio	Não estrutural	Simétrica	5,00
Impermeabilização	Não estrutural	Linha de influência	5,07
Pavimento	Não estrutural	Linha de influência	16,02

Variáveis

Considerou-se o vento, a temperatura, cargas actuantes durante a construção e o tráfego rodoviário.

O vento nas direcções vertical e horizontal (esta última perpendicular ao eixo longitudinal da ponte), foi calculado tendo em conta que a obra se situa numa área costeira ou exposta a mar, estando o tabuleiro a uma média de 75,00 m de altura, e sendo dotado de parapeitos e barreiras de segurança "abertos" em ambos os lados. A velocidade base utilizada $v_{b,0}$ é, à falta de Anexo Nacional disponível

para consulta, igual à velocidade base utilizada quando em conjunto com o vento actua o carregamento de tráfego, fixa em 23 m/s.

Quanto à temperatura, considerou-se apenas a componente diferencial, já que a altura elevada dos pilares que apoiarão o tabuleiro se traduz em flexibilidade, permitindo-se assim movimentos longitudinais sem gerar esforços significativos. Além disso, a disposição dos aparelhos de apoio pode ser pensada de forma a minimizar problemas relacionados com os esforços axiais.

As cargas relativas à fase de construção foram consideradas de acordo com a EN 1991-1-6, sendo tidas em conta as mais relevantes para a situação em estudo.

Quanto às cargas de tráfego rodoviário que se verificam já na fase de serviço, apenas foi considerado o Load Model 1, já que o LM 2 não é em geral condicionante (poderá sê-lo para verificações locais), o LM 3 destina-se a representar veículos especiais e o LM 4 simula o carregamento de multidões associado a uma situação de dimensionamento transitória. As cargas foram aplicadas de acordo com a EN 1991-2, de forma a produzir os efeitos mais desfavoráveis.

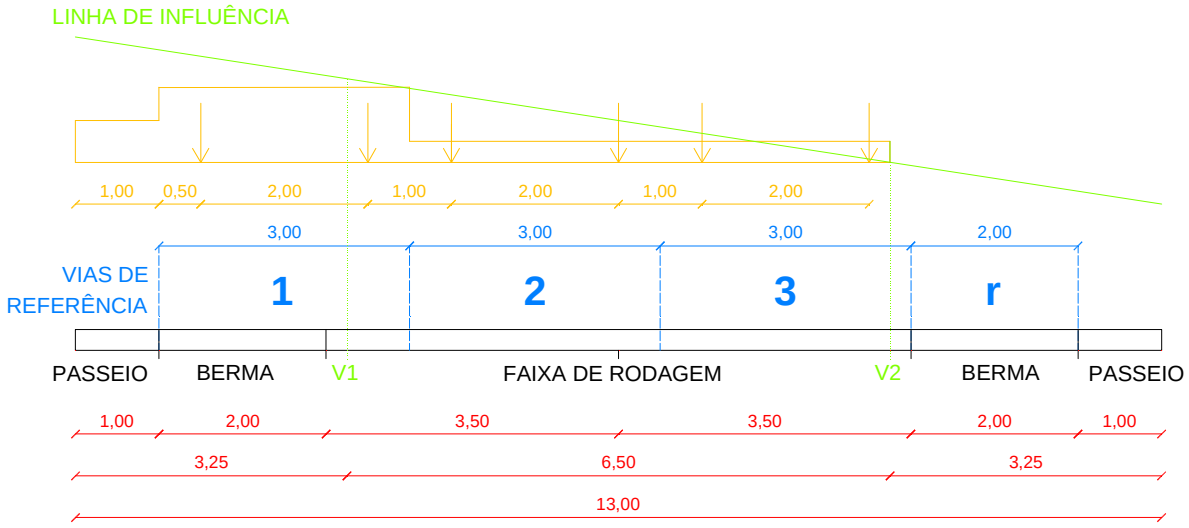


Fig. 7-15 – Aplicação das cargas de tráfego na secção transversal.

Quadro 7-8 – Resumo das acções variáveis consideradas.

Acção	Magnitude
Vento Vertical	16,33 kN/m
Vento Horizontal	9,44 kN/m
Temperatura diferencial	+15 ºC / -18 ºC
Devidas à construção	12,43 kN/m
Grupo gr1a (LM1)	970 kN
$gr1a = Q_k + q_k + 0{,}40\ q_{fk}$	39,32 kN/m

Procedeu-se depois à combinação adequada das acções de forma a determinar os esforços actuantes em Estado Limite Último (ELU).

7.5.4.3. Resumo dos esforços

Os esforços actuantes na estrutura respeitantes às diversas fases sintetizam-se de seguida.

A utilização de ambos os programas, FTOOL e SAP2000, justifica-se na medida em que o funcionamento do primeiro é simples demais, apesar de ser o *software* com o qual tinha tido mais contacto. Assim sendo, para evoluir sustentadamente e com segurança para o mais avançado SAP2000 com o qual não tinha muita experiência de utilização, o FTOOL permitiu fazer o controlo dos resultados e despistar eventuais erros de operação.

Quadro 7-9 – Resumo dos esforços (FTOOL).

COMBINAÇÃO	FASE	SECÇÃO TRANSV.	SECÇÃO APOIO		SECÇÃO 1/2 VÃO	
			M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	V [kN]
Processo de deslocamentos sucessivos						
A.1. AVB - VENTO	CONSTRUÇÃO	METÁLICA	-197772,60	3737,00	-	-
Estrutura apoiada - betonagem						
B. BETONAGEM	CONSTRUÇÃO	METÁLICA	-149795,39	7712,38	85553,82	0,00
Estrutura em serviço						
C.1. AVB - VENTO	SERVIÇO	MISTA	-251497,07	12892,83	162554,31	491,06
C.2. AVB - GR1A	SERVIÇO	MISTA	-273860,88	13998,77	183440,11	654,75

Quadro 7-10 – Resumo dos esforços (SAP2000).

COMBINAÇÃO	FASE	SECÇÃO	N [kN]	M [kNm]	V [kN]
Processo de deslocamentos sucessivos					
A.1. AVB - VENTO	CONSTRUÇÃO	Consola	-149,53	-197984,16	-3738,27
Estrutura apoiada - betonagem					
B. BETONAGEM	CONSTRUÇÃO	1/2 Vão	17,08	80532,66	634,33
B. BETONAGEM		3o Apoio	-281,79	-140302,67	-7297,17
Estrutura em serviço					
C.1. AVB - VENTO	SERVIÇO	1/2 Vão	56,56	162874,38	1967,10
C.1. AVB - VENTO		3o Apoio	-497,32	-250528,22	-13074,61
C.2. AVB - GR1A		1/2 Vão	70,72	183814,47	2435,27
C.2. AVB - GR1A		3o Apoio	-539,92	-272620,07	-14269,38

Estes esforços são apenas úteis para dimensionar a secção em regime plástico ao momento flector. No caso de o dimensionamento ser feito em regime elástico, há que ter em conta a influência do processo construtivo na distribuição de tensões. Para tal e após aplicar os esforços relativos à situação de

construção – $M_{a,Ed}$ – é necessário aplicar o momento flector $M_{c,Ed}$ relativo às cargas actuantes já sobre a secção em fase mista.

Quadro 7-11 – Esforços da fase mista para dimensionamento em regime elástico.

ACÇÃO	SECÇÃO APOIO	
	M [kNm]	V [kN]
Total das restantes cargas permanentes.	-33845,58	1762,42
Tráfego Rodoviário - LM 1		
Cargas concentradas - Qk	-9515,77	631,06
Cargas distribuídas - qk	-52639,73	2454,31
Passeio - qfk	-10269,14	478,79
TOTAL - gr1a [Qk+qk+40% qfk]	-66263,16	3276,88
	-100108,73	5039,30
x 1,35	**-135146,79**	**6803,06**

Para a verificação ao esforço transverso relativamente à secção de momentos positivos na zona de transição entre as duas secções (aproximadamente 1/5 do vão), os esforços são os seguintes.

Quadro 7-12 – Esforços para verificação da segurança (Zona de transição S1/S2).

COMBINAÇÃO	ENVOLV.	N [kN]	M [kNm]	V [kN]
BETONAGEM	Max	-144,504	-12271,976	-3368,715
BETONAGEM	Min	-192,534	-40316,002	-5053,182
SERVICO | AVB Vento	Max	-203,03	237,9443	-4493,336
SERVICO | AVB Vento	Min	-352,349	-82747,083	-9453,885
SERVICO | AVB gr1a	Max	-200,381	8308,2348	-4310,936
SERVICO | AVB gr1a	Min	-385,494	-93871,412	-10419,601

7.5.4.4. Modelo 3D

O cálculo será todo baseado no modelo linear. Contudo, foi considerado um modelo tridimensional para inferir sobre a distribuição de carga transversal, apenas por curiosidade.

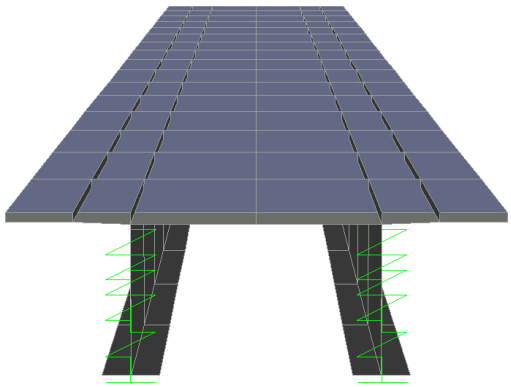


Fig. 7-16 – Vista geral da estrutura no modelo 3D.

As vigas foram definidas através de elementos barra e a laje através de cascas.

No modelo foram estipuladas as vias de referência e o carregamento respectivo para cada uma delas devido ao tráfego e foram analisados os momentos flectores, face aos calculados para o modelo linear.

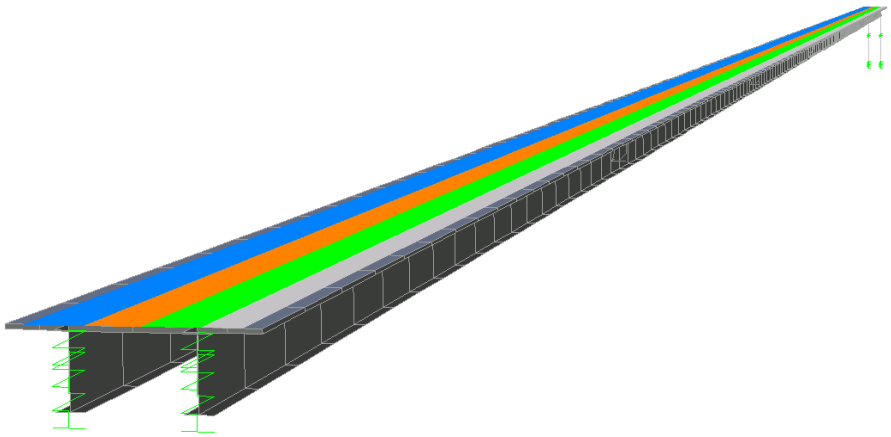


Fig. 7-17 – Vias de referência.

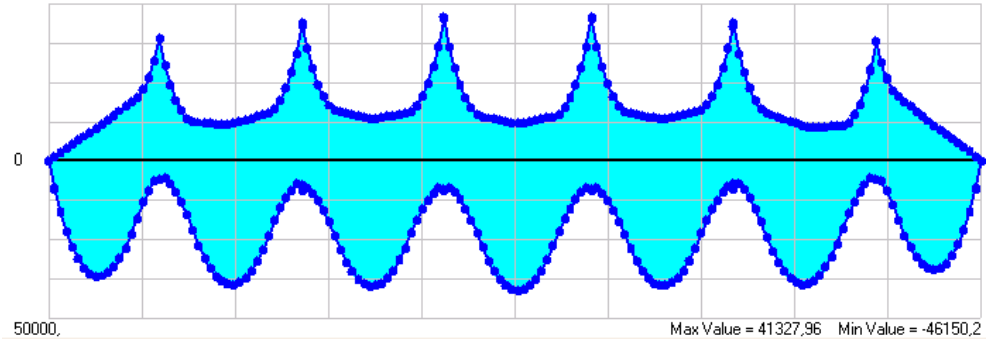


Fig. 7-18 – Envolvente de momentos flectores devidos às acções de tráfego.

As diferenças são ainda bastante significativas entre os dois casos.

Quadro 7-13 – Diferença no momento flector entre modelos linear e tridimensional.

Modelo	M+ [kNm]	M- [kNm]
Linear	58783,01	-62155,50
Tridimensional	41327,96	-46150,20

7.5.5. DIMENSIONAMENTO I

O processo de dimensionamento da secção é, obviamente, um processo iterativo. Nesta primeira abordagem, em que foram tidos em conta alguns aspectos que vêm sendo referenciados até este ponto com o intuito de simplificar uma primeira análise, foi utilizada uma folha de cálculo especificamente desenvolvida para o efeito, que permite, mediante alteração dos parâmetros que definem a secção, geométrica e mecanicamente, conhecer os momentos resistentes, elástico e plástico, bem como classificar a secção.

Serão usadas, pelo menos, duas secções distintas ao longo da estrutura, uma destinada a resistir aos momentos positivos (secção de vão) e outra aos negativos (secção de apoio).

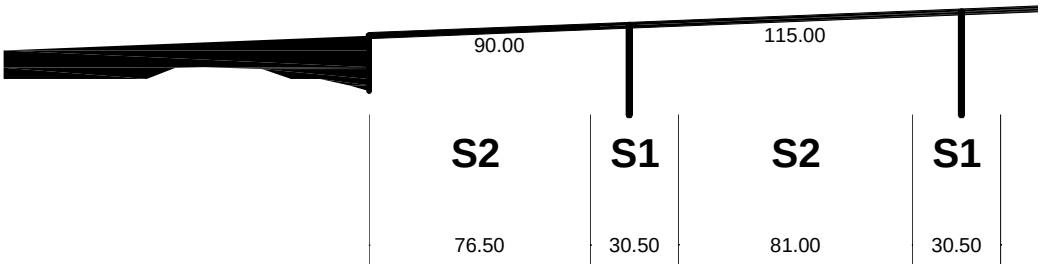


Fig. 7-19 – Secções do tabuleiro.

A linha de raciocínio que conduz o processo de dimensionamento que aqui se apresenta, consiste em determinar secções mistas capazes de verificar a segurança em Estado Limite Último, ao longo das várias fases que atravessam. Estas secções que serão, durante o processo construtivo, empurradas sem o betão e, através de deslocamentos sucessivos, colocadas nas suas posições finais, terão de resistir aos esforços relativos a essa altura, apenas com os perfis metálicos.

Efectivamente, como facilmente se percebe, um dos factores que condiciona todo o procedimento de dimensionamento é o processo construtivo. O deslocamento sucessivo da viga torna indesejável a hipótese de uma viga de altura variável e aconselha a que a largura do banzo inferior seja constante para que não sejam necessárias mudanças nos dispositivos que permitem guiar a viga. Por isso recorre-se a espessuras diferentes, podendo ser mesmo necessário recorrer a classes de aço diferentes. Esta solução em que são utilizados aços com resistências distintas – viga híbrida – é mais um meio de que o projectista dispõe na adequação da capacidade da viga aos esforços solicitantes.

O empurre da estrutura com os dois primeiros tramos funcionando em consola, pode condicionar o dimensionamento estrutural e implicar a adopção de medidas capazes de fazer face aos esforços elevados que se fazem sentir em cima do apoio anterior à extremidade da viga. Há varias soluções que se aplicam nestas circunstâncias: reforço da viga, apoios intermédios temporários, acoplamento de um "nariz" de peso reduzido na extremidade da viga, adopção de sistema de atirantamento provisório, etc.

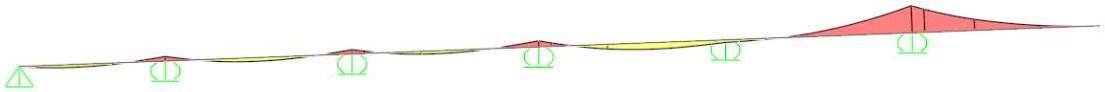


Fig. 7-20 – Diagrama qualitativo de momentos flectores: situação de deslocamentos sucessivos.

Como se pode observar no traçado qualitativo do diagrama de momentos devido apenas às cargas relativas ao peso próprio que serão as actuantes na estrutura nesta fase além do vento, os momentos negativos em cima do apoio anterior à consola são bastante elevados quando comparados com os que se observam nos vãos anteriores.

A solução mais imediata seria reforçar as vigas na extensão necessária. Evidentemente que na situação de serviço as vigas estariam sobredimensionadas. Por outro lado acabar-se-ia por estar a aumentar o peso próprio da viga para que ela resistisse precisamente a essa acção o que acaba por ser um pouco contraproducente, apesar do aumento do peso não se dar na extensão que contribui mais significativamente para o agravamento dos momentos flectores (o reforço seria sobretudo junto à "base" da consola onde os maiores esforços ocorrem).

A adopção de um nariz acoplado na frente da estrutura mais leve que a viga empurrada pode resolver o problema até certo ponto, a partir do qual se poderá pensar na utilização de um sistema de

atirantamento provisório, que automatizado (pré-esforço orgânico) permite controlar em tempo real a viga, proporcionando uma eficaz redução do momento flector e da flecha na ponta da viga, permitindo que ela suba para o pilar no final do lançamento.

Dada a grandeza do vão (momento da consola é significativamente maior que o da fase de serviço o que levaria a um gasto considerável de material no reforço) e a flecha pronunciada da consola (cerca de 7 m), enveredou-se pela opção do sistema de atirantamento provisório. A viabilidade económica desta solução fica por comprovar, dependendo bastante da disponibilidade de equipamento das entidades envolvidas na construção da obra.

A solução do atirantamento provisório poderá ser constituída por uma torre convenientemente posicionada e cabos, amarrados de tal forma que reduzam os momentos na consola ao apoiá-la, e por conseguinte, no segundo tramo também.

A melhor localização para fazer frente a um vão de 115m será possivelmente localizar a torre entre 105 a 115m atrás da extremidade da viga, ancorando os cabos não na extremidade mas alguns metros atrás, deixando uma pequena consola de cerca de 10 a 20m.

A distância entre a ancoragem dos cabos e a torre deve ser semelhante para os dois lados para não solicitar esta última horizontalmente. Quanto à sua altura, à medida que aumenta surgem benefícios relacionados com a redução da componente da força horizontal introduzida na viga, contrabalançados pelos problemas de instabilidade que podem surgir se a torre estiver sujeita a esforço axial elevado. Talvez 20 a 30m seja uma altura razoável.

O esquema que se apresenta é ilustrativo da solução discutida. A optimização do sistema de atirantamento provisório não é o objectivo deste trabalho, pelo que os cálculos serão efectuados com base nas dimensões já referidas.

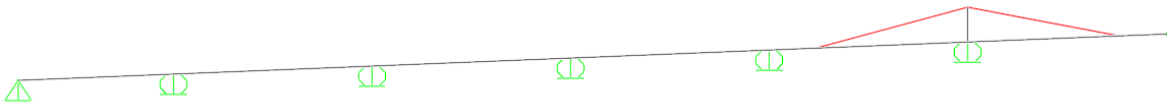


Fig. 7-21 – Solução de atirantamento provisória – torre e cabos.

Interessa referir, ainda antes de passar à análise do que sucede na estrutura, que enquanto a secção é constituída somente pelos perfis metálicos na fase de deslocamentos, uma vez que o perfil não será certamente classe 1 ou 2, devido à esbelteza da alma ser elevada, o momento resistente será o elástico, ou inferior, se a alma for classe 4.

7.5.5.1. Secção de meio-vão (S2)

A situação ideal reside em criar as condições para que seja possível a plastificação total da secção transversal. Para isso, os elementos comprimidos da secção têm de pertencer à classe 1 ou 2, o que nem sempre é fácil de garantir.

Se a linha neutra da secção em regime plástico estiver na laje superior não há qualquer problema, já que a secção metálica está inteiramente à tracção. Se a linha neutra se posicionar no banzo superior da secção quando o momento actuante é positivo, isto é, se o único elemento da secção metálica à compressão for o banzo superior, mesmo que este não seja de classe 1 ou 2, e desde que sejam cumpridos os espaçamentos estipulados pelo Eurocódigo em relação aos conectores dispostos, o

momento plástico pode atingir-se já que o banzo se encontra travado pela laje que não lhe permite encurvar localmente. Se por outro lado a linha neutra se situar algures na alma, dependendo da altura comprimida, a secção poderá atingir ou não o momento plástico.

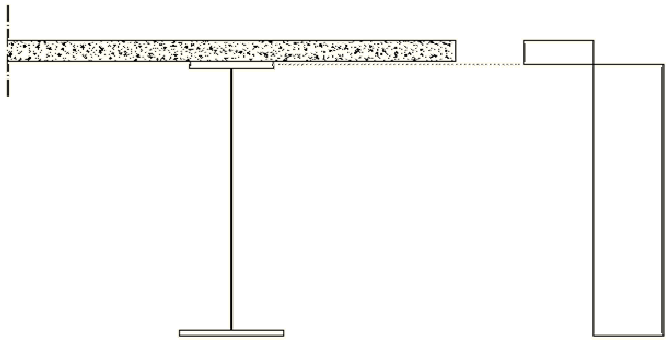


Fig. 7-22 – Zona de vão em regime plástico: linha neutra no banzo superior.

Situação de serviço

Começando pela situação de serviço, o momento resistente terá de ser superior a aproximadamente 184 MNm, de acordo com os esforços obtidos. Dimensionando a secção da forma que se segue, é possível atingir o objectivo.

Quadro 7-14 – Dimensões da secção de momentos positivos (serviço).

	η	b,eff [mm]	h [mm]	fck [MPa]	γc
LAJE	5,85	6500,00	300,00	35	1,50

	Elemento	b [mm]	h [mm]	Aço	fy [MPa]	γs
AÇO	Banzo sup.	1100,00	50,00	S355	335,00	
	Banzo inf.	1600,00	75,00	S355	325,00	1,00
	Alma	12,00	3875,00	S355	355,00	

Os banzos assim proporcionados são classe 3 para que na fase metálica se possa atingir a cedência nas fibras extremas da secção. A estas dimensões corresponde uma linha neutra situada em regime plástico, no banzo superior, que por estar travado pela laje permite a utilização da resistência plástica da secção com um $M_{pl,rd}$ correspondente de aproximadamente 193 MNm.

O transverso na secção de meio-vão é aproximadamente 2,4 MN.

O esforço transverso plástico resistente da alma da viga nesta secção é cerca de 11,4 MN.

Contudo como a esbelteza da viga é elevada tem de se verificar o enfunamento da alma. Considerando apenas rigidizadores transversais rígidos nas secções onde haverá diafragmas transversais (afastamento de cerca de 8m no vão de 115m) e sem considerar nervuras de rigidez longitudinais tem-se um esforço transverso resistente, considerando o enfunamento, de 2,6 MN.

$$V_{rd} = mínimo\left(V_{pl,rd}; V_{bw,rd}\right) \qquad (7\text{-}12)$$

Como $V_{Ed} \geq 0{,}50\ V_{rd}$ e a secção é classe 1, terá que se considerar a interacção entre M e V, reduzindo para tal a tensão de cedência da alma, levando ao cálculo de novo momento plástico resistente.

Quadro 7-15 – Interacção M+V em regime plástico – passo 1.

Ved [kN]	**Vrd [kN]**	**ρ**	**(1-ρ)fyd [MPa]**	**Mpl,rd [kNm]**
2435,27	2646,51	0,706	104,29	170059,89

Uma vez que o momento actuante é de 184 MNm e o resistente agora calculado é inferior, a segurança não é verificada. Para aumentar a resistência ao esforço transverso vão-se considerar nervuras de rigidez transversais espaçadas de 4 m. Assim, $V_{bw,rd} = 3{,}1$ MN.

A interacção entre esforços é considerada de acordo com o quadro seguinte e a segurança não é verificada por pouco.

Quadro 7-16 – Interacção M+V em regime plástico – passo 2.

Ved [kN]	**Vrd [kN]**	**ρ**	**(1-ρ)fyd [MPa]**	**Mpl,rd [kNm]**
2435,27	3095,70	0,329	238,31	182219,95

Veja-se o que se passa aquando da betonagem antes de redimensionar a secção.

Situação de betonagem

O perfil metálico da secção de momentos positivos, que em regime elástico resiste a cerca de 75 MNm depois de contabilizada a secção efectiva da alma (86 MNm se a alma fosse totalmente efectiva), não é suficiente para fazer face aos 80,5 MNm que, aproximadamente, actuam durante a fase de betonagem.

Poderá resolver-se a situação de duas formas distintas: redimensionar a secção de forma a resistir aos esforços à custa do aumento da espessura dos elementos ou prever a inserção de reforços longitudinais de forma a aumentar a área efectiva da alma que já lá está mas que, por encurvar, não contribui para a resistência. Esta última solução costuma considerar-se nas secções de apoio já que é sobretudo eficaz para o aumento da resistência ao enfunamento da alma por esforço transverso, contribuindo também para o aumento da resistência às tensões normais.

A inserção de nervuras de rigidez longitudinais não parece então ser, desde logo, uma decisão muito acertada. É certo que o aço que desta forma seria adicionado à secção possibilitaria o uso de zonas da alma suplementares para resistir ao momento flector e ao esforço transverso. Contudo a fabricação é mais complexa. Além disso, será talvez mais sensato adicionar o aço aos banzos, onde esse aumento se traduz numa franca melhoria de resistência ao momento flector em virtude do maior braço das forças, sendo os custos da solução inferiores, com uma viga mais simples. Para clarificar e comprovar o raciocínio expresso, repare-se nos valores relativos à secção do caso concreto em estudo.

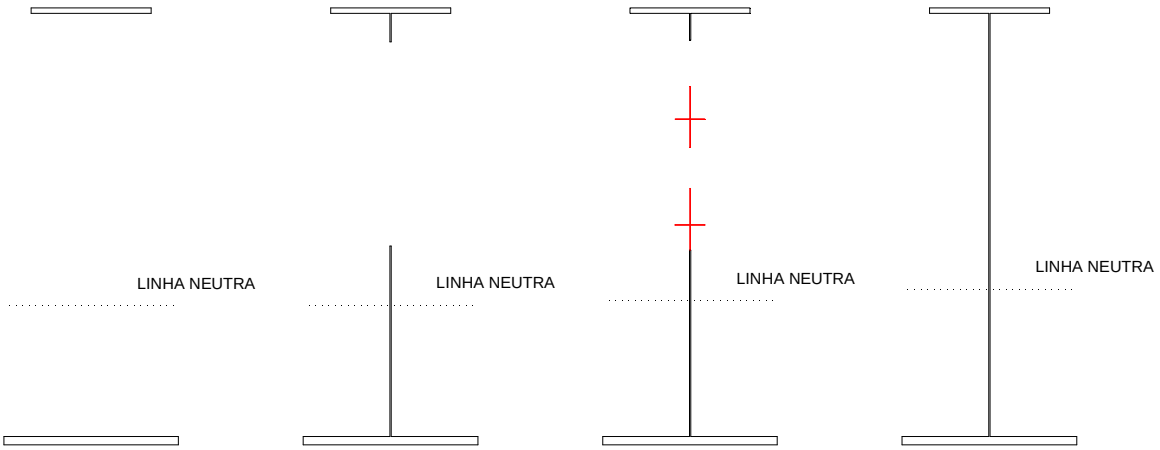


Fig. 7-23 – Secções transversais da secção com alma: inexistente, efectiva, rigidizada e totalmente efectiva.

Quadro 7-17 – Comparação da resistência da secção transversal em várias situações da alma.

Situação da alma	yg	A	Aumento A	M	Aumento M
Inexistente	1275,00	175000,00	-	71891,18	-
Efectiva	1280,49	199066,09	13,75%	75460,62	4,97%
Rigidizada	1326,30	206555,37	18,03%	78371,73	9,01%
Totalmente efectiva	1429,83	221500,00	26,57%	86410,32	20,20%

Pode observar-se então que após dispor dois rigidizadores na secção (1/4 e 1/3 do topo), com a mesma espessura da alma (geralmente económico por aproveitar os desperdícios da chapa da alma) e com largura de forma a serem da classe 3 de forma a não sofrerem problemas de encurvadura (135 mm), o aumento no momento resistente é apenas de 4%, em relação à secção efectiva sem rigidizadores.

A área de aço empregue é de $2 * (135 * 12 * 2) = 6480\ mm^2$. Com um banzo superior de 1100 mm de largura, o gasto de aço para aumentá-lo em 5 mm seria ainda inferior ao gasto com os rigidizadores – $5500\ mm^2$. Nesta situação o momento resistente da secção efectiva é 82,4 MNm, representando um aumento de 9%. Se a segurança face ao transverso estiver assegurada, esta é sem dúvida a melhor solução.

Por outro lado, a cláusula 5.5.2(12) da EN1993-1-1 que permite ignorar o contributo da alma na resistência às tensões normais, parece ser feita a pensar em casos como este, em que a esbelteza da alma lhe reduz grandemente a efectividade, podendo assumir-se que resiste apenas ao esforço transverso, o que permite aligeirar bastante o cálculo (evitando os intermináveis meandros relativos ao cálculo da resistência ao momento flector da secção reforçada longitudinalmente), já que a secção pode ser classificada simplesmente em função dos banzos e atingir o momento correspondente à sua classe.

A EN1993-1-5 2.2(5) especifica que quando a área efectiva de um determinado elemento na secção (neste caso a alma) é inferior a 50% da área bruta, o efeito da redução de rigidez deve ser tido em conta na análise global, através do Anexo E.

Quadro 7-18 – Relação entre áreas da alma.

Situação da alma	Aw	Relação
Efectiva	24066,09	0,52
Totalmente efectiva	46500,00	

Neste caso não será necessário. Contudo, quando for necessário, poder-se-á conservadoramente, no lugar de efectuar cálculos segundo o referido Anexo E, optar-se por usar a secção sem alma, ficando-se do lado da segurança. Nestes casos de vigas de grandes dimensões, a inércia da alma situa-se apenas entre 5 a 10% da inércia total da secção.

Redimensionando a secção de forma iterativa, chega-se a uma secção metálica, segura em situação de betonagem à custa do aumento da espessura dos banzos, com um momento resistente elástico efectivo de, aproximadamente, 82 MNm.

Quadro 7-19 – Dimensões da secção de momentos positivos (betonagem).

Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm2]	yg [mm]	fy [MPa]
Banzo sup.	1100,00	55,00	60500	3972,50	335,00
Banzo inf.	1600,00	80,00	128000	40,00	325,00
Alma	12,00	3865,00	46380	2012,50	355,00

A secção mista correspondente resiste a 203 MNm (plástico). Note-se que é suficiente para verificar a segurança na situação de serviço.

Quanto ao esforço transverso actuante que é de apenas 0,6 MN não haverá necessidade de considerar a interacção com o momento flector já que é inferior a metade do esforço transverso resistente.

Situação de deslocamentos sucessivos

Nesta fase actuam apenas o peso próprio da estrutura metálica e o vento, considerado a actuar apenas verticalmente. O momento de dimensionamento ronda os 198 MNm.

Dada a tamanha disparidade entre o momento resistente da secção e o momento actuante, haverá que tomar medidas para, nesta fase, ser verificada a segurança.

A hipótese já discutida de uma torre com cabos permite contornar o problema. O sistema a adoptar poderia ser automatizado constituído basicamente por dinamómetros e macacos hidráulicos capazes de actuar sobre os cabos em tempo real, tensionando-os de forma a os submeter às forças necessárias para atingir a distribuição de momentos desejada na viga. Já que o objectivo da tese não é o estudo desta solução em particular, limitar-me-ei apenas a expor uma solução possível de forma algo superficial, que poderá por isso não ser a óptima, mas que constitui uma forma de resolver o problema e que permite aferir os valores dos esforços a que a estrutura ficará agora sujeita.

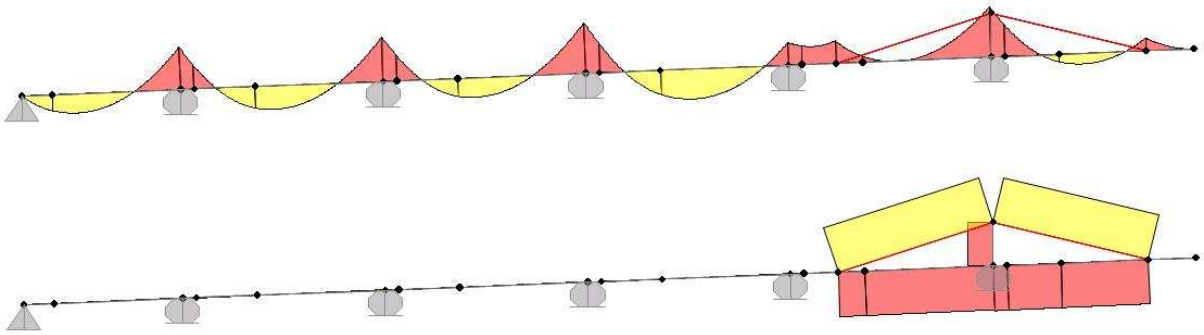


Fig. 7-24 – Diagramas qualitativos de momento flector e esforço axial – solução de atirantamento provisório.

Considerou-se a viga actuada por este sistema de atirantamento provisório, cujos cabos estão tensionados com uma força de cerca de 8000 kN.

A viga, por sua vez, em cima do apoio (note-se que é a secção de momentos positivos que se situa em cima do apoio nesta altura), fica sujeita a um momento flector de 40 MNm e um esforço axial de aproximadamente 7500 kN, esforços para os quais terá de ser verificada a segurança e que, quando comparados com os que anteriormente se observavam, comprovam a eficiência deste tipo de sistema na resolução do problema. A verificação de segurança poderá ser complementada com a averiguação dos tramos anteriores, em que apesar de não haver esforço axial, se verifica momentos flector um pouco mais elevado em cima do apoio, também na secção para momentos positivos (S2), na ordem de 47 MNm.

Se esta secção resistir a secção de momentos negativos (S1) resistirá certamente.

A resistência a tensões normais é estimada conservativamente através da expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \qquad (7\text{-}13)$$

7-20 – Verificação da segurança a flexão composta em regime elástico.

Secção	Ned	Nrd	Med	Mrd	ey,N	ΔMed	
Tramo anterior	-100,79	64155,36	-47147,96	82412,30	0,12	11,77	0,57
Consola	-7481,45	64155,36	-39052,46	82412,30	0,12	873,71	0,60

Se $\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$ for menor que 0,50 não é necessário ter em conta a interacção entre esforço axial, transverso e momento flector. O esforço transverso resistente é cerca de 3 MN o que obriga a fazer-se a verificação.

Quadro 7-21 – Interacção com V em regime elástico.

Secção	Ved	Vbw,rd	
Tramo anterior	2519,65	3091,63	0,81
Consola	2086,45	3091,63	0,67

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)(2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1{,}0 \quad , \quad \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \qquad (7\text{-}14)$$

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \qquad (7\text{-}15)$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \qquad (7\text{-}16)$$

Para o primeiro caso não se faz redução dos momentos resistentes já que o esforço axial presente é desprezável. O critério é verificado com 0,53 ainda que com $\bar{\eta}_1 < \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$, dada a folga considerável de resistência ao momento flector.

Para a secção consola (em cima do apoio), segundo 6.2.9 da EN 1993-1-1 o momento plástico da secção deve ser reduzido, pela presença do esforço axial. Na secção metálica o contributo de cada parte da secção para o momento resistente é dado no quadro seguinte.

Quadro 7-22 – Contributo dos diversos elementos da secção metálica para o momento plástico resistente.

Bsup -	Bsup +	Alma -	Alma +	Binf -	Binf +	Secção
78986,10	0,00	31895,48	0,00	5,70	1474,99	112362,27

As parcelas de tracção (+) do banzo superior e alma são nulas o que indica que a linha neutra está no banzo inferior. Observa-se que o contributo para o momento flector resistente plástico da alma é de cerca de 32 MNm.

Calculando a área necessária de alma para resistir ao esforço axial de 7,5 MN e retirando a contribuição dessa parte da alma para o esforço axial obtém-se o momento plástico resistente na presença de N_{Ed}.

Quadro 7-23 – Momento plástico resistente na presença de N_{Ed}.

Ned [kN]	7500,00	**Porção de alma necessária para N**	0,46
A,N [m2]	0,0211	**Redução no Mpl [kNm]**	14528,85
Aw [m2]	0,05	**Momento plástico resistente final [kNm]**	97833,42

Deve considerar-se também a redução de $M_{f,Rd}$ pela presença de esforço axial, multiplicando-o por um factor dado por:

$$1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{(A_{f1}+A_{f2})f_{yf}}{\gamma_{M0}}} \qquad (7\text{-}17)$$

O factor dá 0,88 sendo o momento flector dos banzos apenas (79,7 MNm) reduzido pela presença de esforço axial para 70 MNm.

A condição que permite verificar a segurança é cumprida com 0,52 e $\bar{\eta}_1 < \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$ o que traduz mais uma vez a não interacção de esforços, já que a secção está folgada para esta situação.

7.5.5.2. Secção de apoio

Situação de serviço

De acordo com o que foi dito anteriormente, mantendo então a largura do banzo inferior da secção para momentos positivos e fazendo variar a largura do banzo superior e as espessuras de ambos de forma a superar o momento negativo mais desfavorável de aproximadamente 273 MNm, pode obter-se uma solução. Antecipam-se desde já dois raciocínios possíveis:

Secção em regime plástico – esta opção requer que os elementos comprimidos sejam dimensionados de forma a serem considerados classe 1/2:

- No caso de não se recorrer à dupla acção mista sobre o apoio pode-se balancear o dimensionamento da secção para que a linha neutra plástica caia no banzo inferior ou perto. Este objectivo é facilmente atingido já que a elevada esbelteza da alma faz com que baste que o banzo inferior seja apenas um pouco maior que o superior para que as forças se equilibrem com a linha neutra no banzo inferior. Desta forma a classe elevada da alma não influi na classificação da secção já que ficará toda traccionada ou perto disso, permitindo-se assim a plastificação da secção;

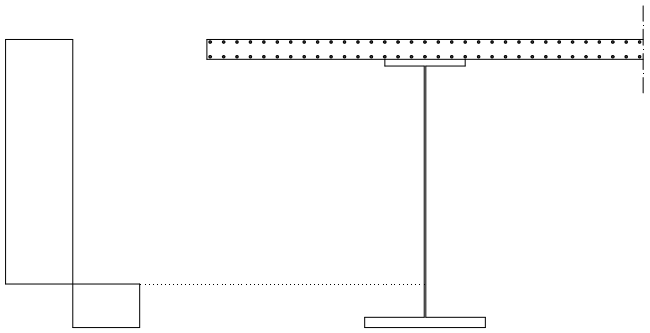


Fig. 7-25 – Zona de apoio em regime plástico: solução sem laje inferior.

Quadro 7-24 – Dimensões da secção de M negativo: regime plástico sem laje inferior.

	Recobrimento	b,eff [mm]	h [mm]	fsyk [MPa]	
LAJE SUP.	30	6500,00	300	500	

	Elemento	Ø [mm]	s [mm]	nº	γs
As LAJE SUP	Armad. Sup	20	0,20	32,50	1,15
	Armad. Inf	20	0,20	32,50	

	Elemento	b [mm]	h [mm]	Aço	fy [MPa]	γs
AÇO	Banzo sup.	1200,00	115,00	S460	380,00	
	Alma	15,00	3750,00	S355	355,00	1,00
	Banzo inf.	1600,00	125,00	S460	380,00	

LAJE INF.	η	b,eff [mm]	h [mm]	fck [MPa]	γc
	5,85	3235,00	0,00	35	1,50

Note-se que às espessuras elevadas dos banzos correspondem tensões de cedência mais baixas, o que acaba por se traduzir em ineficiência do uso do aço.
Podiam-se alargar os banzos, levando a novo cálculo da secção de momentos positivos para contrariar essa tendência. De qualquer forma os resultados são ilustrativos da possível vantagem que poderá haver em adoptar uma laje inferior de betão e a dimensão dos banzos já é considerável.
A estas proporções corresponde um momento plástico resistente de 277 MNm.

- O recurso à inserção de uma laje de betão ao nível inferior permite reduzir a área do banzo inferior metálico, ao mesmo tempo que o estabiliza. Certamente que, neste caso, a linha neutra plástica se posiciona ao nível da alma+laje inferior. Note-se a importância de haver um correcto dimensionamento da conexão entre laje e alma.

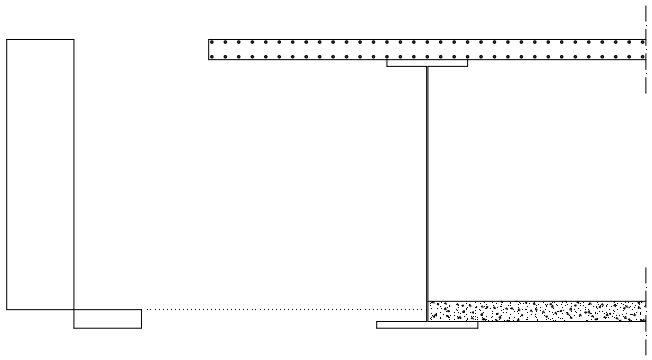


Fig. 7-26 – Zona de apoio em regime plástico: solução com laje inferior.

Quadro 7-25 – Dimensões da secção de M negativo: regime plástico com laje inferior.

LAJE SUP.	Recobrimento	b,eff [mm]	h [mm]	fsyk [MPa]
	30	6500,00	300	500

As LAJE SUP	Elemento	Ø [mm]	s [mm]	nº	γs
	Armad. Sup	20	0,20	32,50	1,15
	Armad. Inf	20	0,20	32,50	

AÇO	Elemento	b [mm]	h [mm]	Aço	fy [MPa]	γs
	Banzo sup.	1200,00	115,00	S460	380,00	
	Alma	15,00	3785,00	S355	355,00	1,00
	Banzo inf.	1600,00	100,00	S460	400,00	

LAJE INF.	η	b,eff [mm]	h [mm]	fck [MPa]	γc
	5,85	3235,00	250,00	35	1,50

A estas proporções corresponde um momento plástico resistente de 277 MNm.

- Secção em regime elástico – A determinação da capacidade resistente da secção em regime elástico é algo mais complexa já que a linha neutra se situa na alma que é muito esbelta (classe 4) e exige portanto a determinação da secção efectiva.
  Pode contudo usar-se a simplificação de 5.5.2(12) da EN1993-1-1 e admitir que a alma não contribui para a resistência às tensões normais, classificando então a secção em função da classe dos banzos apenas (classe 2/3/4). Sendo os banzos de classe 1/2 a secção pode até atingir o momento plástico.
  Conforme se verificou relativamente à secção de momentos positivos, a contribuição da alma pode ser, nestas circunstâncias, bastante reduzida. Vai-se seguir o processo normal, reduzindo a secção bruta à efectiva e comparar com a simplificação preconizada pelo Eurocódigo.
  Note-se que terá de se ter em conta a distribuição de tensões na secção tomando em consideração o faseamento construtivo. O momento flector de dimensionamento no 3º apoio para a situação de betonagem $M_{a,Ed}$ é de -140 MNm e as restantes cargas que serão aplicadas posteriormente são responsáveis por um momento flector $M_{c,Ed}$, de -135 MNm.

  - A solução sem laje inferior é a solução mais usual. A viga metálica a lançar será um pouco mais pesada mas uma vez que se vai recorrer a um sistema de atirantamento provisório, este facto tem pouca importância;

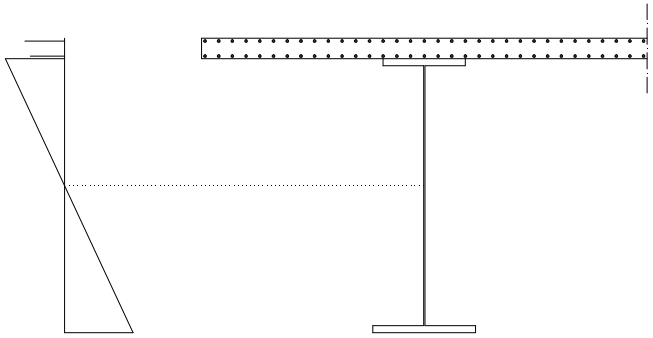


Fig. 7-27 – Zona de apoio em regime elástico: solução sem laje inferior.

Quadro 7-26 – Dimensões da secção de M negativo: regime elástico sem laje inferior.

LAJE SUP.

Recobrimento	b,eff [mm]	h [mm]	fsyk [MPa]
30	6500,00	300	500

As LAJE SUP

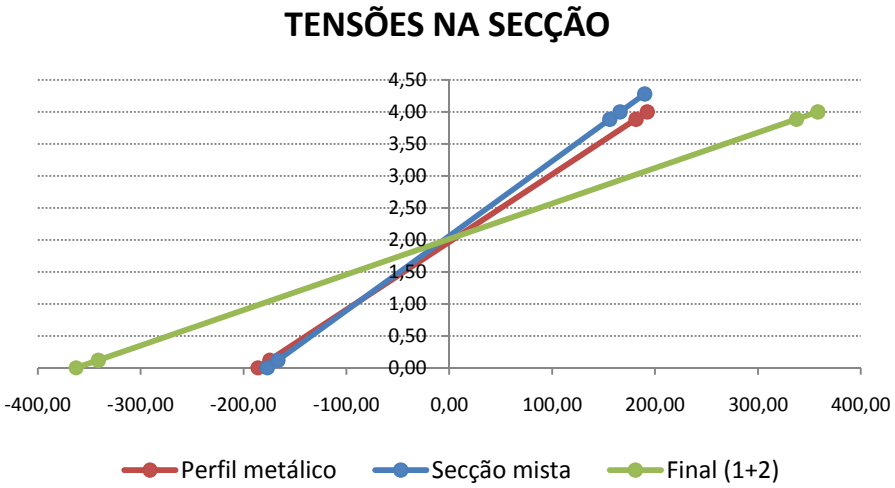
Elemento	Ø [mm]	s [mm]	nº	γs
Armad. Sup	20	0,20	32,50	1,15
Armad. Inf	20	0,20	32,50	

AÇO

Elemento	b [mm]	h [mm]	Aço	fy [MPa]	γs
Banzo sup.	1600,00	115,00	S460	380,00	1,00

Alma	15,00	3765,00	S420	420,00
Banzo inf.	1600,00	120,00	S460	380,00

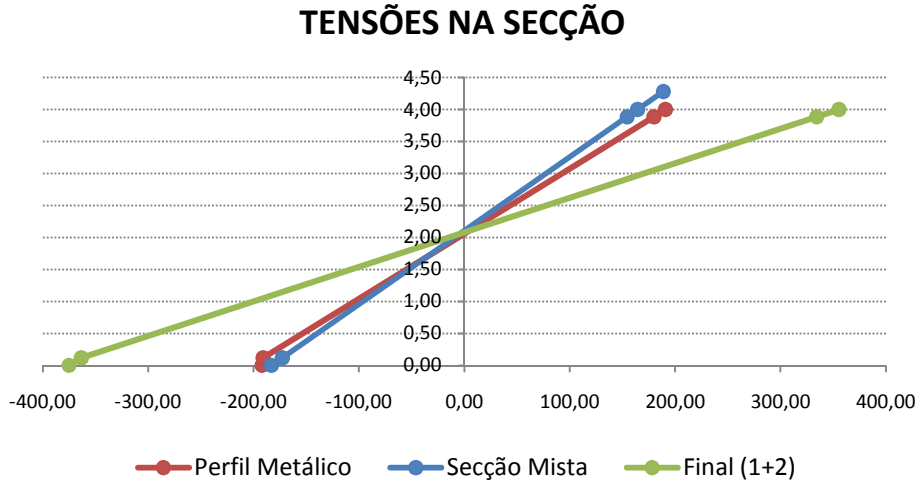
Com estas dimensões calculam-se as tensões na secção transversal mista, com faseamento construtivo.



	banzo inferior	alma inferior	alma superior	banzo superior	armadura superior
σ [KPa]	-362779,36	-341145,95	337602,14	358334,15	189922,09

Fig. 7-28 – Tensões na secção transversal com faseamento construtivo (propriedades brutas).

Determina-se de seguida a secção efectiva com base neste estado tensional e recalculam-se as tensões na secção.



	banzo inferior	alma inferior	alma superior	banzo superior	armadura superior
σ [KPa]	-375133,38	-363535,42	334350,27	355351,72	188807,35

Fig. 7-29 – Tensões na secção transversal com faseamento construtivo (propriedades efectivas).

O momento resistente é o menor dos Mc,rd apresentados no quadro seguinte.

Quadro 7-27 – Momento elástico resistente: secção de M negativo sem laje inferior.

			Ma,ed (-)	**140302,67**	**Mc,ed**	**135146,79**
Elemento	**Fibra**	**z [mm]**	**W [mm3]**	**σrd [MPa]**	**σ0 [Mpa]**	**Mc,rd**
Armad. Sup	Superior	2172,91	7,02E+08	434,78	0,00	305162,06
Armad. Inf	Centro	1922,91	7,91E+08	434,78	0,00	343966,98
Banzo sup.	Superior	1892,91	8,03E+08	380,00	190,87	151940,66
Alma	Superior	1777,91	8,54E+08	420,00	179,87	205103,69
Alma	Inferior	1987,09	8,00E+08	420,00	190,87	183318,62
Banzo inf.	Inferior	2107,09	7,54E+08	380,00	192,04	141635,69

Determinando a secção efectiva baseada nos esforços da secção mista tem-se uma redução do contributo para a inércia da alma de 33% em relação à secção bruta e correspondente variação global da inércia da secção mista de -1,37%.
A outra abordagem é obter a capacidade resistente da secção, uma vez que os banzos são classe 1, em regime plástico, reservando a alma para resistir ao esforço transverso. Desta forma, $M_{f,rd}$ vale 296 MNm, também do lado da segurança.

- Pode ainda ponderar-se, opcionalmente, a inserção de uma laje inferior de betão.

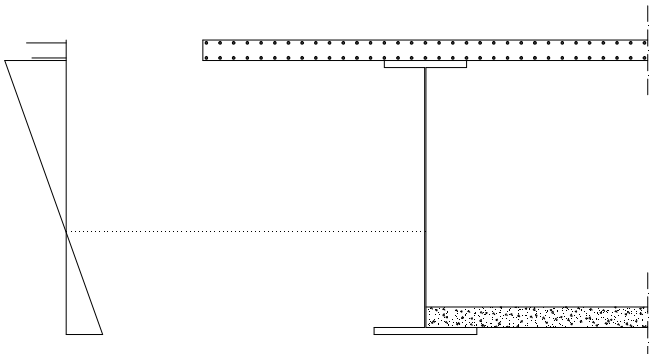


Fig. 7-30 – Zona de apoio em regime elástico: solução com laje inferior.

Quadro 7-28 – Dimensões da secção de M negativo: regime elástico com laje inferior.

LAJE SUP.

Recobrimento	**b,eff [mm]**	**h [mm]**	**fsyk [MPa]**
30	6500,00	300	500

As LAJE SUP

Elemento	**Ø [mm]**	**s [mm]**	**nº**	**γs**
Armad. Sup	20	0,20	32,50	1,15
Armad. Inf	20	0,20	32,50	

AÇO

Elemento	**b [mm]**	**h [mm]**	**Aço**	**fy [MPa]**	**γs**
Banzo sup.	1600,00	110,00	S460	380,00	1,00

Alma	15,00	3800,00	S420	420,00
Banzo inf.	1600,00	90,00	S460	400,00

LAJE INF.

η	b,eff [mm]	h [mm]	fck [MPa]	γc
5,85	3235,00	220,00	35	1,50

Seguindo procedimento análogo ao da secção anterior vem:

Quadro 7-29 – Momento elástico resistente: secção de M negativo com laje inferior.

			Ma,ed (-)	**140302,67**	**Mc,ed**	**135146,79**
Elemento	**Fibra**	**z [mm]**	**W [mm3]**	**σrd [MPa]**	**σ0 [Mpa]**	**Mc,rd**
Armad. Sup	Superior	2473,38	6,87E+08	434,78	0,00	298898,55
Armad. Inf	Centro	2223,38	7,64E+08	434,78	0,00	332095,57
Banzo sup.	Superior	2193,38	7,74E+08	380,00	195,89	142528,68
Alma	Superior	2083,38	8,14E+08	420,00	183,79	192390,39
Laje inf.	Superior	1496,62	1,17E+09	23,33	0,00	159889,42
Laje inf.	Inferior	1716,62	1,02E+09	23,33	0,00	139063,78
Alma	Inferior	1716,62	1,02E+09	420,00	195,89	228127,99
Banzo inf.	Inferior	1806,62	9,66E+08	400,00	244,13	150636,83

Das quatro hipóteses mencionadas as menos comprovadas parecem ser as relativas à admissão de regime plástico na secção de apoio. De facto, para que na solução sem laje inferior a linha neutra fique próxima do banzo inferior é necessário desperdiçar alguma área proporcionando-o em demasia, para que o pedaço comprimido de alma seja classe 1/2. Em relação à situação de dupla acção mista teria de se prestar especial atenção à ligação laje-viga, tanto com pernos conectores horizontais como verticais.

Uma solução mais consensual é optar pelo dimensionamento em regime elástico. A vantagem da inserção da laje, além de ganhos na rigidez (aumento de inércia de 11% na solução com laje face à solução sem laje), prende-se com o aproveitamento da sua acção estabilizadora para travar lateralmente as vigas e prevenir a encurvadura local do banzo inferior. Contudo, se o banzo inferior for de classe inferior a 3 e uma vez que a estrutura já será travada para a fase de lançamento incremental, as vantagens da laje são, sob este ponto de vista, redundantes. Contudo é interessante salientar que, apesar do aumento de peso significativo em relação à solução sem laje inferior (13,50 kN/m depois de contabilizado o aço dispensado – 560 cm^2/m – e o betão utilizado) as repercussões nos esforços finais são diminutas (aumento de 16,50% do peso próprio da secção reflecte-se num aumento de apenas 1% no momento flector devido também ao peso próprio). Assim sendo, a opção pela utilização da dupla acção mista sobre os apoios terá de ser avaliada sobretudo tendo em conta razões estéticas, económicas e funcionais.

Quadro 7-30 – Comparação das soluções com e sem laje inferior (regime elástico).

	Secção s/ laje inferior	**Secção c/ laje inferior**	**Δ**

Secção Metálica			
Peso próprio [kN/m]	33,30	29,03	-4,27 kN/m
Inércia [m^4]	1,48	1,28	-13,51%
Secção Mista			
Peso próprio [kN/m]	82,05	95,57	13,52 kN / m
Inércia [m^4]	1,58	1,75	10,80%
Momento flector PP ESTM+PP LAJE	115748	116913	1,01%

Como as espessuras das chapas dos banzos sem laje inferior, são aceitáveis, opta-se aqui por não recorrer à dupla acção mista. Parece contudo ser uma opção bastante apelativa sob o ponto de vista económico pelo que já se referiu em 4.4.3, sobretudo em locais com mão-de-obra a baixo custo, e válida quando não houver razões impeditivas da sua concretização.

Para a secção em regime elástico e sem laje inferior o esforço transverso na secção de apoio é aproximadamente 14 MN. A resistência plástica da alma nessa secção é 16,4 MN.

Contudo dada a esbelteza da alma será necessário verificar o enfunamento da alma, a que corresponde um esforço transverso resistente de 5 MN, insuficiente para verificar a segurança, considerando nervuras de rigidez transversais apenas, espaçadas de 4 m.

Iterativamente conclui-se que aumentando a espessura da alma para 25 mm e a classe do aço da alma para S460 se alcança um valor de $V_{bw,rd} = 12{,}9$ MN. Embora sendo ainda insuficiente para resistir, a situação pode ser contornada com a disposição de uma nervura de rigidez longitudinal simétrica em relação à alma, rectangular e a 1/3 da parte inferior da alma, que permite chegar aos 14,7 MN.

Aproveita-se também para redimensionar a secção já que a resistência suplementar da alma o permite.

Quadro 7-31 - Dimensões da secção de M negativo: regime elástico sem laje inferior-2.

LAJE SUP

Recobrimento	b,eff [mm]	h [mm]	fsyk [MPa]
30	6500,00	300	500

As LAJE SUP

Elemento	Ø [mm]	s [mm]	nº	γs
Armad. Sup	20	0,20	32,50	1,15
Armad. Inf	20	0,20	32,50	

AÇO

Elemento	b [mm]	h [mm]	Aço	fy [MPa]	γs
Banzo sup.	1600,00	100,00	S460	400,00	
Alma	25,00	3785,00	S460	440,00	1,00
Banzo inf.	1600,00	115,00	S460	380,00	

A segurança é verificada, tendo em conta a interacção M+V com um factor de 0,97.

Saliente-se que não se contabilizou o acréscimo de resistência às tensões normais providenciado pela inserção do reforço longitudinal motivada pela necessidade de resistir ao esforço transverso.

Situação de betonagem

O perfil metálico da secção de momentos negativos que em regime elástico resiste a cerca de 256 MNm, é por isso, suficientemente seguro para fazer face aos cerca de 140 MNm actuantes durante a fase de betonagem.

Quanto ao esforço transverso de 7,3 MN que actua não haverá problema de acordo com o que foi explicitado anteriormente.

Situação de deslocamentos sucessivos

O perfil metálico correspondente a esta secção, resiste a 256 MNm, resistindo aos 198 MNm que se observam na situação de lançamento incremental mesmo sem sistema de atirantamento. Com a sua adopção os momentos flectores são muito menores apesar da presença do esforço axial introduzido no tabuleiro e será certamente verificada a segurança já que é cumprida quanto à secção de momentos positivos.

7.5.6. DIMENSIONAMENTO II

Antes de prosseguir com o dimensionamento de uma forma mais rigorosa, que englobará a definição das secções apropriadas no modelo de barras e a aplicação das restantes cargas que simplificadamente não foram aplicadas inicialmente, salienta-se um aspecto importante. A verificação da segurança ao esforço transverso na secção de momentos positivos efectuada anteriormente não assegura a resistência da secção ao longo de todo o seu comprimento. Como o esforço transverso é crescente para "fora" do meio-vão, terá de se averiguar se a alma resiste na distância em que a secção será utilizada.

Por outro lado parece oportuna a definição de uma secção transversal adicional S3, intermédia entre a secção de momentos negativos e positivos, de forma a adequar melhor a capacidade resistente da secção aos esforços. Mais tipos seriam desejáveis, sobretudo numa fase de optimização de dimensionamento mas por agora consideram-se escusados. Junto aos encontros a secção também será diferente, já que o esforço transverso será bastante elevado e o momento flector reduzido.

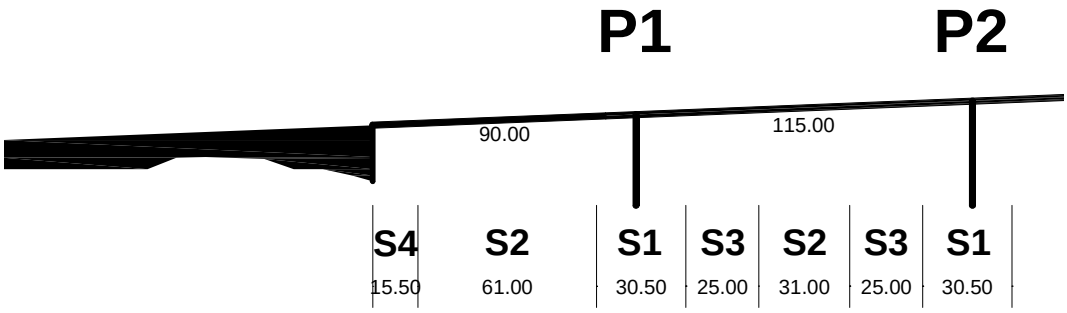


Fig. 7-31 – Disposição das secções.

7.5.6.1. Verificação da secção S2 na zona de transição para S3

Na secção de transição da S2 para a S3 o esforço transverso máximo é 5,4 MN a que corresponde um momento de 10 MNm. O redimensionamento da alma para 16mm (S460) permite verificar a segurança.

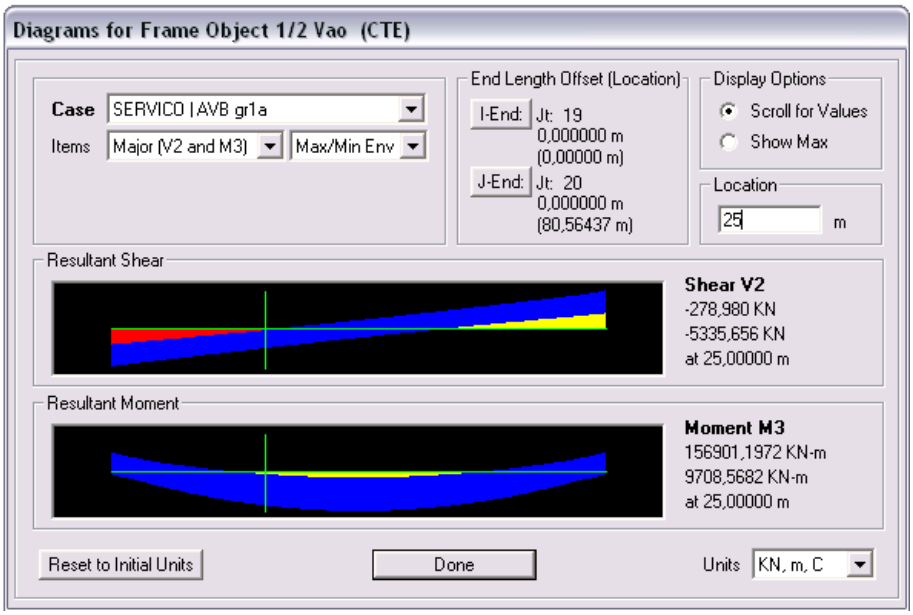


Fig. 7-32 – Esforços na zona de transição – *Output* SAP2000.

Aproveita-se também para, com o aumento da resistência da alma, reduzir a espessura das chapas dos banzos no sentido de economizar aço. A secção mista fica então assim proporcionada:

Quadro 7-32 – Dimensões da secção S2.

	η	b,eff [mm]	h [mm]	fck [MPa]	γc
LAJE	5,85	6500,00	300,00	35	1,50

	Elemento	b [mm]	h [mm]	Aço	fy [MPa]	γs
AÇO	Banzo sup.	1100,00	55,00	S355	335,00	
	Banzo inf.	1600,00	70,00	S355	325,00	1,00
	Alma	16,00	3885,00	S460	460,00	

A linha neutra fica na alma que, uma vez comprimida em pouca profundidade é considerada classe 1 e o banzo superior apesar de ser classe 3 está travado pela laje e pode plastificar. O momento resistente plástico é de 205 MNm. A secção metálica correspondente resiste a 84 MNm. As verificações de segurança já efectuadas não o voltam a ser já que os esforços resistentes são superiores.

7.5.6.2. Dimensionamento da secção S3

Com o intuito de utilizar esta secção transversal, nos vãos de 115m, desde a abcissa 17 m a contar do pilar até à abcissa 42 m, apresentam-se de seguida os esforços nessas abcissas.

Quadro 7-33 – Combinações de esforços para dimensionamento da secção S3.

		x=17 m			x=42 m		
COMBINAÇÃO	**ENVOLV.**	**N [kN]**	**M [kNm]**	**V [kN]**	**N [kN]**	**M [kNm]**	**V [kN]**
BETONAGEM	Max	-144,504	-12271,98	-3368,72	-46,20	66729,83	-945,84
BETONAGEM	Min	-192,534	-40316,00	-5053,18	-81,36	25940,59	-2249,60
SERVICO | AVB Vento	Max	-203,03	237,94	-4493,34	-47,42	137431,82	-644,49
SERVICO | AVB Vento	Min	-352,349	-82747,08	-9453,89	-162,49	18535,33	-4646,41
SERVICO | AVB gr1a	Max	-200,381	8308,23	-4310,94	-38,85	155975,47	-321,51
SERVICO | AVB gr1a	Min	-385,494	-93871,41	-10419,60	-182,50	9754,67	-5269,61
	MÁXIMOS	**-**	**-93871,41**	**-10419,60**	**-**	**155975,47**	**-5269,61**

Quadro 7-34 – Combinação de esforços no lançamento incremental.

SECÇÃO	**N [kN]**	**M [kNm]**	**V [kN]**
Tramo anterior	-100,786	-47147,965	-2519,653
Consola	-7481,445	-39052,459	-2086,445

A alma terá de resistir a 10,4 MN. Com 22 mm de espessura e aço S460 o objectivo é cumprido.

Destas combinações de serviço, a combinação AVB gr1a será utilizada para aferição da capacidade resistente da secção por ser a mais gravosa.

Situação de serviço

Para resistir a um momento positivo máximo de 156 MNm e a um momento negativo máximo de 93 MNm proporciona-se a secção da seguinte forma.

Quadro 7-35 – Dimensões da secção S3.

LAJE

η	**b,eff [mm]**	**h [mm]**	**fck [MPa]**	**γc**
5,85	6500,00	300,00	35	1,50

AÇO

Elemento	**b [mm]**	**h [mm]**	**Aço**	**fy [MPa]**	**γs**
Banzo sup.	1100,00	60,00	S355	325,00	
Banzo inf.	1600,00	60,00	S355	325,00	1,00
Alma	22,00	3855,00	S460	440,00	

Esta secção resistente a um momento positivo, em regime plástico, de 205 MNm, com a linha neutra na alma em que a parte comprimida é classe 1. Esforço transverso resistente de 12 MN.

A interacção entre M e V é verificada de seguida.

Quadro 7-36 – Interacção M+V S3 – regime plástico.

Ved [kN]	Vrd [kN]	ρ	(1-ρ)fyd [MPa]	Mpl,rd [kNm]
10419,60	12020,99	0,538	203,23	168098,93

Para o momento negativo, a secção funciona em regime elástico. Aplicando os momentos faseadamente, correspondentes às fases metálica e mista, respectivamente 40,3 MNm e 53,6 MNm verifica-se a segurança por larga margem – 40,3 + 81,5 MNm.

Situação de betonagem

Durante a betonagem o momento actuante máximo de 66,7 MNm é inferior ao resistente 96 MNm.

Situação de deslocamentos sucessivos

Em qualquer dos casos da fase de lançamento não é necessário ter em conta a interacção do transverso com o momento flector já que o valor actuante é inferior a 50% do resistente. O momento resistente é bastante superior ao actuante. Não haverá problemas já que a secção está muito folgada, mesmo com a compressão introduzida pelo sistema de atirantamento.

7.5.6.3. Dimensionamento da secção S4

Nos vãos extremos de 90 m, o momento máximo positivo que se atinge é aproximadamente igual ao que se atinge nos restantes vãos interiores. Por isso não se estranha que a secção dimensionada para a zona intermédia dos vãos interiores seja também utilizada nos vãos extremos. Contudo, com a aproximação aos encontros, o carácter dos esforços que se observam nas vigas induz o redimensionamento da secção de forma a adequar a capacidade resistente aos esforços actuantes. Nesta zona de 15,50 m em que a secção transversal será diferente da utilizada no restante vão – este comprimento parece razoável já que os diafragmas transversais são dispostos com um afastamento entre si de 7,50 m e a grandeza dos esforços se adequa à transição – a solicitação do esforço transverso é bastante elevada, ao contrário do que sucede relativamente ao momento flector, nulo no apoio.

De seguida apresentam-se os esforços relevantes para o dimensionamento da secção, ilustrativos do que se referiu.

Quadro 7-37 – Combinações de esforços para dimensionamento da secção S4.

		x=0 m			x=15,50 m		
COMBINAÇÃO	**ENVOLV.**	**N [kN]**	**M [kNm]**	**V [kN]**	**N [kN]**	**M [kNm]**	**V [kN]**
BETONAGEM	Max	-111,46	0,00	-2786,47	-53,92	50855,89	-1347,93
BETONAGEM	Min	-168,29	0,00	-4207,30	-96,96	32305,56	-2423,96
SERVICO | AVB Vento	Max	-148,71	0,00	-3717,86	-61,01	98014,45	-1525,32
SERVICO | AVB Vento	Min	-322,61	0,00	-8065,17	-196,79	41812,33	-4919,75
SERVICO | AVB gr1a	Max	-142,63	0,00	-3565,69	-53,35	108961,94	-1333,86
SERVICO | AVB gr1a	Min	-357,95	0,00	-8948,72	-221,91	39449,29	-5547,68
	MÁXIMOS	-	**0,00**	**-8948,72**	**-**	**108961,94**	**-5547,68**

Situação de serviço

Em serviço, mesmo em cima do apoio, a secção terá de resistir a um esforço transverso de aproximadamente 9 MN. O objectivo é cumprido marginalmente com uma alma de aço S460 e 20 mm de espessura – MN. Para que a segurança seja verificada de forma mais razoável adopta-se uma nervura de rigidez longitudinal num comprimento de 7,5 m adjacente ao apoio (até ao primeiro diafragma transversal), o que eleva a resistência ao esforço transverso para 10,2 MN.

Na zona de transição para a secção S2, o momento resistente terá de ser superior a 109 MNm, juntamente com 5,5 MN de esforço transverso. A secção S2 resiste a estes esforços de acordo com o que já se expôs anteriormente.

A secção S4 tem um transverso resistente de 8,9 MN sem a nervura de rigidez, pelo que não haverá problema em relação ao transverso.

Quadro 7-38 – Dimensões da secção S4.

	η	b,eff [mm]	h [mm]	fck [MPa]	γc
LAJE	5,85	6500,00	300,00	35	1,50

	Elemento	b [mm]	h [mm]	Aço	fy [MPa]	γs
AÇO	Banzo sup.	1100,00	40,00	S355	335,00	
	Banzo inf.	1600,00	40,00	S355	335,00	1,00
	Alma	20,00	3900,00	S460	440,00	

A secção assim proporcionada resiste a um momento flector de 162 MNm, linha neutra na alma.

Ambos os banzos são classe 4. O superior estará travado pela laje podendo plastificar enquanto que o inferior se encontrará à tracção.

A interacção M+V não é condicionante.

Quadro 7-39 – Interacção M+V S4 – regime plástico.

Ved [kN]	Vrd [kN]	ρ	(1-ρ)fyd [MPa]	Mpl,rd [kNm]
5547,68	8900,18	0,061	413,23	158133,91

Situação de betonagem

Quanto ao esforço transverso não há problema já que é dominado pela situação de serviço.

O momento flector actuante é de 51 MNm na zona mais desfavorável, sendo o resistente da secção efectiva de 62 MNm.

Para verificar a interacção M+V é necessário calcular os momentos $M_{pl,Rd}$ e $M_{f,Rd}$, sendo o primeiro o momento plástico da secção com os banzos efectivos e a alma bruta independentemente da sua classe e o segundo o momento plástico da secção constituída pela área efectiva dos banzos.

Para flexão simples a área efectiva dos banzos é:

Quadro 7-40 – Área efectiva dos banzos.

M+		M-	
A,bs	39456,78	**A,bs**	44000,00
A,bi	64000,00	**A,bi**	42788,29

Tal equivale a retirar, no caso de momentos positivos, 57 mm a cada consola do banzo superior e no caso de momentos negativos, 265 mm a cada consola do banzo inferior, a que correspondem momentos plásticos de 102,4 MNm e 93,1 MNm, respectivamente. O momento plástico apenas dos banzos é 53,5 MNm. Contudo, como na situação de betonagem o esforço transverso actuante é inferior a 50% do resistente não é necessário fazer esta verificação.

Situação de deslocamentos sucessivos

Esta situação será pouco condicionante para esta secção já que só será utilizada nos extremos da viga. O "nariz" da viga estará sujeito a esforços baixos já que será uma pequena consola, situada inteiramente na frente do tirante. Na retaguarda será a última porção de viga a empurrar e por isso pouco esforçada.

7.5.6.4. Aspectos do modelo

Na determinação dos esforços a que a estrutura está sujeita, serão definidas, nesta fase, diferentes secções para as barras, de acordo com as secções que até aqui foram tratadas. O respectivo peso próprio, mais elevado que inicialmente é considerado. Também os efeitos da fluência e retracção serão tidos em conta, para uma situação de tempo infinito através das razões modulares η. Interessa definir os tempos da idade do betão – t_0 – correspondentes à aplicação das diversas cargas à estrutura:

- Fluência
  - Peso próprio da laje – Assume-se que a betonagem decorre ao ritmo de 1 segmento por cada dia, estando terminada ao fim de 31 dias. A média de idades dos segmentos betonados nessa data pode considerar-se 15 dias (apesar de na verdade ser inferior). Contudo não se vai considerar este efeito já que seria bastante complexo pois envolve a modelação do faseamento da betonagem por segmentos, mudando sucessivamente as secções à medida que elas são betonadas, o que não parece ser possível no SAP2000. Admite-se então que a laje é betonada de uma só vez.

  - Restantes cargas permanentes – Considerando que o pavimento, lancis e outras cargas permanentes seriam aplicadas no tabuleiro, após 30 dias depois da betonagem estar concluída, a idade a considerar será 45 dias.

Quadro 7-41 – Coeficientes de fluência e razões modulares.

Caso de carga	ψL	t0	φ(∞,t0)	ηL
Betonagem	1,10	15,00	1,562	15,91
Retracção	0,55	1,00	2,110	12,65
Restantes permanentes	1,10	45,00	1,315	14,32

As razões modulares designam-se de agora em diante por η_0, $\eta_{L,betonagem}$, $\eta_{L,cargas}$ e $\eta_{L,retracção}$ consoante se refiram à homogeneização da secção para aplicação de cargas de curta duração, para o processo de betonagem, para aplicações de cargas de longa duração ou para ter em conta a retracção, respectivamente.

- Retracção – assume-se que ocorre a partir do 1º dia.

Nas fases de lançamento apenas a secção metálica resiste a quaisquer cargas. Na fase de serviço, para ter em conta a retracção e fluência, as cargas são aplicadas em diferentes secções.

Quadro 7-42 – Secções para aplicação de cargas.

FASE	CARGAS		SECÇÃO 1	SECÇÃO 2 / 3 / 4
Lançamento	Todas as desta fase		Metálica	Metálica
Betonagem	Todas as desta fase		Metálica	Metálica
	Restantes cargas permanentes	$t = 0$	Fissurada	η_0
		$t = \infty$	Fissurada	$\eta_{L,fluência}$
Serviço	Sobrecargas de uso		Fissurada	η_0
	Temperatura, Vento		Fissurada	η_0
	Retracção		Fissurada	$\eta_{L,retracção}$

Em seguida apresentam-se as propriedades mecânicas de cada uma das secções com o respectivo coeficiente de homogeneização.

Quadro 7-43 – Secção de momentos negativos (S1): propriedades mecânicas.

PROPRIEDADE		SECÇÃO				
				Mista Homogeneizada		
símbolo	unidade	Metálica	Fissurada	5,85	12,65	14,32
A	m2	0,44	0,46	0,77	0,59	0,57
I	m4	1,41	1,51	2,37	1,99	1,94
zsup	m	2,10	2,28	1,43	1,82	1,87
zinf	m	1,90	2,00	2,87	2,48	2,43

Quadro 7-44 – Secção de meio-vão (S2): propriedades mecânicas.

PROPRIEDADE		SECÇÃO			
			Mista homogeneizada		
símbolo	unidade	Metálica	5,85	12,65	14,32
A	m2	0,23	0,57	0,39	0,37
I	m4	0,70	1,62	1,32	1,28
zsup	m	2,43	1,22	1,71	1,78
zinf	m	1,57	3,08	2,59	2,52

Quadro 7-45 – Secção de transição (S3): propriedades mecânicas.

PROPRIEDADE		SECÇÃO			
			Mista homogeneizada		
símbolo	unidade	Metálica	5,85	12,65	14,32
A	m2	0,25	0,58	0,40	0,38
I	m4	0,72	1,53	1,26	1,22
zsup	m	2,24	1,17	1,62	1,69
zinf	m	1,76	3,13	2,68	2,61

Quadro 7-46 – Secção junto aos encontros (S4): propriedades mecânicas.

PROPRIEDADE		SECÇÃO			
			Mista homogeneizada		
símbolo	unidade	Metálica	5,85	12,65	14,32
A	m2	0,19	0,52	0,34	0,32
I	m4	0,52	1,18	0,99	0,96
zsup	m	2,21	1,00	1,44	1,52
zinf	m	1,79	3,30	2,86	2,78

Salienta-se ainda que foi verificada a encurvadura da alma induzida pelos banzos em todas as secções.

7.5.6.5. Esforços finais

Os esforços resultantes desta análise são ligeiramente diferentes dos da estrutura com viga de inércia constante, sendo um pouco superiores na região de apoio, aumento motivado, por um lado, pelo maior peso próprio da viga nessas zonas em relação ao inicialmente considerado e por outro, pela diferença de inércia das secções. Para fazer face a esta situação as espessuras dos banzos superior e inferior da secção S1, passam para 110 mm (+10 mm) e 120 mm (+5 mm), respectivamente, obtendo-se um momento resistente de 119,6 + 170,9 = 290,5 MN. Na secção de meio-vão há uma ligeira redução.

Quadro 7-47 – Esforços na estrutura com secções devidamente definidas.

ACÇÃO	γ	ψ0	SECÇÃO APOIO		SECÇÃO 1/2 VÃO	
			M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	V [kN]
Fase Metálica						
ESTM, TRAV, LAJE	1,35	1,00	-119590,74	-5819,44	41445,37	0,00
Fase Mista						
RCP	1,35	1,00	-47522,80	-2364,76	20946,01	0,00
Vento Z	1,50	1,00	-34920,10	-1640,30	26720,68	560,66
Tráfego rodoviário	1,35	1,00	-88399,74	-4861,25	83710,02	-1868,63
TOTAL			**-290433,38**	**-14685,74**	**172822,08**	**2429,28**

Considera-se verificada a segurança dada a pequena variação dos esforços. Os diagramas de momentos flectores e esforço transverso, devidos a esta combinação de acções apresentam-se de seguida.

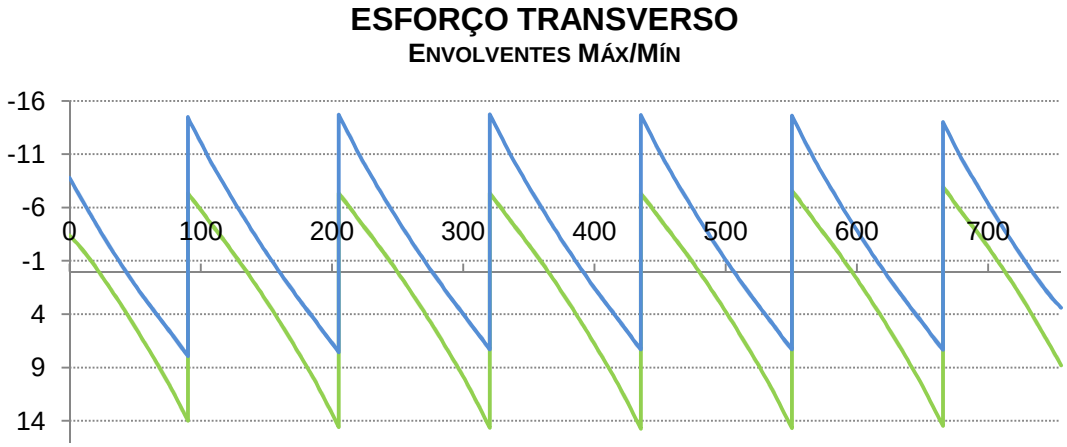


Fig. 7-33 – Esforço transverso na estrutura final – envolventes máx/mín.

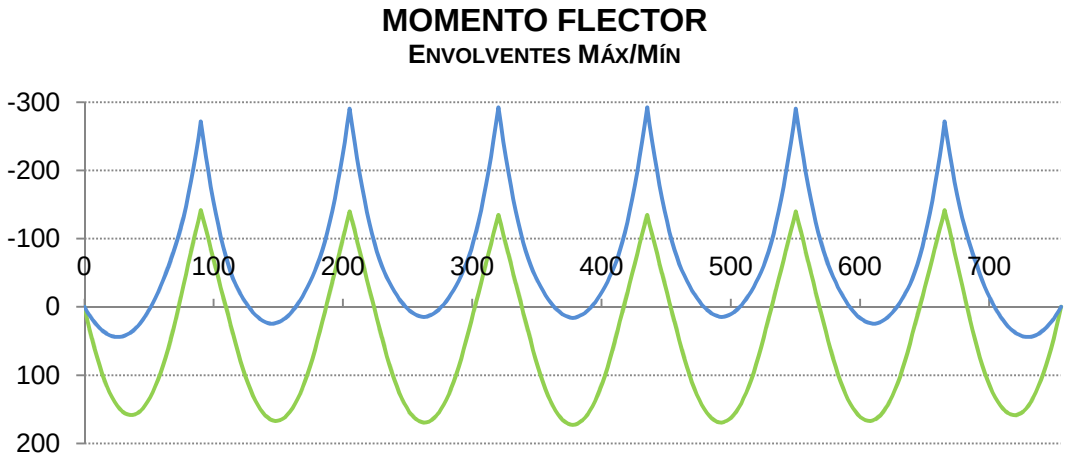
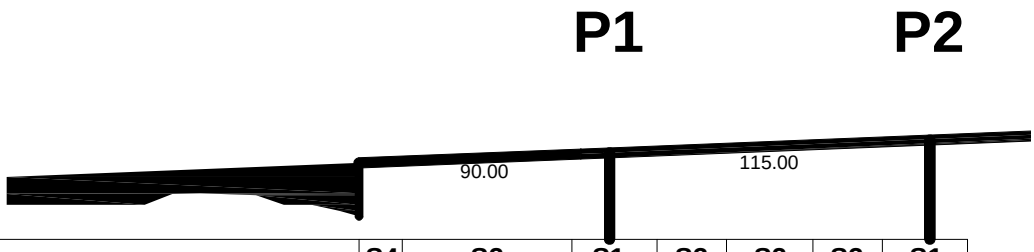


Fig. 7-34 – Momento flector na estrutura final – envolventes máx/mín.

Apresenta-se de seguida uma figura ilustrativa de forma sintética das espessuras e larguras dos elementos que foram as várias secções que até este ponto têm vindo a ser dimensionadas.



SECÇÃO		S4	S2	S1	S3	S2	S3	S1
ESQUEMA DE VARIAÇÃO DA ESPESSURA DOS BANZOS (S/ ESCALA)		3920	3875	3770	3880	3875	3880	3770
COMPRIMENTO	[m]	15.50	61.00	30.50	25.00	31.00	25.00	30.50
BANZO SUPERIOR	AÇO bfs x tfs [mm]	S355 1100 x40	S355 1100 x 55	S460 1600 x 110	S355 1100 x 60	S355 1100 x 55	S355 1100 x 60	S460 1600 x 110
ALMA	AÇO tw [mm]	S460 20	S460 16	S460 25	S460 22	S460 16	S460 22	S460 25
BANZO INFERIOR	AÇO bfi x tfi [mm]	S355 1600 x40	S355 1600 x 70	S460 1600 x 120	S355 1600 x 60	S355 1600 x 70	S355 1600 x 60	S460 1600 x 120

Fig. 7-35 – Resumo das secções transversais adoptadas.

7.6. NERVURAS DE RIGIDEZ

7.6.1. TRANSVERSAIS

7.6.1.1. Intermédias

As verificações efectuadas anteriormente relativamente ao esforço transverso requerem que as nervuras de rigidez transversais se comportem rigidamente de forma a apoiar os painéis de alma e permitir o funcionamento em treliça da mesma.

Para que tal seja verificado devem cumprir-se algumas condições, relacionadas com a rigidez mínima e com a resistência à encurvadura por torção.

Tomando os valores mais desfavoráveis, isto é, a espessura menor da alma – 16 mm – e a altura máxima de alma – 3920 mm – e com um afastamento de 4 m como considerado anteriormente, a inércia mínima vem $I_{st,min} = 23{,}1.10^6\ mm^4$.

A nervura adoptada, rectangular, simétrica em relação à alma, de 180x20 mm^2 tem uma inércia quatro vezes superior à necessária, verificando também a encurvadura por torção: $I_T/I_P = 0{,}0123 \geq 0{,}0111$.

As nervuras de rigidez transversais devem ainda ser dimensionadas para resistir a um esforço de compressão dado por:

$$N_{st} = V_{Ed} - \frac{1}{\bar{\lambda}_w^2}\frac{f_{yw}h_w t}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} \qquad (7\text{-}18)$$

Esta força resulta da acção do campo de tensões que se estabelece no painel adjacente, sendo o transverso o maior valor que se observa a meio de um painel.

Considera-se a nervura simplesmente apoiada, sujeita ainda a forças de desvio transversais provocadas pela compressão no sentido longitudinal na viga, que são reduzidas consoante as tensões críticas de encurvadura em modo placa e coluna dos painéis adjacentes.

Vai-se exemplificar a verificação da resistência para a secção S2, na transição para a S3 onde se verifica o maior transverso.

Nessa secção os esforços tendo em conta o faseamento construtivo são 30,3 MNm e 115,3 MNm, fase metálica e mista, respectivamente. O transverso é aproximadamente 5 MN.

A esta distribuição de tensões normais corresponde uma linha neutra a 2,74 m da fibra inferior, ou seja, aproximadamente 1,14 m de alma comprimida.

Considerando que nessa profundidade se desenvolve a máxima tensão na alma (claramente conservativo já que quando a secção plastificar a linha neutra terá subido para 3,54 deixando apenas cerca de 40 cm de alma comprimida), tem-se um esforço axial de cerca de 8,4 MN, que actuando na área dos painéis adjacentes e devidamente corrigido pelas suas tensões críticas dá uma tensão média de 1082 KPa.

A esbelteza reduzida da alma dos painéis adjacentes é 3, vindo a força Nst igual a 3,2 MN. As forças de desvio são transformadas numa compressão dada por,

$$\Delta N_{st} = \frac{\sigma_m b^2}{\pi^2} \qquad (7\text{-}19)$$

A força de compressão total actuante no rigidizador é então 4,8 MN.

Seguidamente calcula-se a carga crítica de *Euler* do rigidizador que entra para contabilizar as deflexões do rigidizador – 12,3 MN.

A excentricidade máxima $e_{máx}$ é 90 mm (distância da fibra extrema do rigidizador ao seu centróide).

Os valores das deflexões são dados por:

$$w_0 = \min\left(\frac{a_1}{300}; \frac{a_2}{300}; \frac{h_w}{300}\right) \qquad (7\text{-}20)$$

$$w = w_0 \frac{1}{\frac{N_{cr,st}}{\sum N_{st,Ed}} - 1} \qquad (7\text{-}21)$$

A primeira é igual a 12,92 mm e a segunda 8,37 mm, menor que $h_w/300 = 12{,}92$ mm – primeira condição verificada. A segunda condição que é necessário verificar prende-se com a tensão máxima no rigidizador.

$$\sigma_{máx} = \frac{N_{st,Ed}}{A_{st}} + \frac{\sum N_{st,Ed} \cdot e_{máx}}{I_{st}} f \qquad (7\text{-}22)$$

$$f = w_0 + w \qquad (7\text{-}23)$$

Verifica-se a segurança com 347,73 MPa – rigidizador de aço S460.

7.6.1.2. Apoios de extremidade

Conforme referido anteriormente, nas extremidades da viga junto aos apoios, deverão ser dispostas 2 nervuras de rigidez transversais, ambas simétricas em relação à alma, afastadas de, pelo menos $0{,}1\ h_w$.

São elas que funcionam como os banzos de uma viga curta capaz de resistir aos esforços de membrana longitudinais no plano da alma e cada rigidizador transversal duplo deve ter para o caso em estudo de uma alma com 3920 mm de altura e 20 mm de espessura, 16000 mm^2 de área mínima.

Com um rigidizador de 540 x 20 mm^2 (ficando no limite do banzo superior - 1100 mm) de cada lado da alma afastado 0,50 m do adjacente no sentido longitudinal, o objectivo é cumprido.

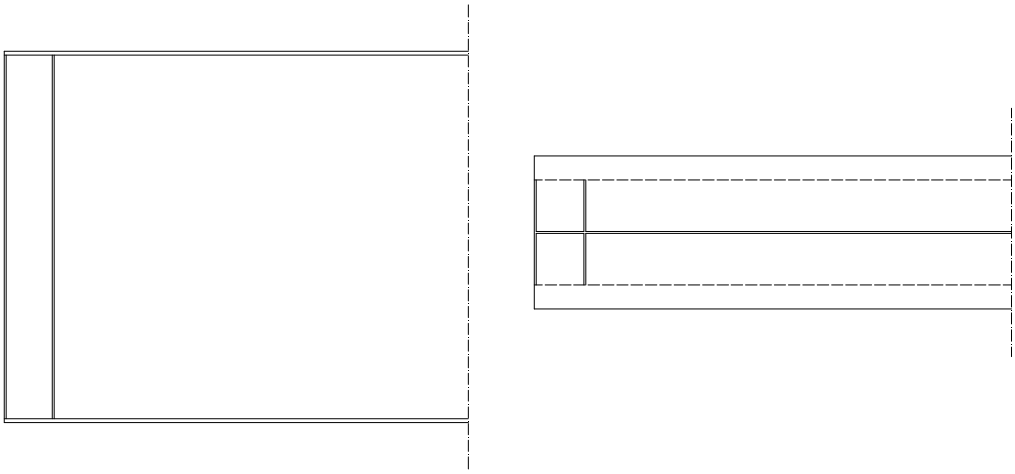


Fig. 7-36 – Alçado e planta das nervuras de rigidez transversais: apoios de extremidade.

Haveria ainda que verificar a sua resistência à semelhança do que foi feito em relação às nervuras de rigidez intermédias no ponto anterior.

7.6.2. LONGITUDINAIS

Consideram-se reforços longitudinais, simétricos e de forma rectangular, nas zonas dos apoios de continuidade e de extremidade.

Quadro 7-48 – Rigidizadores longitudinais.

Apoio	Tipo	Qtd.	b_s [mm]	t_s [mm]	L [m]	Localização
Extremidade	Rectangular simétrico	1	200	20	7,5	1/3 da altura alma na zona de compressão
Continuidade		1	250	25	7,5 (para cada lado do apoio)	

O seu dimensionamento teve em conta a encurvadura local.

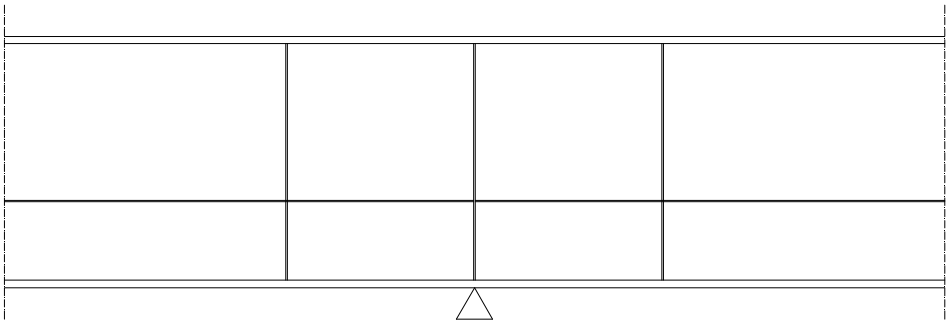


Fig. 7-37 – Nervura de rigidez longitudinal na zona do apoio de continuidade.

7.7. DIAFRAGMAS TRANSVERSAIS

O diafragma transversal deverá ser suficientemente rígido para providenciar apoio lateral aos banzos comprimidos.

No caso da situação de serviço, é o banzo inferior na zona dos pilares que terá de ser verificado, já que o superior se encontra travado pela laje, que impede a sua encurvadura nas zonas de momentos positivos. O estudo do banzo inferior em situações anteriores à de serviço é dispensável, na medida em que o travamento será o mesmo e a compressão menor nessas situações. O banzo superior terá de ser verificado em condições anteriores à de serviço, quando não está travado pela laje.

Neste ponto só se irá verificar a segurança do banzo inferior em serviço.

Uma vez que a secção do banzo inferior não é constante e a carga é variável, sendo a zona comprimida limitada à proximidade dos apoios, a utilização do método simplificado referido anteriormente é duvidosa. Para isso, a verificação deve ser feita segundo o método geral.

Para tal, admite-se que o banzo a estudar está apoiado lateralmente e impedido de rodar em torno do eixo longitudinal na zona dos pilares (presença de travamento bastante rígido) e apoiado elasticamente pelos diafragmas ao longo do seu comprimento. A rigidez destes últimos influencia obviamente a estabilidade lateral do banzo.

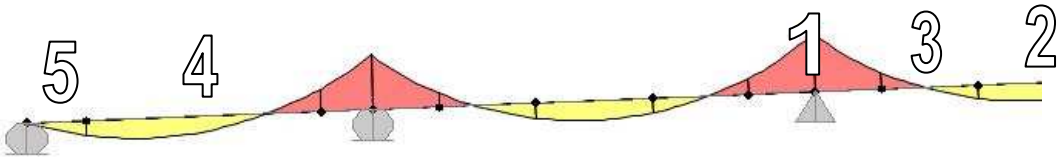
O procedimento passa por:

- Determinar esforços mais desfavoráveis no banzo;
- Obtenção das tensões nos banzos ao longo do seu comprimento;
- Cálculo dos modos de encurvadura e cargas críticas respectivas (através dos valores próprios);
- Estudo da segurança.

O esforço axial em cada um dos banzos em rigor obtém-se a partir dos diagramas de momento flector, calculando a tensão no ponto médio do banzo e multiplicando pela área do mesmo.
Contudo a aplicação das cargas axiais variáveis no modelo não é fácil.
Assim sendo, na prática pode optar-se por simplificar o cálculo ao adoptar um esforço axial constante em cada barra do modelo, delimitada pelos nós nos extremos.

7.7.1. CÁLCULO DO ESFORÇO AXIAL NO BANZO

Para o cálculo do esforço axial torna-se necessário conhecer o momento flector em cada um dos nós extremos da barra, que depois permite calcular as tensões no banzo e posteriormente o axial.



Quadro 7-49 – Esforço axial no banzo inferior para estudo da encurvadura lateral.

ZONA	1	2	3	4	5
N [MN]	-50,10	31,04	0,00	-17,59	4,04

Há que aplicar agora estes esforços nas zonas respectivas. A secção transversal da barra utilizada no modelo é a secção do banzo inferior, que se vai alterando ao longo da estrutura. Na verdade, a cláusula 6.3.4.2(7) da EN 1993-2 diz que à área do banzo se deve ainda acrescer 1/3 da zona comprimida da alma. Contudo para o cálculo dos valores próprios, não tem influência.

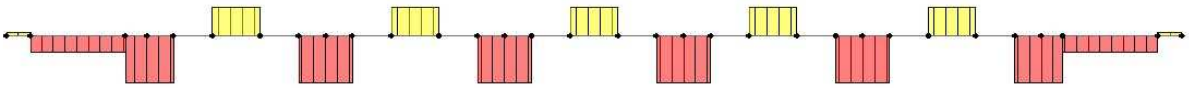


Fig. 7-38 – Esforço axial no banzo inferior da viga para estudo da encurvadura – simplificação.

7.7.2. MODELO

Interessa referir alguns aspectos relacionados com o modelo. Deve-se:

- Travar todos os nós ao longo da estrutura quanto ao deslocamento vertical;
- Definir a inércia do banzo em torno do eixo transversal como infinita – pode usar-se um multiplicador se disponível;
- Nos apoios impedir o deslocamento vertical e transversal e a rotação em torno do eixo longitudinal;
- Definir molas transversais na zona dos travamentos com rigidez C_d.

7.7.3. ESPAÇAMENTO DOS DIAFRAGMAS

Nos vãos de 90 m os diafragmas estão espaçados 7,50 m enquanto nos vãos de 115 m o afastamento ronda o 7,7 m. Este espaçamento, L_D, permite uma disposição regular e uniforme dos rigidizadores ao mesmo tempo que verifica a condição que se destina a limitar o risco de encurvadura lateral em zonas em que o banzo mais afastado da laje de betão está comprimido (que não pode ser superior a 8m):

$$L_D \leq 0{,}2\,\frac{\pi}{\sqrt{3}}\,b\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (7\text{-}24)$$

7.7.4. MODOS DE ENCURVADURA E VALORES PRÓPRIOS. RIGIDEZ DO DIAFRAGMA.

Para cada estrutura verificam-se vários modos de encurvadura, que dependem das suas propriedades e carregamento aplicado. A cada um desses modos de encurvadura está associado um factor de encurvadura que na verdade é um multiplicador do carregamento para que se atinja a carga crítica desse modo. Interessa obviamente o valor inferior e o respectivo modo.

Em seguida analisa-se, apenas ainda com o espaçamento dos rigidizadores definido, a influência da rigidez do diafragma na encurvadura. O critério de segurança é cumprido quando

$$\chi_{op} \frac{\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1{,}0 \qquad (7\text{-}25)$$

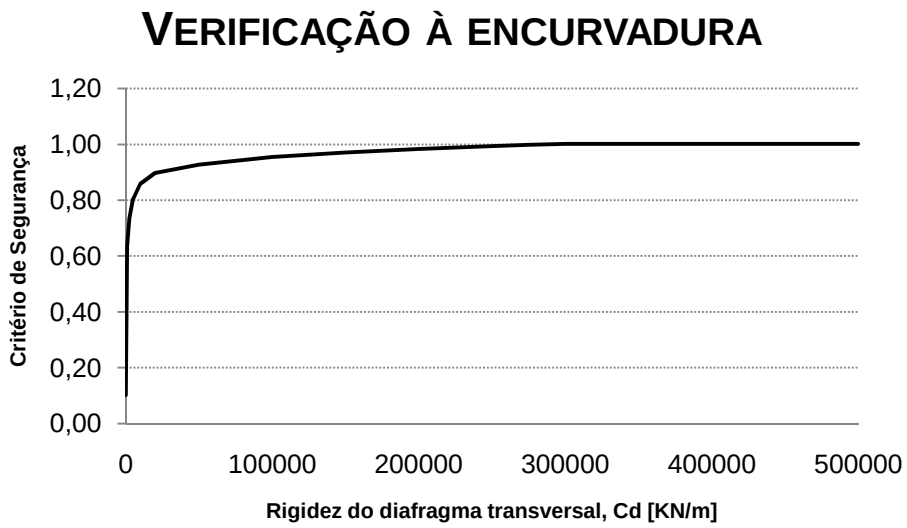
Quadro 7-50 – Verificação do critério de segurança para diferentes rigidezes.

Cd [kN/m]	αcr,op	λop	ϕLT	χop	Critério Seg.	
0	0,13	2,775	5,33	0,10	0,1013	Não verifica.
5000	4,56	0,469	0,71	0,80	0,8025	Não verifica.
50000	11,42	0,296	0,58	0,93	0,9276	Não verifica.
150000	17,64	0,238	0,54	0,97	0,9714	Não verifica.
300000	25,14	0,20	0,52	1,00	1,0013	Verifica.

Quadro 7-51 – Exemplo de modos de encurvadura em função da rigidez do diafragma.

Rigidez do Diafragma [kN/m]	Modo de encurvadura
0	
5000	
50000	
150000	
300000	

Observa-se que, no critério de verificação à encurvadura, existe uma assímptota horizontal em torno de 1,0 o que implica que um aumento de rigidez elevado quando o critério de segurança se aproxima da unidade, tenha pouca influência.



O critério é verificado com um diafragma com rigidez de 300 MN/m.

7.7.5. DIMENSIONAMENTO

7.7.5.1. Rigidez

Para dimensionar um diafragma com uma rigidez adequada, modelaram-se os rigidizadores transversais (180 mm x 20 mm) cuja secção efectiva consiste na secção do rigidizador adicionada de uma porção de alma de $15\varepsilon t_w$ para cada lado. Foi negligenciada a resistência da laje.

A secção do travamento será tipo cantoneira. Definindo a sua secção transversal em 150x150x18 obteve-se, aplicando forças unitárias de 1 MN quer com o mesmo sentido quero com sentidos contrários, um deslocamento superior ao necessário para obter uma rigidez de 300 MN/m.

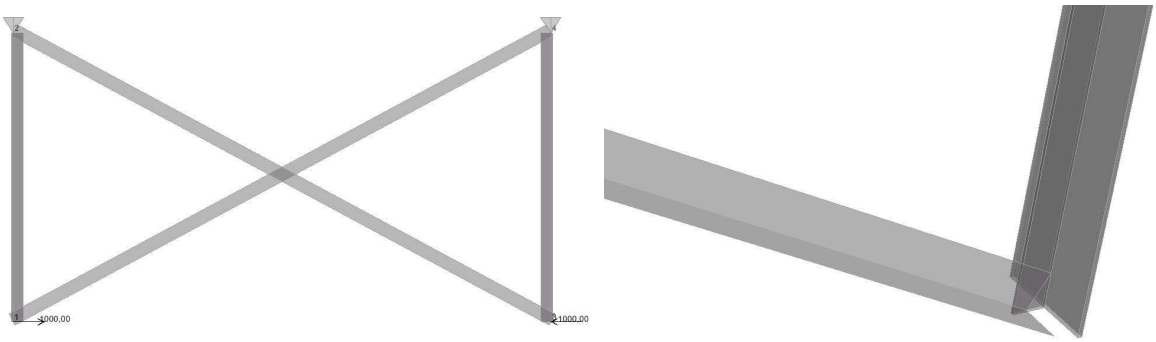
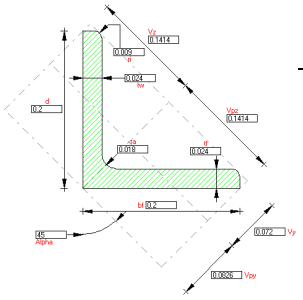


Fig. 7-39 – Modelo do sistema de travamento e pormenor da secção efectiva do rigidizador transversal.

Assim sendo foi necessário proceder ao redimensionamento da secção o que permitiu concluir que apenas uma cantoneira não será suficiente.

Quadro 7-52 – Rigidezes em função da secção do travamento adoptada.



Secção	F [kN]	Δ [m]	K [kN/m]
150x150x18	1000,00	0,0101	99176,83
200x200x20	1000,00	0,00697	143472,02
200x200x24	1000,00	0,00598	167224,08

Adoptando secção em duplo L, costas com costas, com as dimensões 200x24 e sem afastamento entre eles verifica-se a segurança – $\Delta = 0{,}00291\ m$ e $K = 344\ MN$.

7.7.5.2. Resistência e encurvadura

Há ainda que verificar a encurvadura das diagonais quanto à resistência e encurvadura.

Extrapolando a cláusula 6.3.4.2(5) da EN1993-2, as diagonais devem resistir a forças de 1% da força máxima axial no banzo considerado, aplicada transversalmente.

Sobre o apoio a força no banzo inferior chega a aproximadamente 75 MN, o que implica que a força a aplicar seja de 750 kN. A esta situação corresponde um esforço axial nas diagonais de 850 kN.

O vento na direcção perpendicular das vigas será transmitido à viga adjacente pelo diafragma. O valor característico desta acção é de 10 kN/m. Estando os diafragmas afastados 8 m, o valor que a que cada diafragma estará sujeito será, majorando, $1{,}5 \times 8 \times 10 = 120\ KN$. Este valor será repartido, aplicando-se metade em cada diagonal. Como se pode constatar tem pouca importância $(60/750 = 8{,}0\ \%)$ comparativamente ao calculado anteriormente devido à compressão no banzo inferior.

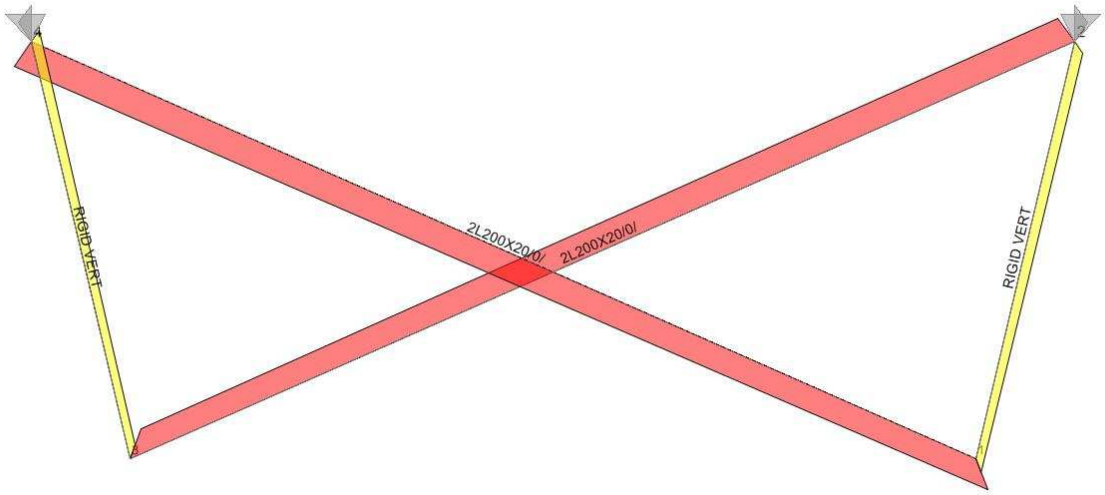


Fig. 7-40 – Esforço axial no sistema de travamento actuado de 1% da força máxima nos banzos.

Geralmente verifica-se também se o travamento tem a resistência necessária para suportar o peso de uma das vigas. Na situação mais desfavorável o peso linear da viga é de aproximadamente 36 kN/m. Estando os diafragmas afastados de 8 m, o peso a suportar será de .

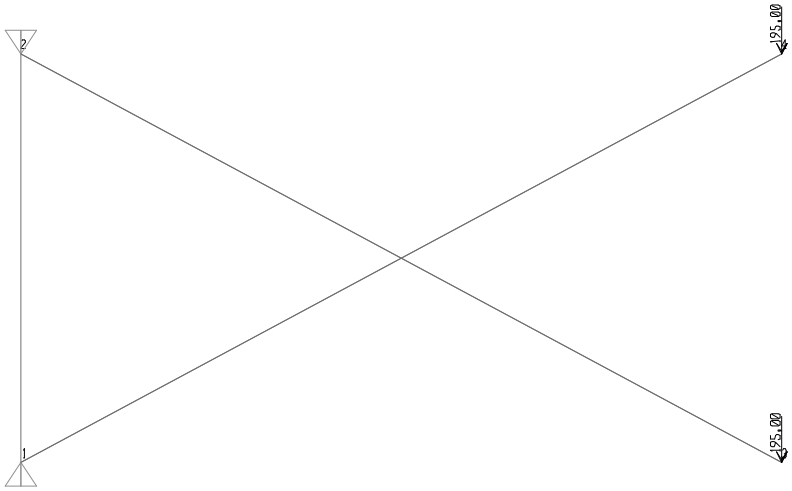


Fig. 7-41 – Forças actuando no sistema de travamento devido ao peso próprio de uma das vigas.

O esforço axial no travamento nesta situação é de aproximadamente 92,5 kN.

A resistência da secção é verificada com .

Quanto à encurvadura também ela é verificada com .

7.8. TRAVAMENTO HORIZONTAL PLANO

O travamento horizontal plano ao nível dos banzos é adoptado, como já foi dito anteriormente, no caso dos diafragmas transversais não terem rigidez adequada para impedir a instabilidade da estrutura.

Segundo alguns autores, isto significa que deve ser adoptado sempre que metade do comprimento de onda da viga deformada seja superior ao afastamento entre travamentos, isto é, sempre que a disposição de um diafragma transversal não obrigue a viga deformada a inverter o sinal da concavidade.

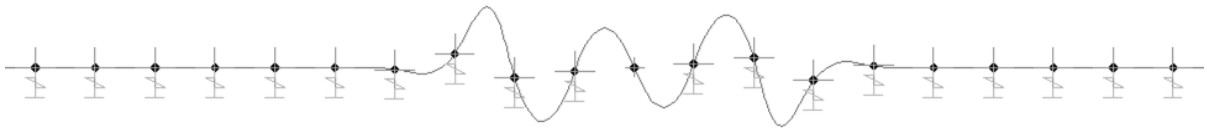


Fig. 7-42 – Deformada da viga – diafragmas com rigidez muito elevada (K=1 GN/m).

É claro, depois de observar a figura que corresponde à deformação da viga com diafragmas extremamente rígidos (K=1 GN/m), que ela se deforma constrangida pela disposição dos diafragmas transversais, alternando o sentido da concavidade da deformada entre eles, não sendo então necessário adoptar travamento horizontal plano.

No caso do diafragma com a rigidez adoptada (K=300 MN/m), é possível visualizar na figura seguinte que o mesmo já não se passa.

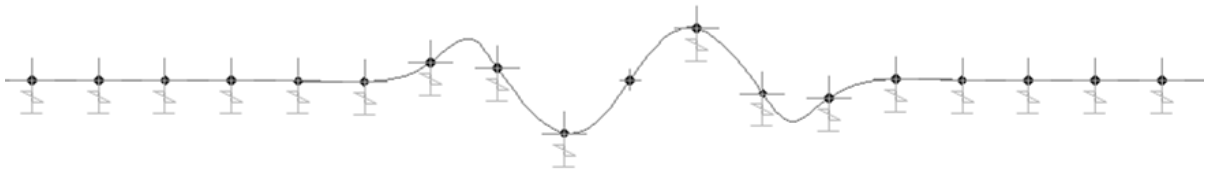


Fig. 7-43 – Deformada da viga – diafragmas com a rigidez adoptada (K=300 MN/m).

Ainda que não seja totalmente evidente que não é necessário adoptar travamento horizontal plano, e uma vez que o comprimento das semi-ondas observadas não é elevado (máximo verificado entre 2 diafragmas nas imediações do apoio) haveria que efectuar um estudo mais pormenorizado relativamente a esta matéria.

O travamento horizontal plano também pode ser utilizado para transferir as acções horizontais transversais ao eixo longitudinal da ponte de uma viga para a outra. Contudo esta função também é assegurada pelo diafragma.

7.9. LAJE DE TABULEIRO

7.9.1. EXPOSIÇÃO

A exposição dos elementos estruturais influencia directamente a classe de betão a adoptar, o recobrimento das armaduras, entre outros factores.

O recobrimento é dado pela soma de um recobrimento mínimo com uma tolerância relativa à execução – EN 1992-1-1 4.4.1.

(7-26)

Toma-se a tolerância como 5 mm. O recobrimento mínimo depende da classe de exposição dos elementos estruturais. No caso em estudo, a classe é XC3 para a parte da estrutura com impermeabilização (face superior do tabuleiro) e XC4 para a parte sem (face inferior da laje).

Isto leva à adopção dum betão de classe superior ou igual a C30/37 – utilizar-se-á C35/45.

A classe estrutural é S4 para as resistências dadas no quadro do Anexo E e para um tempo de vida útil de projecto de 50 anos. O Quadro 4.3N da mesma norma recomenda algumas modificações relativamente à classe:

- Tempo de vida útil de projecto de 100 anos – aumentar 2 classe;
- Elemento com geometria de laje – reduzir 1 classe;
- Garantia especial de controlo da qualidade da produção do betão – reduzir 1 classe.

Assim a classe continua a ser 4 e o recobrimento 30 mm para a face superior e 35 para a inferior – quadro 4.4N da EN 1992-1-1.

7.9.2. DIRECÇÃO TRANSVERSAL

O cálculo em Estado Limite Último seguiu o processo normal e pode ser consultado com maior detalhe em anexo: determinação de esforços na secção transversal com um modelo de barra simplesmente apoiado nas vigas longitudinais (considerando uma faixa de 1m de largura na direcção longitudinal), combinações de esforços para momentos negativos em cima dos apoios e momentos positivos e negativos para meio-vão, determinação da armadura necessária para a flexão e verificação da resistência ao esforço transverso.

De seguida expõem-se resumidamente os resultados mais relevantes.

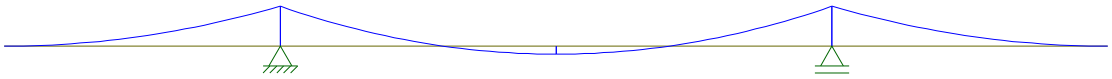


Fig. 7-44 – Modelo de cálculo da laje e diagrama qualitativo de momento flector.

Quadro 7-53 – Resumo da armadura adoptada.

Secção	Esforços			
	M	Armadura	V	Armadura
1/2 Vão	$M_{máx}$=186 kNm $M_{mín}$=-71 kNm	Ø16 // 0,10 m Ø12 // 0,15 m	-	-
Apoio	$M_{mín}$=-243 kNm	Ø20 // 0,125 m	V=211,12 kN	Não necessária.

7.10. CONECTORES

Adoptaram-se conectores de perno de aço S235J2G3 cuja tensão última $f_u = 450\ MPa$.

O cálculo dos conectores em ELU começa, quer a estrutura esteja completamente em regime elástico ou também em regime elasto-plástico, por calcular a força de corte por comprimento.

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I_{mista}} \qquad (7\text{-}27)$$

No cálculo das tensões normais a secção assume-se fendilhada, não contribuindo o betão para a resistência. Contudo no caso dos conectores, e uma vez que a situação mais desfavorável é a secção transversal não estar fendilhada, o que poderá acontecer nalgumas zonas da estrutura, o cálculo faz-se considerando o betão não fendilhado.

A força de corte final calcula-se somando algebricamente as contribuições de cada caso de carga e respeitando o faseamento construtivo. À semelhança do que se faz no cálculo das tensões normais, a razão modular usada para calcular o momento estático e a inércia, é a mesma utilizada no cálculo da força de corte, para cada caso de carga. A força de dimensionamento em cada secção é a maior das forças de corte observadas, recorrendo-se para tal à envolvente do esforço transverso.

$$v_{L,Ed}^{ELU}(x) = max[|v_{mín}(x); v_{máx}(x)|] \qquad (7\text{-}28)$$

O cálculo será feito para o tramo central, que é semelhante aos restantes.

É contra producente estar constantemente a variar o espaçamento dos conectores. Na prática costumam-se considerar zonas da viga em que o nº de conectores e espaçamento será igual.

A zona da secção S1 será dividida em dois troços de 10,00 m e 7,50 m.

A zona da secção S3 será dividida também em dois troços de 12,50 m cada.

A zona da secção S2 possuirá apenas, em regime elástico, um troço de 5,50 m.

A restante porção será dimensionada em regime plástico.

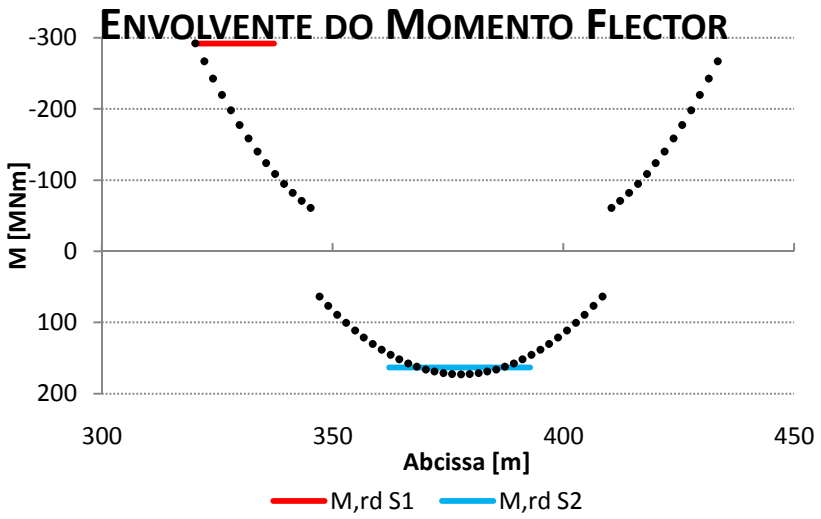


Fig. 7-45 – Envolvente do momento flector para cálculo dos conectores necessários.

Quadro 7-54 – Dimensionamento dos conectores para as zonas em regime elástico.

Secção	Troço	L [m]	X [m]	vL,ED [kN/m]	Nº Conector	Espaça/ [m]	vL,RD [kN/m]
S1	1	10,00	330,00	1317,378	4	0,30	1459,71
	2	7,50	337,50	1151,461	4	0,35	1251,18
S3	1	12,50	350,00	1412,44	4	0,30	1459,71
	2	12,50	362,50	1093,969	4	0,35	1251,18
S2	1	5,50	368,00	1406,664	4	0,30	1459,71

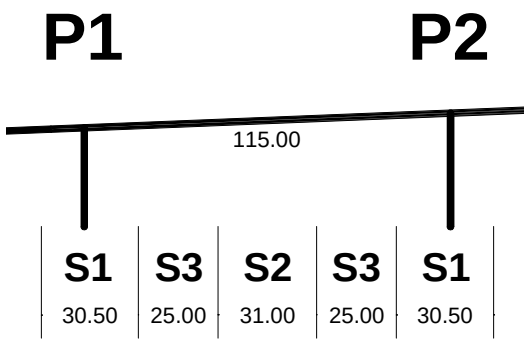


Fig. 7-46 – Secções atribuídas.

Na zona em que o momento actuante é superior ao momento elástico obteve-se uma força axial actuante na laje, para o momento de dimensionamento, de cerca de 32 MN. A força a resistir pelos conectores será a diferença entre essa força e a força que existe na laje quando a secção está em regime elástico.

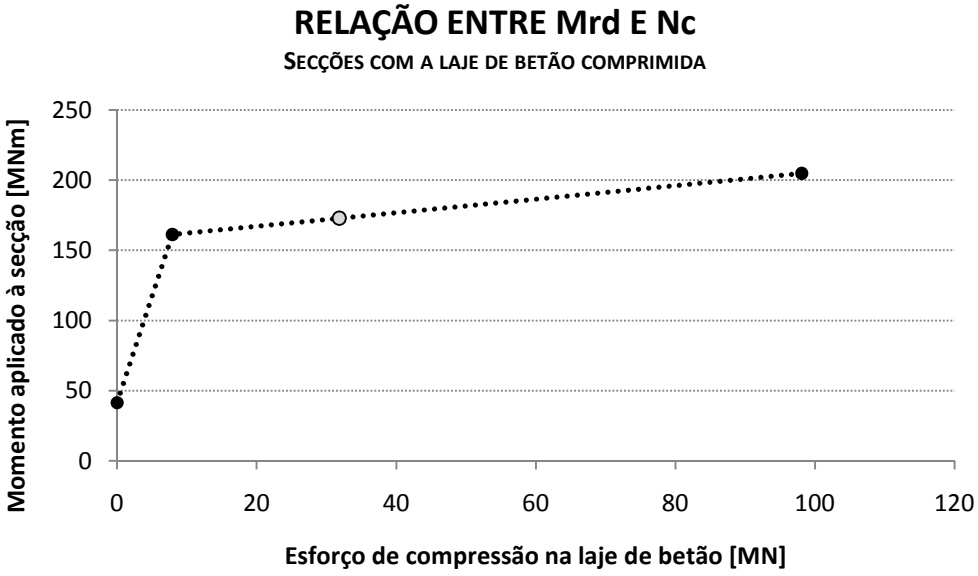


Fig. 7-47 – Relação entre momento actuante e forças de compressão na laje de betão.

Quadro 7-55 – Dimensionamento dos conectores para a zona em regime plástico.

Nsd-Nel [kN]	L (A-B) [m]	vL,ED [kN/m]	Nº Conector	Espaça/ [m]	vL,RD [kN/m]
23930,57	10,00	2393,06	4	0,175	2502,36

Adoptam-se então 4 conectores afastados longitudinalmente 30 cm entre si para toda a viga à excepção das zonas centrais dos tramos interiores que por estarem plastificadas necessitaram de um afastamento inferior: 17,5 cm. Transversalmente os conectores podem estar afastados entre si de 200 mm que cumprem todos os critérios necessários.

Será ainda necessária armadura transversal nas zonas atravessadas pelas superfícies de rotura dos conectores, de modo a prevenir rotura por corte da laje de betão.

Considerando o plano de rotura a-a armadura necessário, por metro, é 27,52 cm^2. Por sua vez, relativamente ao plano b-b a armadura requerida é 17,29 cm^2.

A armadura existente devida à flexão transversal é superior.

Verificando a interacção entre corte e flexão não há problemas já que as duas camadas de armaduras dispostas perfazem 43,23 cm^2/m ao passo que são necessários segundo este critério 38,89 cm^2/m.

7.11. ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Serão verificadas neste ponto as tensões limite no aço estrutural, armadura ordinária e ainda a compressão na laje de betão.

7.11.1. AÇO ESTRUTURAL

Far-se-á a verificação para a secção de apoio sob a acção da combinação característica.

Quadro 7-56 – Tensões na secção S1 – combinação característica ELS.

Carga	Coef.	τ (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
Peso Próprio				
PP-ESTM	1,00	14,75	34,71	33,86
PP-TRAV	1,00	1,56	4,22	4,11
PP-LAJE	1,00	21,30	82,19	80,18
Fase Serviço				
PP-TRCP	1,00	17,88	43,16	46,34
Wz	1,00	11,16	28,54	30,65
gr1a	1,00	36,75	80,29	86,20
	TOTAL	**103,39**	**273,11**	**281,35**

Segundo o critério de Von Mises tanto a tensão na fibra superior (326,58 MPa) como na inferior (333,50 MPa) se situam abaixo da tensão limite – 380 MPa.

7.11.1.1. Compressão no betão

De forma a verificar a linearidade da fluência previamente assumida, a tensão no betão deverá ficar abaixo de $0{,}45 f_{ck}$ para a combinação quase-permanente.

A tensão de compressão na fibra superior da laje de betão nestas circunstâncias é de 2,38 MPa, devida às restantes cargas permanentes e à temperatura, já que a retracção na secção em estudo (meio-vão) é desprezável. Este valor é bastante inferior à tensão limite.

7.11.1.2. Tensão na armadura

A tensão sobre o apoio na armadura é 262,52 MPa considerando já o aumento de rigidez por tracção, o que fica abaixo do limite $0{,}8 \,.\, 500 = 400$ MPa.

7.11.2. CONTROLO DA FENDILHAÇÃO NA LAJE

Neste ponto estuda-se a influência da armadura longitudinal no controlo da fendilhação da laje.

7.11.2.1. Área mínima de armadura

Considerando 1,92 m para z_0, $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3{,}21$ Mpa e uma altura de laje constante de 0,30 m, obtém-se uma área de armadura mínima, para uma tensão máxima de 220 Mpa (que corresponde a varões de 20 mm e abertura de fendas inferior a 0,3 mm), de 190 cm^2 (em 6,50 m de largura de laje).

Pelo menos metade desta armadura deve ser colocada na camada superior.

A armadura adoptada supera esta agora determinada (2 camadas de Ø20 // 0,20 m – A_s=204,2 cm^2).

7.11.2.2. Carregamento indirecto

Calcula-se a tensão na armadura, utilizando A_s =204,2 cm^2 - $\sigma_s = 204{,}7$ MPa.

Recorrendo à tabela 7.1 da EN 1994-2 pode ver-se que para este nível de tensão o diâmetro máximo é 25 mm, e corrigindo devidamente o diâmetro de 20 mm utilizado, dá 18,07 mm o que verifica o critério.

7.11.2.3. Carregamento directo

Em cima do 3º apoio, o momento a aplicar em fase mista é de 50,4 MNm o que implica uma tensão na armadura superior de $\sigma_{s,0} = 69{,}8$ MPa.

Considerando-se o acréscimo de tensão na armadura que advêm do aumento de rigidez do betão entre fendas vem então para tensão na armadura superior $\sigma_s = 69{,}8 + 110{,}34 = 180$ MPa.

Das tabelas 7.1 e 7.2 da EN 1994-2 consultam-se o diâmetro e espaçamento máximos, respectivamente 28,5 mm e 27,5 cm, acima dos adoptados, estando assim a fendilhação controlada.

8

CONCLUSÃO

8.1. NOTAS FINAIS

Interessará certamente, em jeito de síntese, realçar os aspectos principais decorrentes da realização deste trabalho. A procura de soluções acertadas implica investigar o meio envolvente para que a opção tomada seja consciente e sustentada. Assim sendo, o desenvolvimento deste trabalho reveste-se de uma forte componente de investigação que inevitavelmente representa um gasto considerável de recursos à medida que o caminho sinuoso entre princípio e fim se torna mais claro e rectilíneo.

A possibilidade de olhar para trás no final constitui uma oportunidade que não deve ser desperdiçada já que a perspectiva geral que se tem nestas circunstâncias permite identificar os aspectos mais relevantes e hierarquizar a sua importância, o que proporciona a estruturação de uma base sólida de conhecimentos cuja aplicação é valiosa em trabalhos futuros.

8.1.1. SISTEMA ESTRUTURAL

A grandeza do vão a vencer (115 m) associada à largura do tabuleiro da ponte (13 m) tornou apelativa a adopção de um sistema bi-viga, em que as vigas estão espaçadas na direcção transversal de 6,50 m (entre eixos) e a laje do tabuleiro apoia directamente sobre as vigas e é de espessura variável para que o seu peso próprio seja reduzido.

Uma largura superior do tabuleiro poderia ditar a adopção de um apoio intermédio ou de pré-esforço transversal na laje, ou mesmo o apoio da laje não na direcção transversal mas na direcção longitudinal, sobre vigas dispostas perpendicularmente ao eixo da ponte e afastadas de uma distância da ordem dos 5 m. Por outro lado, se o traçado da directriz fosse curvilíneo poderia ditar a adopção de uma secção transversal em caixão para resistir aos esforços de torção, o que não é o caso.

8.1.2. MONTAGEM DA PONTE

As condições do local que se observam junto aos encontros permitem, devido à disponibilidade de espaço, montar a ponte recorrendo ao lançamento incremental, processo adequado já que a cota da rasante é bastante elevada (média de 70 m). Interessa salientar que este sistema implica que a altura da viga seja fixa bem como a largura do banzo inferior para que não sejam necessárias mudanças nos dispositivos que permitem guiar a viga.

Contudo, com o maior vão de 115m, presenciam-se esforços condicionantes para o dimensionamento dos dois primeiros tramos da estrutura empurrada, sendo por isso necessário tomar medidas para contornar esta situação. Pode para isso recorrer-se a várias técnicas já comprovadas neste domínio.

A solução mais imediata seria reforçar as vigas na extensão necessária. Evidentemente que na situação de serviço as vigas estariam sobredimensionadas. Por outro lado acabar-se-ia por estar a aumentar o peso próprio da viga para que ela resistisse precisamente a essa acção o que acaba por ser um pouco contraproducente, apesar do aumento do peso não se dar na extensão que contribui mais significativamente para o agravamento dos momentos flectores (o reforço seria sobretudo junto à "base" da consola onde os maiores esforços ocorrem).

A adopção de um nariz acoplado na frente da estrutura mais leve que a viga empurrada pode resolver o problema até certo ponto, a partir do qual se poderá pensar na utilização de um sistema de atirantamento provisório, que automatizado (pré-esforço orgânico) permite controlar em tempo real a viga, proporcionando uma eficaz redução do momento flector e da flecha na ponta da viga, permitindo que ela suba para o pilar no final do lançamento.

Dada a grandeza do vão (momento da consola é significativamente maior que o da fase de serviço o que levaria a um gasto considerável de material no reforço) e a flecha pronunciada da consola (cerca de 7 m), enveredou-se pela opção do sistema de atirantamento provisório. A viabilidade económica desta solução fica por comprovar, dependendo bastante da disponibilidade de equipamento das entidades envolvidas na construção da obra.

Depois de resolvida a questão do empurre e estando as vigas colocadas na posição definitiva, as pré-lajes são dispostas sendo depois executada a betonagem que as solidariza entre si e às vigas metálicas por meio de conectores.

8.1.3. DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO TRANSVERSAL

O dimensionamento de uma viga contínua de secção variável é um processo iterativo, já que a cada secção correspondem propriedades diferentes (peso próprio, inércia…) que modificam os esforços. Numa fase primária são desejáveis algumas simplificações, evoluindo o dimensionamento gradualmente em direcção a um maior refinamento. O dimensionamento baseou-se nos Eurocódigos.

Após a determinação das acções e combinações relevantes, foram aplicadas as cargas correspondentes no modelo linear, com secção constante em toda a extensão da ponte. Foi feita uma análise global elástica e determinados os esforços, possibilitando o dimensionamento provisório das duas secções transversais inicialmente consideradas – uma para as zonas de vão e outra para as zonas de apoio. Nas do primeiro tipo, o proporcionamento efectuou-se recorrendo a uma análise local plástica enquanto nas do segundo a análise foi elástica, de acordo com a classificação de secções realizada.

A propósito do tipo de análise local, destaca-se que, se no caso dos vãos é claro que se pode aproveitar a capacidade resistente plástica da secção (a linha neutra situa-se naturalmente numa posição subida que deixa a alma totalmente traccionada), nas zonas dos apoios assim não é e por isso foi feito um estudo que permitiu tomar uma decisão. De uma maneira geral, o cálculo plástico permitido apenas em secções de classe 1/2 é bastante vantajoso sob o ponto de vista da facilidade de cálculo, já que evita a determinação de secção efectiva, aplicação de cargas faseada de acordo com o processo construtivo e respectivas distribuições de tensões, etc. Verifica-se na secção de apoio que, dada a esbelteza da alma, basta aumentar um pouco a espessura do banzo para que a linha neutra se desloque para uma posição em que o cálculo plástico é possível. Obviamente que a posição "natural" da linha neutra não é esta e por isso se perde em eficiência, motivo pelo qual esta opção não foi tomada.

Todos os fenómenos relevantes foram tidos em conta: *shear lag*, encurvadura, fluência, retracção e fissuração do betão. Foram analisadas três situações distintas: situação de lançamento incremental, em betonagem e em serviço. As repercussões do faseamento construtivo nos esforços finais foram consideradas.

Saliente-se que, ainda a propósito do dimensionamento da secção na zona de vão em situação de betonagem, se investigou o aumento da capacidade resistente da secção metálica às tensões normais através do uso de nervuras de rigidez longitudinais bem como através do aumento da espessura das chapas dos banzos. Compararam-se estas duas situações com dois extremos: não consideração de alma e alma totalmente efectiva. A pertinência desta análise prende-se com a cláusula 5.5.2(12) da EN 1993-1-1 que permite ignorar o contributo da alma por completo na resistência às tensões normais, podendo assumir-se que resiste apenas ao esforço transverso. Esta cláusula tem um enorme impacto na quantidade de cálculo efectuada o que lhe confere muitíssimo interesse. De facto, a determinação da secção efectiva de uma peça com alma esbelta reforçada longitudinalmente é algo complexa e constitui um processo bastante moroso e com intermináveis meandros que pode ser facilmente ultrapassado recorrendo a essa cláusula conforme se demonstrou no capítulo 7.

Foi ainda investigada a possível inserção de uma laje de betão em posição inferior e entre vigas, destinada a fechar a solução bi-viga transformando-a num caixão sobre os apoios, recurso usualmente designado por dupla acção mista. Verificou-se que apesar do aumento considerável de peso que advém da utilização desta solução (cerca de 13,50 kN/m depois de contabilizado o aço dispensado e o betão utilizado) as repercussões que daqui advêm nos esforços finais são diminutas (aumento de 16,50% do peso próprio da secção reflecte-se num aumento de aproximadamente 1% no momento flector devido ao peso próprio). Assim sendo, a opção pela utilização da dupla acção mista sobre os apoios terá de ser avaliada sobretudo tendo em conta razões estéticas, económicas e funcionais.

Uma vez que a espessura das chapas utilizadas estava ainda dentro de limites aceitáveis (abaixo de 150 mm) esta opção foi posta de lado. Ainda assim seria certamente uma alternativa válida e possivelmente mais económica, sobretudo em locais onde esteja disponível mão-de-obra a baixo custo.

O dimensionamento seguiu com a definição de mais duas secções com o objectivo de melhor adequar a capacidade resistente aos esforços da estrutura, agora já calculados com um modelo considerando as propriedades relativas a cada secção bem como todas as acções.

8.1.4. OUTROS ASPECTOS

As nervuras de rigidez transversais intermédias foram dispostas com um espaçamento de 4 m e dimensionadas de forma a serem rígidas e estarem em conformidade com os pressupostos assumidos no cálculo do esforço transverso resistente, bem como as relativas às extremidades da viga. Foram ainda utilizadas nervuras de rigidez longitudinais na zona dos apoios para aumentar a resistência.

Os diafragmas transversais espaçados de cerca de 8 m foram dimensionados com a rigidez adequada de forma a impedirem a encurvadura da viga. Adoptaram-se diafragmas em X constituídos por uma secção transversal de duplo L, costas com costas. A sua resistência foi também verificada, sob a acção do vento, de 1% da força máxima de compressão no banzo inferior sobre o apoio e do peso próprio de uma viga.

Quanto ao travamento horizontal plano, o estudo feito revelou-se inconclusivo, sendo necessário investigar um pouco mais no sentido de perceber se seria de facto necessária a sua adopção.

Por sua vez, a laje de tabuleiro foi dimensionada de acordo com os Eurocódigos, apoiando-se transversalmente nas vigas longitudinais. Os conectores foram dimensionados em regime elástico na sua quase totalidade, à excepção do troço central de cada vão.

Foram verificados os estados limites de serviço relativamente às tensões no aço estrutural, no betão e na armadura ordinária. Controlou-se a fendilhação de forma indirecta através da disposição de armadura com diâmetro e espaçamento adequado.

8.2. DESENVOLVIMENTOS ADICIONAIS

O projecto do tabuleiro de uma ponte mista com um vão considerável envolve o estudo de uma grande variedade de aspectos, e é bastante exigente sob todos os pontos de vista.

Por um lado, a investigação patente neste trabalho, desenvolvida ao longo de todo o seu curso, e fundamental para sustentar e orientar o projecto em si, é imprescindível mas também consumidora de recursos, que são finitos. Por outro, o objectivo em si, o projecto do tabuleiro da ponte desenvolvido a par da investigação, dela depende e nela se apoia.

Assim, apesar do empenho inerente à realização deste trabalho seria inevitável ficarem de fora alguns aspectos, não menos importantes no projecto de pontes mistas mas talvez mais particulares e menos interessantes de tratar no âmbito, forçosamente abrangente, do trabalho aqui desenvolvido, que com uma duração finita e por isso bastante limitativa implica obviamente a selecção criteriosa dos conteúdos a tratar, de entre um vasto universo de possibilidades.

É o caso, por exemplo, do estudo da fadiga, fenómeno importante nas estruturas metálicas, de um estudo mais aprofundado do travamento horizontal plano, da optimização do sistema de atirantamento provisório, entre outros aspectos.

BIBLIOGRAFIA

[1] Abecassis, Engº. Tiago- *Concepção de Estruturas Mistas Aço-Betão*, 2009.

[2] *ArcelorMittal*. Disponível em WWW: <http://www.arcelormittal.com/>.

[3] Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Comisión 5. Grupo de trabajo 5/3 "Puentes mixtos"- *Comprobación de un tablero mixto*. Madrid: 2006.

[4] B. Johansson, R. Maquoi, G. Sedlacek, C. Müller, D. Beg- *Commentary and Worked Examples To EN 1993-1-5 "Plated Structural Elements"*. 2007. Disponível em WWW: <www.fgg.uni-lj.si/kmk/EUR22898EN.pdf>.

[5] BETAR Consultores, Lda.- *Ponte de Penacova sobre o Rio Mondego - Substituição do tabuleiro*.

[6] Branco, Carlos Augusto Gomes de Moura- *Mecânica dos materiais*. 3ª. ed. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian, 1998. ISBN 972-31-0825-9.

[7] Brasil. Ministério dos Transportes - Departamento Nacional de Infra-Estruturas de Transportes - Directoria de Planejamento e Pesquisa - Instituto de Pesquisas Rodoviárias- *Manual de Inspecção de Pontes Rodoviárias 2ª Edição*. Rio de Janeiro: 2004.

[8] CEN- *EN 10025-1 Hot rolled products of structural steels - Part 1: General technical delivery conditions*. Brussels: CEN, 2004.

[9] CEN- *EN 10025-2 Hot rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels*. Brussels: CEN, 2004.

[10] CEN- *EN 10025-3 Hot rolled products of structural steels - Part 3: Technical delivery conditions for normalized/normalized rolled weldable fine grain structural steels*. Brussels: CEN, 2004.

[11] CEN- *EN 10025-4 Hot rolled products of structural steels - Part 4: Technical delivery conditions for thermomechanical rolled weldable fine grain structural steels*. Brussels: CEN, 2004.

[12] CEN- *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions (final draft prEN1991-1-5)*. Brussels: CEN, 2002.

[13] CEN- *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges (final draft prEN1991-2)*. Brussels: CEN, 2002.

[14] CEN- *Eurocode 2: Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges (prEN 1993-2)*. Brussels: CEN, 2004.

[15] CEN- *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements (BS EN 1993-1-5)*. Brussels: CEN, 2006.

[16] CEN- *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges (EN 1994-2)*. Brussels: CEN, 2005.

[17] CEN- *Eurocode - Basis of structural design (final draft prEN 1990)*. Brussels: CEN, 2001.

[18] CEN- *Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Bruxelas: CEN, 2002.

[19] CEN- *Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (EN 1993-1-1)*. Bruxelas: CEN, 2005.

[20] Chatterjee, Sukhen- *The Design of Modern Steel Bridges (2nd Edition)*. Blackwell Science Ltd., 2003. ISBN 0-632-05511-1.

[21] Collings, David- *Steel-Concrete Composite Bridges*. London: Thomas Telford, 2005. ISBN 0727733427.

[22] Corus Construction & Industrial- *Europen structural steel standard EN 10025:2004: Explanation and comparison to previous standards*. 2004.

[23] CT 115 (LNEC)- *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (NP EN 1992-1-1)*. IPQ, 2008.

[24] Davaine, Laurence, Imberty, Florent & Raoul, Jöel- *Guidance book: Eurocodes 3 and 4 - Application to steel-concrete composite road bridges*. SETRA, 2007. Disponível em WWW: <http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/US_0720A_Calculationcomposite_Eurocode3_4.pdf>

[25] Demetrios E. Tonias, P.E.- *Bridge Engineering, Second Edition*. Mcgraw-Hill, 1995. ISBN 9780071459037.

[26] Denton, Dr. Steve- *Design of Highway Structures Using Eurocodes: Parsons Brinckerhoff*.

[27] Deparamento de Engenharia Civil - FCT da Universidade de Coimbra- *Apontamentos da disciplina de Estruturas Mistas Aço-betão*.

[28] Departamento de Engenharia de Estruturas - EESC - Universidade de São Paulo- *Introdução aos Elementos Mistos de Aço e Concreto - Material didáctico*. Disponível em WWW: <http://www.set.eesc.usp.br/cursos/SET5910/ana/>.

[29] Dias, João Roque- Terminologia da Soldadura em Português Europeu. *Confluências - Revista de tradução científica e técnica*. n.º Nº 2 (2005), p.112-148.

[30] ENERPAC- *Flexible hydraulic system launches four different bridges - Teruel, northeast Spain*. Disponível em WWW: <http://enerpac.com/>.

[31] Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo- *Departamento de Engenharia de Estruturas*. Disponível em WWW: <http://www.set.eesc.usp.br/public/main/disciplinas.php>.

[32] *"Eurocodes: Background and applications" workshop*. Disponível em WWW: <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=332>.

[33] European Convention for Constructional Steelwork- *2008 ECCS Statistical Bulletin: Market Development and Promotional Session - 2007*. 2008.

[34] Faculdade de Belas Artes - Universidade do Porto- *Como elaborar referências bibliográficas: Formação 2009*, 2009. Disponível em WWW: <http://sigarra.up.pt/fbaup/web_base.gera_pagina?p_pagina=2459>.

[35] *Fairfield-Mabey Ltd.* Disponível em WWW: <http://www.fairfieldmabey.com/>.

[36] Ferraz, Albano Manuel Silva- *Dimensionamento Óptimo de Pontes Mistas Rodoviárias de Pequeno Vão*. Porto: Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto, 2009.

[37] G.J. Hancock, Mark A. Bradford- *Advances in Structures: Proceedings of the International Conference Asscca 2003*. Taylor & Francis, 2003. ISBN 978-9058095886.

[38] Gervásio, Luis Simões da Silva e Helena- *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados, Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas de Aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras*

para edifícios, Parte 1-5: Estruturas constituídas por placas. CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007. ISBN 978-972-98376-8-5.

[39] Gomes, Carlos Manuel Marques- *Pontes Mistas - Concepção, Projecto, Execução e Investigação*. Escola de Engenharia - Universidade do Minho, 1999.

[40] Helsinki University of Technology- *Laboratory of Steel Structures*. Disponível em WWW: <http://www.tkk.fi/Units/Civil/Steel/Studies/>.

[41] Iles, David C.- *Design Guide for Composite Highway Bridges - SCI*. London: Spon Press, 2001. ISBN/ISSN 0-203-30131-5.

[42] J.S. Cruz, Paulo, Valente, Isabel, Veríssimo, Gustavo, Paes, José L. R. & Fakury, Ricardo- *Desenvolvimentos recentes no domínio da conexão aço-concreto no contexto das estruturas mistas*.

[43] L. Gardner, D. A. Nethercot- *Designers' Guide to EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of Steel Structures, General Rules and Rules for Buildings*. London: Thomas Telford Ltd., 2005. ISBN 07277-3163-7.

[44] LaViolette, Mike- *Bridge Construction Practices Using Incremental Launching*. 2007. Disponível em WWW: <http://www.trb.org/NotesDocs/20-07(229)_FR.pdf>.

[45] Lúcio, Válter- *Bases de Projecto e Acções: Estruturas de Betão Armado I*, 2006.

[46] Lucko, Gunnar- *Means and Methods Analysis of a Cast-In-Place Balanced Cantilever Segmental Bridge: The Wilson Creek Bridge Case Study*. Virginia Tech, 1999.

[47] M. J. Ryall, G. A. R. Parke, J. E. Harding, Institution of Civil Engineers (Great Britain)- *The Manual of Bridge Engineering*. London: Thomas Telford Ltd., 2000. ISBN 9780727727749.

[48] Manutan- *Rails de protecção*. Disponível em WWW: <http://www.manutan.pt/rails-de-proteccao_MDL1227174867121987.html#>.

[49] Marchão, C.- *Estruturas de Betão II -Folhas de apoio às aulas (IST - DECivil): Módulo 2 - Lajes de Betão Armado*. 2008.

[50] Mertz, Dennis R.- *Designers' Guide to Cross-Frame Diaphragms*. 2001. Disponível em WWW: <http://www.steel.org/AM/>.

[51] Miguel Goméz Navarro, Jean-Paul Lebet, Roland Beylouné- Launching of Vaux Viaduct. *Structural Engineering International*. (2000).

[52] Ministerio de Fomento- *Manual de aplicación de las Recomendaciones RPM-RPX/95*. Madrid: Centro de Publicaciones - Secretaria Geral Técnica - Ministerio de Fomento, 2002. ISBN 8449804906.

[53] Ministério dos Transportes - DNER - DST - DCT- *Manual de Projecto de Obras-de-Arte Especiais*. Rio de Janeiro, 1996.

[54] Nardin, Prof. Dra. Silvana de- *Comportamento conjunto entre aço e concreto: Introdução às estruturas mistas de aço e concreto*, 2008.

[55] Northwest, Haig Gulvanessian - ICE- *The Structural Eurocodes A new Era for Concrete*, 2008.

[56] Ordem dos Engenheiros- *Seminário - Concepção, Projecto e Construção de Estruturas Mistas*, 2009. Disponível em WWW: <http://www.ordemengenheiros.pt/Default.aspx?tabid=3270>.

[57] Pavimir - Belmiro & Barreira, Lda.- *Lancis*. Disponível em WWW: <http://www.pavimir.pt/pavimentos/lancil.htm>.

[58] Pina, Carlos- *Eurocódigos estruturais - ponto da situação*, 2008. [Consult. Maio 2009]. Disponível em WWW: <http://estruturas2008.lnec.pt/20_document/S4B.pdf>.

[59] Pinto, Engº Luís Leite- *Uma Apresentação Geral dos Eurocódigos Estruturais: Ingenium*. Disponível em WWW: <http://www.ordemengenheiros.pt/Portals/0/ing99-destaque-2.pdf>.

[60] R. Johnson, C.R. Hendy- *Designers' Guide to EN 1994-2 Eurocode 4: Design Of Composite Steel And Concrete Structures Part 2, General Rules And Rules For Bridges*. London: Thomas Telford Ltd., 2006. ISBN 9780727731616.

[61] R. P. Johnson, D. Anderson- *Designers' Guide to EN 1994-1-1 Eurocode 4: General Rules and Rules for Buildings Part 1, Design of Composite Steel and Concrete Structures*. London: Thomas Telford Ltd., 2004. ISBN 9780727731517.

[62] Reis, Prof. A.J.- *Apontamentos da Disciplina de Pontes - Instituto Superior Técnico*.

[63] Roddis, W. M. Kim- *Cross-frame Diaphragm Bracing of Steel Girder Bridges*. 2008.

[64] Rosignoli, Marco- *Bridge Launching*. London: Thomas Telford Ltd., 2002. ISBN 9780727731463.

[65] Saul, R.- Cost aefficient design and construction of major steel composite bridges. *Revue de Métallurgie - Cahiers d'informations techniques*. n.º 3 (2001), p.305-317. Disponível em WWW: <http://www.revue-metallurgie.org/articles/metal/pdf/2001/03/saul.pdf>.

[66] SDI - Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto- *Endnote*, 2007. [Consult. Maio]. Disponível em WWW: <http://paginas.fe.up.pt/~sdinf/index.php/publisher/articleview/frmArticleID/24/>.

[67] Silva, Pedro Miguel- *Construção de viadutos por deslocamentos sucessivos com recurso ao sistema OPS*. Porto: Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto, 2009.

[68] Simões, Rui A. D.- *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas, Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas Metálicas, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (2ª EDICÃO)*. CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2005. ISBN 978-972-98376-9-2.

[69] *Steel Bridge Design Handbook*. Disponível em WWW: <http://www.aisc.org/contentNSBA.aspx?id=20244>.

[70] The European Steel Design Education Programme- *ESDEP Course*. Disponível em WWW: <http://www.esdep.org/members/master/toc.htm>.

[71] The Steel Construction Institute- *Bridge Design to the Eurocodes: Simplified rules for use in student projects (RT1156)*. 2007.

[72] Valente, Isabel & Cruz, Paulo J. S.- Experimental analysis of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete. *Journal of Constructional Steel Research*. (2003). Disponível em WWW: <http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/2460/1/sdarticle.pdf>.

[73] VSL- *The Incremental Launching Method in Prestressed Concrete Bridge Construction*. 1977.

[74] Yura, Joseph A.- *Fundamentals of Beam Bracing*. Disponível em WWW: <http://www.webs1.uidaho.edu/ce542/38_1_011-FundamentalsOfBeamBracing-Yura.pdf>.

ANEXO A

ACÇÕES E COMBINAÇÕES - EUROCÓDIGO

ACÇÕES E COMBINAÇÕES – EUROCÓDIGO

A.1. CLASSIFICAÇÃO DE ACÇÕES

As acções a aplicar à ponte com vista ao seu dimensionamento estrutural estão especificadas na EN 1991: Acções em Estruturas e têm uma natureza diversa. A classificação, segundo a variação das acções no tempo, instituída pelas normas europeias consta na EN 1990: Bases de Dimensionamento, em 4.1.1(1):

- Permanentes (G) – e.g. peso próprio das estruturas, equipamento fixo, pavimentos e acções indirectas causadas pela retracção e assentamentos diferenciais;
- Variáveis (Q) – e.g. cargas aplicadas nos pisos, vigas e coberturas dos edifícios, cargas devidas ao vento ou à neve;
- Acções acidentais (A) – e.g. explosões, impactos de veículos.

As acções devidas a neve ou sismo podem ser classificadas como variáveis ou acidentais dependendo da localização da construção. As acções relativas a água podem ser consideradas permanentes ou variáveis de acordo com a variação da sua magnitude no tempo.

As acções também podem ser classificadas segundo a sua origem, variação espacial ou natureza.

Nos Eurocódigo 1 e 8 encontram-se, relevantes para o projecto em questão:

- EN 1991-1-1: Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas;
- EN 1991-1-2: Acções em estruturas expostas ao fogo;
- EN 1991-1-3: Acções da neve;
- EN 1991-1-4: Acções do vento;
- EN 1991-1-5: Acções térmicas;
- EN 1991-1-6: Acções durante a construção;
- EN 1991-1-7: Acções de acidente;
- EN 1991-2: Acções de tráfego em pontes;
- EN 1998-2: Resistência ao sismo – aplicação em pontes.

Cada acção deve ser descrita por um modelo sendo geralmente quantificada por um escalar que pode ter vários valores representativos.

A.2. MAGNITUDE DAS ACÇÕES

Este assunto é tratado na secção 4 da EN 1990.

A.2.1. VALOR CARACTERÍSTICO

O valor característico duma acção é o principal valor que a representa e define-se da seguinte forma:

- Acções permanentes, *G*
  - Se a variabilidade de *G* for pequena, pode ser utilizado apenas um valor G_k, igual ao valor médio;
  - Se a variabilidade de *G* não for pequena, dois valores devem ser usados, $G_{k,inf}$ e $G_{k,sup}$, o primeiro correspondente ao quantilho de 5% e o segundo ao de 95% da distribuição estatística de *G* assumida como sendo Gaussiana.

  O peso próprio da estrutura pode ser representado por um valor característico único e calculado com as dimensões nominais, indicadas nas peças desenhadas, e valores médios de massa.

- Acções variáveis, *Q*
  - Valor superior com uma probabilidade de não ser excedido ou;
  - Valor inferior com uma probabilidade de não ser alcançado ou;
  - Valor nominal quando não se conhece uma distribuição estatística que modele a acção.

- Acções acidentais, *A*
  - O valor de dimensionamento A_d deve ser especificado individualmente para cada projecto;

- Acção sísmica, A_E
  - O valor de dimensionamento A_{Ed} deve ser calculado a partir de A_E ou especificado individualmente para cada projecto;

A.2.2. OUTROS VALORES REPRESENTATIVOS

- Valor de combinação – representado pelo produto $\psi_0 Q_k$ usado para verificação em estados limite últimos e estados limite de serviço irreversíveis;
- Valor frequente - representado pelo produto $\psi_1 Q_k$ usado para verificação em estados limites últimos envolvendo acções acidentais e estados limite de serviço reversíveis. No caso das cargas de tráfego actuantes em pontes, estes valores são determinados com base num período de retorno de uma semana;
- Valor infrequente – representado pelo produto $\psi_{1,infq} Q_k$ usado para verificação de certos estados limites de serviço especificamente para tabuleiros de pontes de betão ou partes de betão de tabuleiros de pontes. Apenas para acções de tráfego, temperatura e vento;
- Valor quase-permanente - representado pelo produto $\psi_2 Q_k$ usado para as mesmas verificações que o valor frequente além de efeitos de longa duração. No caso do vento ou das cargas de tráfego actuantes em pontes, usualmente é considerado nulo.

A.3. MATERIAIS

As propriedades dos materiais devem ser representadas pelo seu valor característico.

Os parâmetros relativos à rigidez estrutural e o coeficiente de expansão térmica devem ser representados pelo valor médio.

Quando não há dados estatísticos suficientes para determinar uma propriedade de um material, o valor característico pode tomar-se igual ao valor nominal ou pode determinar-se directamente um valor de dimensionamento.

Quando o valor mais baixo de um material ou propriedade for desfavorável, o valor característico deve ser o relativo ao quantilho de 5%. Quando, por sua vez, o valor mais alto de um material ou propriedade for desfavorável, o valor característico deve ser o relativo ao quantilho de 95%, como se exemplifica de seguida.

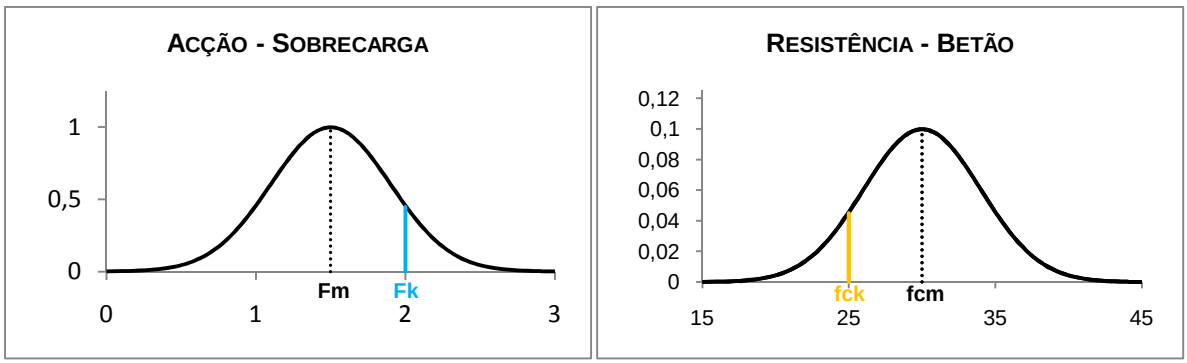


Fig. A-1 – Distribuições probabilísticas relativas à sobrecarga e à resistência à compressão do betão

Neste caso, o valor da sobrecarga médio é de 1,5 KN/m^2 e o valor característico é de 2 KN/m^2 cuja probabilidade de ser excedido é de 5%. Por sua vez, a resistência do betão média é de 30 MPa e o seu valor característico é de 25 MPa, com uma probabilidade de não ser atingido de apenas 5%.

Esta filosofia faz com que a segurança seja garantida com elevada probabilidade.

A figura seguinte ilustra o ponto onde o valor da acção iguala o valor da resistência. Entre o valor de dimensionamento da acção E_k e o valor de dimensionamento da resistência R_k encontra-se a zona de segurança.

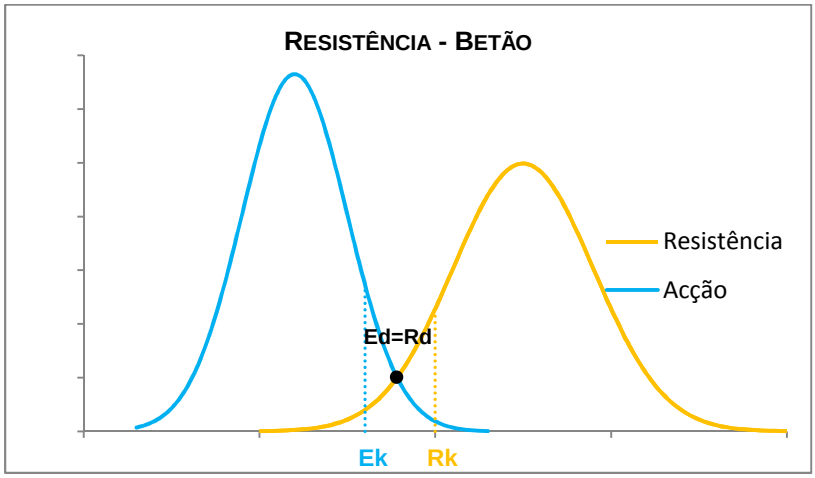


Fig. A-2 – Distribuições probabilísticas Acção vs. Resistência (traçado qualitativo)

A.4. ACÇÕES PERMANENTES

O peso próprio total dos elementos estruturais e não estruturais deve ser tido em conta nas combinações de acções como uma acção independente.

A.4.1. PESO PRÓPRIO

Na maioria dos casos, o peso próprio pode ser representado por um único valor característico e pode ser calculado com base nas dimensões nominais (indicadas nas peças desenhadas) e nos valores característicos (geralmente iguais aos nominais) dos pesos volúmicos correspondentes, e diz respeito à estrutura e aos elementos não estruturais, incluindo equipamentos fixos e também peso de terras e do balastro.

Os valores nominais dos pesos volúmicos podem ser encontrados na EN 1991-1-1 Anexo A.

A.4.1.1. Elementos estruturais

- Betão armado da laje do tabuleiro - 25 KN/m^3
- Aço das vigas, travamentos e outros elementos estruturais - 77 KN/m^3

A.4.1.2. Elementos não estruturais:

- Impermeabilização, acabamento de superfície e outros revestimentos de pontes – a determinação dos valores característicos superior e inferior, uma vez que a variabilidade da espessura pode ser elevada, deve ter em conta o desvio da espessura total em relação ao valor nominal.

  O desvio deve ser considerado igual a ±20% se no valor nominal estiver incluído um revestimento pós-execução, e a +40% e -20% se esse revestimento não estiver incluído. O peso volúmico nominal do betão betuminoso pode ser considerado igual a 25 KN/m^3.
- Vigas de bordadura, corrimãos, guardas de segurança, guarda-corpos, lancis e outros equipamentos de pontes, juntas/cavilhas, cofragens perdidas – os valores característicos devem ser considerados iguais aos valores nominais.

<u>Barreiras de segurança</u>

O peso das barreiras de segurança ou “auto-safes” também foi considerado actuando na ponte. Após consulta de catálogo adoptou-se um valor de 0,50 KN/m.

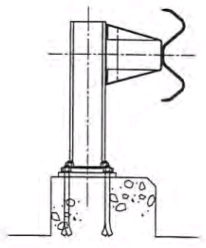


Fig. A-3 – Barreira de segurança.

Guarda-corpos

Prevê-se a disposição de guarda-corpos nos limites exteriores dos passeios com cerca de 1,10 m de altura, semelhantes ao ilustrado na figura seguinte.

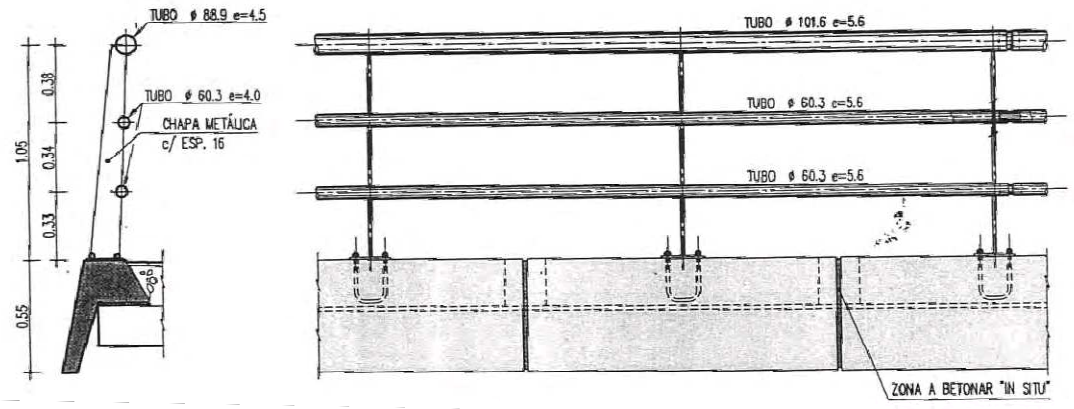


Fig. A-4 – Guarda-corpos.

Lancil

Será considerado um lancil do tipo apresentado na figura seguinte.

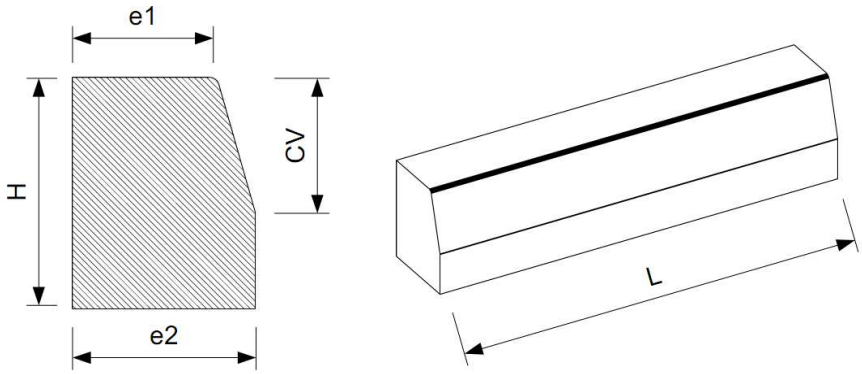


Fig. A-5 – Lancil.

Após consulta das fichas técnicas relativas a material deste tipo adoptou-se para carga linear 1 KN/m.

Passeios

Foi considerado um passeio de 0,20 m de altura e 1 m de largura de cada lado do tabuleiro. Considerou-se um peso volúmico de 25 KN/m^3.

Viga de bordadura

Prevê-se também a existência de uma viga de bordadura nos extremos de tabuleiro de peso 3 KN/m.

As cargas consideradas relativas a elementos não estruturais resumem-se em seguida.

Quadro A-1 – Elementos não estruturais (peso próprio).

Acções Permanentes	**Peso volúmico [KN/m^3]**	**Carga linear [KN/m]**
Barreiras de segurança	-	0,50
Guarda-corpos	-	1,50
Lancil	24	1,00
Passeios	25	5,00
Viga de bordadura	25	3,00

A.4.2. RETRACÇÃO

A retracção é a diminuição do volume do betão independentemente do estado de tensão da peça, devida à perda de água e tem essencialmente duas origens:

- Autógenea – retracção devida à hidratação do cimento, começando logo após a betonagem e tendo uma duração curta – $\varepsilon_{ca}(t)$;
- Por secagem – retracção devida à evaporação progressiva da água contida no betão, começando logo após a betonagem e prolongando-se ao longo da vida da obra – $\varepsilon_{cd}(t)$.

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) \qquad (A\text{-}1)$$

Ela depende da humidade e temperatura relativa ambiente, da consistência do betão na altura da betonagem, da forma do elemento, entre outros factores.

É tida em conta aplicando na estrutura, uma força axial no centróide do elemento que sofre retracção, neste caso a laje de betão, capaz de produzir uma extensão equivalente à total extensão de retracção determinada, somando a que tem origem autógenea com a motivada por secagem.

A.4.2.1. Autógenea

Calculada através das seguintes expressões:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0{,}2t^{0{,}5}) \qquad (A\text{-}2)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5\left(f_{ck} - 10\right).10^{-6} \qquad (A\text{-}3)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t).\varepsilon_{ca}(\infty) \qquad (A\text{-}4)$$

Quando $t \to \infty$ vem, para o valor da retracção autógenea total, $\varepsilon_{ca}(\infty) = \varepsilon_{ca}(\infty)$.

A.4.2.2. Secagem

Esta parcela da retracção prolonga-se ao longo da vida da estrutura e pode ser estimada pela expressão:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s).k_h.\varepsilon_{cd,0} \qquad (A\text{-}5)$$

A extensão por secagem de referência, $\varepsilon_{cd,0}$, pode ser calculado através de

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85\left[(220 + 110.\propto_{ds1}).exp\left(-\propto_{ds2}.\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)\right].10^{-6}.\beta_{RH} \qquad (A\text{-}6)$$

Em que β_{RH} é um factor que tem em conta a humidade relativa a que se encontra sujeita a estrutura.

$$\beta_{RH} = 1{,}55\left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] \qquad (A\text{-}7)$$

As quantidades f_{cm}, $\propto_{ds1}$ e $\propto_{ds2}$ valem 10 MPa, 4 e 0,12 respectivamente. Estes dois últimos valores são para cimento da classe N.

k_h é um factor que depende da espessura equivalente $h_0 = 2\frac{A_c}{u}$ em que A_c é a área da secção transversal do betão e u o perímetro da secção exposta a secagem.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0{,}04\sqrt{h_0^3}} \qquad (A\text{-}8)$$

Segundo o Eurocódigo 4, 5.4.2.2(4) a idade no carregamento deve ser considerado como sendo um dia para a retracção, logo na expressão anterior t_s=1.

Para tempo infinito vem, para a retracção total por secagem,

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h . \varepsilon_{cd,0} \qquad (A\text{-}9)$$

A.4.3. FLUÊNCIA

A fluência é a deformação que ocorre, ao longo do tempo, para além da deformação elástica instantaneamente provocada numa peça pela aplicação de uma carga, sem quer para isso seja necessário aumentar a tensão.

O coeficiente de fluência, $\varphi(t,t_0)$, é determinado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) \qquad (A\text{-}10)$$

onde φ_0 é o coeficiente nominal de fluência e $\beta_c(t, t_0)$ é o coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento. φ_0 toma a seguinte expressão:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) \qquad (A\text{-}11)$$

em que φ_{RH} é um factor que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência, que para betões com resistência média à compressão, f_{cm} superiores a 35MPa, pode ser assim calculado:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0{,}1 \times \sqrt[3]{h_o}} \times \alpha_1\right] \times \alpha_2 \qquad (A\text{-}12)$$

RH é a humidade relativa do meio ambiente, em percentagem.

A variável h_0 é a espessura equivalente do elemento que toma a seguinte expressão, em mm:

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} \qquad (A\text{-}13)$$

A_c é a área da secção transversal, que na expressão vem em mm tal como a variável u, que designa a parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente.

Os factores α_1 e α_2 têm em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}7};\ \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}2} \qquad (A\text{-}14)$$

f_{cm} é o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em MPa, aos 28 dias de idade.

$\beta(f_{cm})$ é o factor que tem em conta a influencia da resistência do betão no coeficiente de fluencia convencional:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \qquad \text{(A-15)}$$

$\beta(t_0)$ é o factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência dado por

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^{0,2}} \qquad \text{(A-16)}$$

onde t_0 é a idade do betão, em dias, à data do carregamento. Apenas nesta expressão, o valor de t_0 é necessário ser corrigido, tendo em conta o tipo de cimento bem como a temperatura a que o betão está sujeito. Assim, t_0 tem a seguinte forma:

$$t_0 = t_{0,T} \times \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1\right)^{\alpha} \geq 0,5;\ t_{0,T} = \sum_{i=1}^{n} e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)}-13,65\right)} \times \Delta t_i \qquad \text{(A-17)}$$

$t_{0,T}$ é a idade do betão à data do carregamento, em dias, corrigida em função da temperatura. α depende da classe do cimento, em que: α = -1 (Classe S); α = 0 (Classe N); α = 1 (Classe R). $T(\Delta t_i)$ é a temperatura em ºC durante o intervalo Δt_i. Finalmente, Δt_i é o número de dias em que se mantém a temperatura T, até ao primeiro carregamento.

Considerando novamente a expressão do coeficiente de fluência (4.1), $\beta_c(t, t_0)$ é determinado:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)}\right]^{0,3} \qquad \text{(A-18)}$$

A variável t é a idade do betão, em dias, na data considerada e t_0 é a idade do betão, em dias, à data do carregamento, sem correcção do mesmo.

β_H é o coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento. Para betões com f_{cm} superiores a 35MPa, é determinado pela expressão:

$$\beta_H = 1,5 \times [1 + (0,012 \times RH)^{18}] \times h_0 + 250 \times \alpha_3 \leq 1500 \times \alpha_3 \qquad \text{(A-19)}$$

h_0 é definido na expressão (4.4) e α_3, tal como os outros factores α_1 e α_2, tem em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5} \qquad \text{(A-20)}$$

A extensão provocada por um carregamento de fluência, para t dias, $\varepsilon_{cc}(t)$ é expressa:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varphi(t, t_0) \times \frac{\sigma_c}{E_{c,eff}} \qquad \text{(A-21)}$$

$\varphi(t, t_0)$ é determinado pela expressão (4.1). σ_c é a tensão de compressão constante, instalada pela carga, aplicada na idade do betão t_0. E_{cm} é o valor do módulo de elasticidade secante do betão. O valor de $E_{c,eff}$ é dado pela expressão:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(t,t_0)} \qquad \text{(A-22)}$$

A.4.4. ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS

Esta acção designada por G_{set} deve ser tida em conta tanto em ELU como em ELS, sendo representada por um conjunto de assentamentos em relação a um nível de referência $d_{set,i}$, tantos quantos elementos de fundação *i* existirem.

Os assentamentos diferenciais devem ser considerados se são significativos quando comparados com os efeitos de acções directas e podem ser estimados utilizando a EN 1997.

Na ausência de medidas de controlo, a acção permanente representando os assentamentos deve ser determinada da seguinte forma: os valores $d_{set,i}$ devem ser atribuídos a todos os elementos *i* da fundação e em seguida dois elementos individuais devem ser seleccionados de forma a obter o efeito mais desfavorável, sujeitando-os a $d_{set,i} + \Delta d_{set,i}$.

A.5. ACÇÕES VARIÁVEIS

A.5.1. VENTO

As acções do vento para pontes podem ser quantificadas através da EN1991-1-4, e aplicam-se em exclusivo a pontes de altura constante e um único tabuleiro.

O vento resulta em acções segundo três eixos:

- Acção vertical, perpendicular ao plano do tabuleiro (direcção z);
- Acção horizontal, perpendicular ao eixo longitudinal do tabuleiro (direcção x);
- Acção horizontal, paralela à direcção do eixo longitudinal do tabuleiro (direcção y).

As forças do vento nas direcções x e y, normalmente não são consideradas em simultâneo. Se as forças na direcção z forem relevantes e desfavoráveis, têm de ser tidas em conta conjuntamente com as forças relativas às outras direcções. A figura que se segue representa os eixos considerados para a actuação das forças provocadas pelo vento. As variáveis b, L e d representam, respectivamente, a largura na direcção x, o comprimento na direcção y e a profundidade da secção na direcção z.

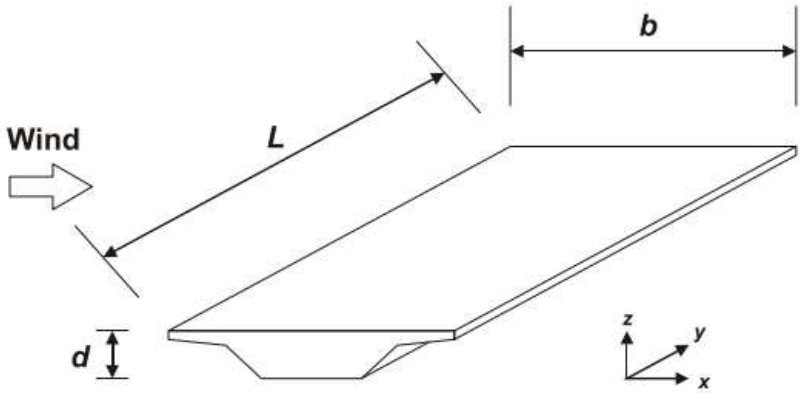


Fig. A-6 – Direcções das acções devidas ao vento em pontes.

Quando o tráfego viário é considerado em simultâneo com o vento, o valor de combinação $\psi_0 F_{wk}$ de acção do vento na ponte e nos veículos deve ser limitado a F_w^*, calculado através da substituição de $v_{b,0}$ por $v_{b,0}^*$, que é definido no Anexo Nacional e cujo valor recomendado é 23m/s.

A.5.1.1. Vento a actuar na direcção x

O cálculo da força provocada pela acção do vento, F_w, na direcção x, não tendo em consideração os efeitos dinâmicos da estrutura, é calculada da seguinte forma, pelo método simplificado exposto na norma europeia EN 1991-1-4:

$$F_{w,x} = q_b \times C \times A_{ref,x} \qquad (A\text{-}23)$$

q_b é a pressão equivalente provocada pela acção do vento, C é o factor de carga do vento e $A_{ref,x}$ é a área de referência para a direcção x. O valor de q_b é dado por:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \qquad (A\text{-}24)$$

ρ é a densidade do ar e vale 1,25kg/m^3, v_b é a velocidade base do vento, que pode ser calculada da seguinte forma:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \qquad (A\text{-}25)$$

As variáveis c_{dir} e c_{season} têm como valores recomendados, a unidade. $v_{b,0}$ é o valor fundamental da velocidade base do vento, que consiste na média do valor característico ocorrido em 10 minutos, 10m acima de um terreno de categoria II.

Quadro A-2 - Categorias e parâmetros do terreno.

Categoria do terreno	**z0 (m)**	**zmin (m)**
0 – Área costeira ou exposta a mar	0,003	1
I – Lagos ou áreas planas com vegetação insignificante e sem obstáculos	0,010	1
II – Área com pouca vegetação e obstáculos isolados com separação de pelo menos 20 vezes a altura dos mesmos	0,050	2
III – Área com vegetação regular ou edifícios ou com objectos isolados, afastados no máximo 20 vezes a altura dos mesmos	0,300	5
IV – Área com pelo menos 15% da superfície coberta por edifícios e em que a média de altura é superior a 15m.	1,000	10

O factor de carga do vento, C, é calculado através da expressão:

$$C = c_e(z) \times c_{f,x} \qquad (A\text{-}26)$$

O coeficiente de força causado pela acção do vento na direcção x, $c_{f,x}$, tem o valor de 1,3 para pontes normais. c_e é o factor de exposição, que toma a seguinte forma:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \qquad (A\text{-}27)$$

A variável q_b já foi anteriormente definida. $q_p(z)$ é a pressão exercida pela velocidade de pico do vento, a uma altura z, determinada pela expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \qquad (A\text{-}28)$$

O valor 7 nesta expressão, é baseado num factor de pico de 3,5. A uma dada altura z, a intensidade de turbulência $I_v(z)$ é calculada por:

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} & z_{mín} \le z \le z_{máx} \\ I_v(z) = I_v(z_{mín}) & z < z_{mín} \end{cases} \qquad (A\text{-}29)$$

$$\sigma_v = k_r \times v_b \times k_l \qquad \text{(A-30)}$$

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_O(z) \times v_b \qquad \text{(A-31)}$$

$z_{máx}$ é considerado 200m a menos que outro valor seja especificado no Anexo Nacional. A velocidade base do vento, v_b, já foi atrás referida. O valor recomendado para o factor de turbulência, k_l, é igual à unidade. O factor de influência do terreno, k_r, toma a seguinte expressão:

$$k_r = 0{,}19 \times \left(\frac{z_0}{0{,}05}\right)^{0{,}07} \qquad \text{(A-32)}$$

z_0 é dado na tabela apresentada anteriormente.

O factor de rugosidade, $c_r(z)$, é definido por:

$$\begin{cases} c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & z_{mín} \le z \le z_{máx} \\ c_r(z) = c_r(z_{mín}) & z \le z_{mín} \end{cases} \qquad \text{(A-33)}$$

A recomendação relativamente ao valor do factor orográfico, $c_O(z)$, é que este tome um valor igual à unidade.

Relativamente às áreas de referência para o estudo da acção do vento a incidir na direcção x, as áreas a considerar são:

- A área da face da primeira viga principal;
- A área das faces de outras vigas principais que se encontram abaixo do nível da primeira viga principal;
- A área da face do passeio, projectada acima da viga principal;
- A área da face das barreiras sonoras ou guardas sólidas visíveis de perfil acima da área referida no ponto anterior, ou, caso este equipamento seja inexistente, considerar uma área de 0,3m para cada barreira ou guarda de segurança aberta.

Esta situação é ilustrada e resumida na figura e quadro seguintes.

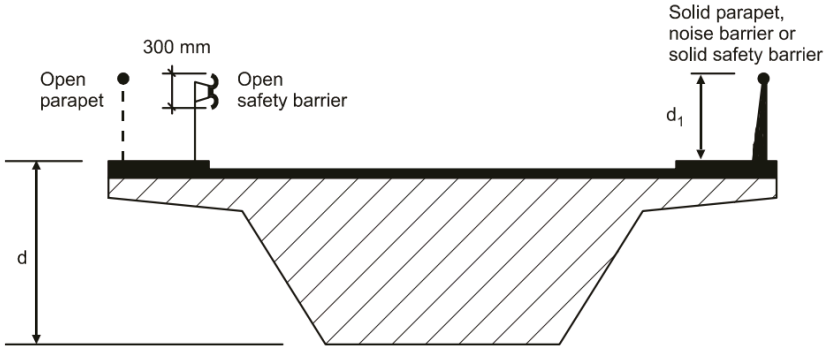


Fig. A-7 – Profundidade da secção a ser usada para a $A_{ref,x}$.

Quadro A-3 - Alturas a considerar para o cálculo da $A_{ref,x}$.

Sistema de barreiras de segurança	**Num lado**	**Em ambos os lados**
Parapeito ou barreiras de segurança abertos	d + 0,3m	d + 0,6m
Parapeito ou barreiras de	d + d1	d + 2d1

segurança fechados		
Parapeito e barreiras de segurança abertos	d + 0,6m	d + 1,2m

Para combinações com tráfego rodoviário, as áreas referentes à face do passeio e face das barreiras ou guardas devem ser substituídas por uma altura de 2m acima da faixa de rodagem, ao longo do comprimento mais desfavorável, independentemente das acções de tráfego verticais.

A altura de referência z_e pode ser tomada como a distância do terreno ao centro do tabuleiro da ponte.

A.5.1.2. Vento a actuar na direcção z

Saliente-se que nesta direcção é necessária a consideração dos dois sentidos, ascendente e descendente, conforme a aplicação que conduz aos efeitos mais desfavoráveis.

O valor da força provocada pela acção do vento na direcção z, $F_{w,z}$, é calculado da forma seguinte:

$$F_{w,z} = q_b \times C \times A_{ref,z} \qquad (A\text{-}34)$$

Em que a pressão equivalente provocada pela acção do vento, q_b (z), já foi definida anteriormente. O factor de carga do vento, C, tem a expressão:

$$C = c_e\,(z) \times c_{f,z} \qquad (A\text{-}35)$$

O coeficiente de força causado pela acção do vento na direcção z, $c_{f,z}$, toma o valor de $\pm 0{,}9$. Este valor entra em consideração com a influência de possíveis inclinações transversais do tabuleiro, do talude do terreno em causa bem como variações do ângulo de actuação do vento em relação à estrutura. A variável c_e (z) já foi acima definida.

A área de referência segundo a direcção z, $A_{ref,z}$, não é mais do que a área do tabuleiro, em planta. Assim, é calculada pela seguinte expressão:

$$A_{ref,z} = b \times L \qquad (A\text{-}36)$$

A excentricidade da força do vento na direcção z, F_z, pode ser considerada igual a 0,25b. A figura que se segue esquematiza o acima descrito.

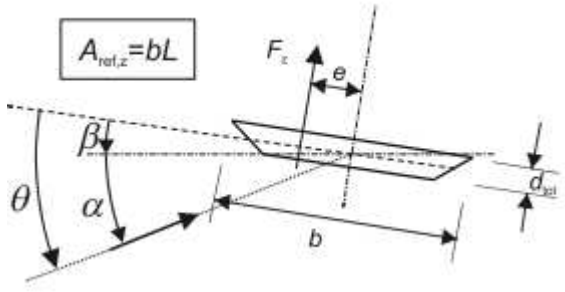


Fig. A-8 – Actuação da acção do vento na direcção z e sua excentricidade.

A.5.1.3. Vento a actuar na direcção y

Não é considerada a actuação do vento na direcção y.

A.5.2. ACÇÃO TÉRMICA

A distribuição de temperatura dentro dum elemento pode ser, segundo a EN 1991-1-5 secção 6, separada em quatro componentes:

- Temperatura uniforme - ΔT_u;
- Variação linear segundo em torno do eixo dos Z - ΔT_{MY};
- Variação linear segundo em torno do eixo dos Y - ΔT_{MZ};
- Variação não-linear - ΔT_E.

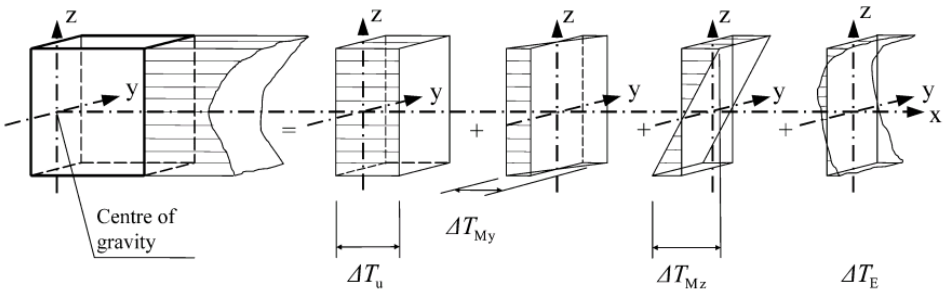


Fig. A-9 – Componentes da variação de temperatura

No caso concreto das pontes, a acção térmica deve ser determinada segundo duas componentes, a uniforme e a diferencial.

A componente diferencial vertical inclui geralmente a quarta componente indicada anteriormente, referente à variação não-linear. Se houver necessidade, quando por exemplo um dos lados da ponte estiver mais exposto ao sol que outro, pode considerar-se a componente horizontal que se pode assumir como linearmente variável.

A.5.2.1. Componente uniforme

Depende das temperaturas, mínima e máxima, a que a ponte estará sujeita. Estas variações resultam numa faixa de variações de temperatura uniforme que levam, se a ponte não estiver restringida, à alteração do comprimento dos elementos.

Os seguintes efeitos deverão ser tidos em conta, quando relevantes:

- Restrição devida ao tipo de construção, aquando do aquecimento ou arrefecimento;
- Fricção nos apoios;
- Efeitos geométricos não lineares (2ª ordem).

Os componentes uniformes de temperatura $T_{e,min}$ e $T_{e,max}$ são determinados a partir da figura que se segue, com base nas temperaturas T_{min} e $T_{máx}$ correspondentes às temperaturas à sombra no local da construção, mínima e máxima, respectivamente. Estas devem ser consultadas num mapa de isotérmicas da região.

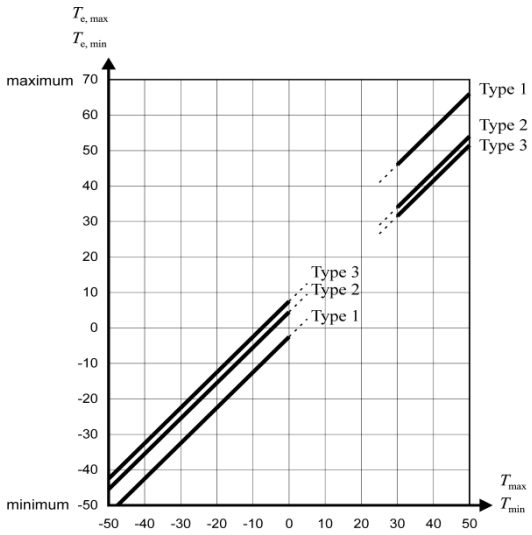


Fig. A-10 – Correlação entre temperatura do ar à sombra e componente de variação uniforme na ponte.

Os tabuleiros de ponte estão, para este efeito, classificados em três tipos:

- Tipo 1 – tabuleiro metálico
- Tipo 2 – tabuleiro misto
- Tipo 3 – tabuleiro de betão

A variação da componente uniforme é, em geral

$$\Delta T_{N} = T_{e,max} - T_{e,min} \qquad (A\text{-}37)$$

Contudo, sendo T_0 a temperatura a que a ponte se encontra quando é restringida (valor retirado do anexo A), os valores característicos da máxima dilatação e máxima contracção devidas à temperatura são, respectivamente,

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \qquad (A\text{-}38)$$

e

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \qquad (A\text{-}39)$$

A.5.2.2. Componente diferencial

Ao longo dum certo período de tempo, o aquecimento e arrefecimento do tabuleiro de uma ponte conduzirão a duas situações:

- O aquecimento levará a um estado em que a temperatura na superfície superior do tabuleiro é maior que a verificada na superfície inferior - $\Delta T_{M,heat}$;
- Por sua vez, o arrefecimento conduzirá a uma situação em que a temperatura que se verifica na parte superior, mais exposta, é menor que na superfície inferior - $\Delta T_{M,cool}$.

Esta variação poderá produzir diversos efeitos devido a:

- Restrição à curvatura das barras originada pela concepção estrutural (e.g. viga contínua);
- Fricção nas rótulas;
- Efeitos geométricos não lineares (2ª ordem).

Este componente pode ser determinado segundo duas formas:

- O efeito das diferenças verticais de temperatura é tido em conta aplicando um gradiente linear entre as superfícies superior e inferior do tabuleiro. Os valores recomendados são dados no quadro seguinte, devendo ser modificados através do factor k_{sur} quando a espessura do pavimento for diferente de 50mm;

Quadro A-4 – Valor recomendado da diferença da componente linear de temperatura.

Tipo de Tabuleiro	**Face superior mais quente** $\Delta T_{M,heat}$ **(ºC)**	**Face inferior mais quente** $\Delta T_{M,cool}$ **(ºC)**
Tipo 2: Misto	15	18

Quadro A-5 – Valores de k_{sur} para contabilizar as diferentes espessuras do revestimento (tabuleiro tipo 2).

Espessura do revestimento [mm]	**Face superior mais quente** k_{sur}	**Face inferior mais quente** k_{sur}
Sem revestimento	0,9	1,0
Impermeabilizado	1,1	0,9
50	1,0	1,0
100	1,0	1,0
150	1,0	1,0
Balastro (750 mm)	0,8	1,2

- O efeito das diferenças de temperatura verticais é tido em conta incluindo um componente não linear de variação de temperatura: EN1991-1-5 6.1.4.2.

A.5.2.3. Simultaneidade das componentes uniforme e variável

Pode fazer-se uma combinação com base nas seguinte expressões, escolhendo a que produzir o efeito mais adverso, recomendando-se: $\omega_N = 0{,}35$ e $\omega_M = 0{,}75$.

$$\Delta T_{M,heat}\left(ou\ \Delta T_{M,cool}\right) + \omega_N \Delta T_{N,exp}\left(ou\ \Delta T_{N,con}\right) \qquad (A\text{-}40)$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat}\left(ou\ \Delta T_{M,cool}\right) + \Delta T_{N,exp}\left(ou\ \Delta T_{N,con}\right) \qquad (A\text{-}41)$$

A.5.3. DURANTE A CONSTRUÇÃO

A.5.3.1. Generalidades

Conforme o exposto na EN1991-1-6, as cargas de construção apresentadas Q_c devem ser representadas nas combinações como uma ou mais acções variáveis, conforme apropriado, de acordo com o processo de construção.

Agrupamentos de cargas de construção devem ser aplicados como uma única acção variável na combinação, quando apropriado, com outras acções variáveis.

As acções relativas ao processo de construção mais importantes são:

Quadro A-6 – Cargas de construção Q_c.

Acção			Representação	Notas
Tipo	**Símbolo**	**Descrição**		
Pessoal e ferramentas	Q_{ca}	Pessoal + visitantes Ferramentas Equipamentos leves	Carga distribuída q_{ca} aplicada de forma a obter o efeito mais desfavorável	Valor recom. $q_{ca,k}$ = 1,0 KN/m^2
Armazena. de bens móveis	Q_{cb}	Mat. de construção e pré-fabricados Equipamentos	Carga distribuída q_{cb} ou Carga concentrada F_{cb}	Valor recom. $q_{cb,k}$ = 0,2 KN/m^2 F_{cb}=100 KN
Equipamento não perman.	Q_{cc}	Usado na execução	Carga distribuída q_{cc}	Valor recom. $q_{cc,k}$ = 0,5 KN/m^2

Podem ainda ser consideradas cargas mais específicas, relativas a:

- Equipamento e maquinaria pesada móvel - Q_{cd};
- Acumulação de materiais desperdiçados - Q_{ce};
- Cargas relativas a partes de estrutura temporária - Q_{cf}.

Estas últimas não serão consideradas neste projecto.

A.5.3.2. Específicas de pontes

Para o caso específico de pontes construídas por deslocamentos sucessivos devem ser previstas situações de deflexão, tanto longitudinal como transversal, dos apoios. Estas duas deflexões são mutuamente exclusivas, sendo a sua consideração ilustrada pela figura seguinte.
Os valores mínimos recomendados são:

- Deflexão longitudinal, ±10 mm de desvio num dos apoios, com todos os outros no seu nível teórico;
- Deflexão transversal, ±2,5 mm de desvio num dos apoios, com todos os outros no seu nível teórico.

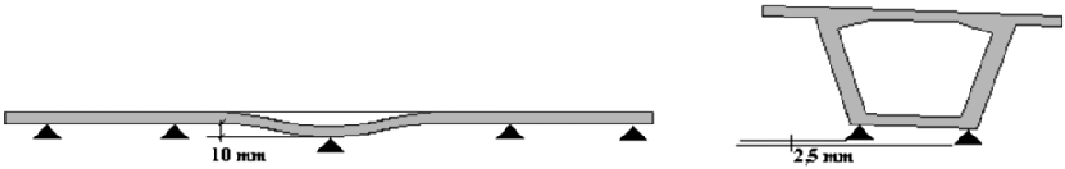


Fig. A-11 – Deflexão de apoios durante a construção de ponte por deslocamentos sucessivos.

Na utilização deste método construtivo surgem ainda forças horizontais devido ao atrito que devem ser determinadas. O valor de dimensionamento das forças de atrito horizontais deve ser avaliado, não devendo ser menor que uma determinada percentagem das cargas verticais. A percentagem recomendada é de 10%.
As forças horizontais em cada pilar devem ser determinadas com os coeficientes de atrito apropriados, μ_{min} e μ_{max}. A menos que sejam conhecidos os valores destes coeficientes, para superfícies de muito baixo atrito, podem ser tomados como 0 e 0,04 respectivamente.

A.5.4. CARGAS DE TRÁFEGO RODOVIÁRIO

Os modelos de carga e regras associadas definidos na EN 1991-2 secção 4 cobrem as situações de tráfego normalmente previsíveis.

A.5.4.1. Modelos

O tráfego rodoviário origina cargas verticais e horizontais, estáticas e dinâmicas. Contudo, os modelos de carga definidos no Eurocódigo 1 não traduzem exactamente estas cargas, tendo sido antes calibrados para provocar os mesmos efeitos.

Os factores α e β, relativos aos modelos de carga 1 e 2 pretendem ajustá-los às diferenças que se podem observar no tráfego, de local para local, e que se prendem por exemplo, com a percentagem de veículos pesados, densidade do tráfego, nível de serviço, etc.

A.5.4.2. Divisão da faixa de rodagem em vias de referência

A largura da faixa *w* deve ser medida entre passeios ou entre os limites interiores de sistemas de segurança (e.g. auto-safes) e não deve incluir a largura do separador central ou dos dispositivos nele colocados (e.g. passeios, auto-safes, etc.).

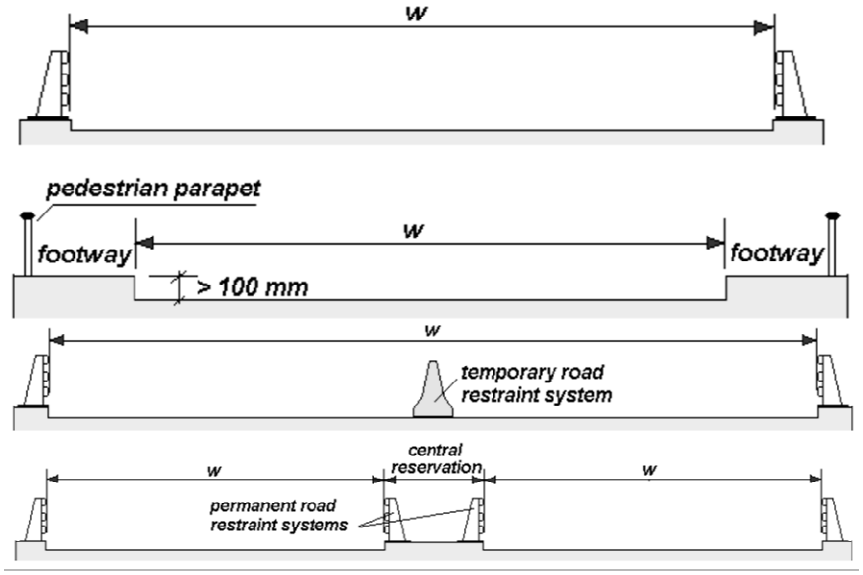


Fig. A-12 – Medição da largura *w* da faixa.

O número e largura das vias de referência a ser consideradas estão resumidos na tabela seguinte.

Quadro A-7 – Número e largura das vias de referência.

Largura da faixa, *w*	**Nº de vias de referência**	**Largura da via de referência w_l**	**Largura da área restante**
w < 5,4 m	n_1 = 1	3 m	w - 3 m
5,4 m ≤ w < 6 m	n_1 = 2	w/2	0
6 m ≤ w	n_1 = int(w/3)	3 m	$w – 3 \times n_1$

Quando o tabuleiro está dividido fisicamente por um separador central, então:

- Se for um sistema de segurança permanente, cada parte incluindo bermas deve ser separadamente dividida em vias de referência;
- Se for um sistema de segurança temporário, toda a faixa, separador central incluído, deve ser dividida em vias de referência.

A localização e numeração das vias de referência são determinadas com as seguintes regras:

- Para cada situação de dimensionamento ou verificação de segurança, o número de vias a considerar como carregadas, a sua localização na faixa e a numeração devem ser escolhidos de maneira a que os efeitos devidos à aplicação das cargas sejam os mais desfavoráveis;
- Para as situações frequentes e de fadiga, a localização das vias e sua numeração devem ser escolhidas de forma a traduzir a realidade;
- A via em que o carregamento tem o efeito mais desfavorável será numerada de 1, a segunda mais desfavorável 2, e assim por diante;

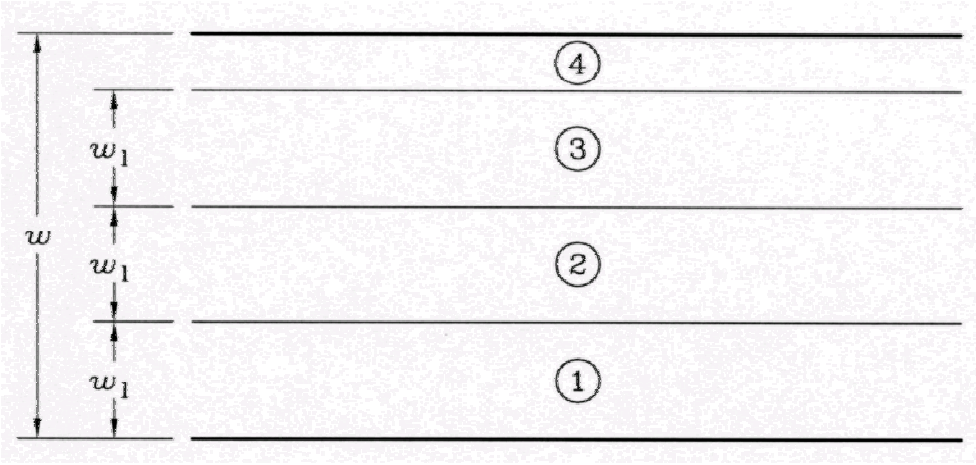


Fig. A-13 – Numeração das vias de referência (1 a 3) e área restante (4).

- Quando a faixa de rodagem consiste em duas partes separadas no mesmo tabuleiro, só uma numeração deve ser utilizada;
- Quando a faixa consiste em duas partes separadas em dois tabuleiros independentes, cada parte deve ser considerada como uma faixa de referência. Numeração separada deve ser utilizada para o dimensionamento de cada tabuleiro. Se os dois tabuleiros são apoiados nos mesmos pilares/encontros, deverá usar-se apenas uma numeração para o dimensionamento daqueles elementos.

A.5.4.3. Aplicação dos modelos de carga nas vias de referência

Para cada verificação individual os modelos de carga devem ser aplicados, em cada via de referência, ao longo do comprimento e localização longitudinal que sejam mais desfavoráveis.

Na área restante, devem ser aplicados de forma a gerar também as situações mais desfavoráveis.

Quando relevante, os vários modelos de carga devem ser combinados entre si e com modelos de carga pedestres e de ciclistas.

A.5.4.4. Cargas verticais – valores característicos

Estes valores das cargas verticais deverão ser utilizados para a determinação dos efeitos com vista à verificação de estados limites últimos e de certos estados limites de serviço.

Os modelos de carga reproduzem os seguintes efeitos de tráfego:

- Modelo de carga 1 – cargas concentradas e uniformemente distribuídas que reproduzem a maioria dos efeitos do tráfego de veículos ligeiros e pesados. Usado para verificações locais e globais;
- Modelo de carga 2 – um eixo único em que as cargas são aplicadas em áreas de contacto específicas que cobre os efeitos dinâmicos do tráfego em membros estruturais curtos;
- Modelo de carga 3 – Conjunto de eixos carregados representando veículos especiais que podem viajar em estradas em que é permitido tráfego para cargas excepcionais. Usado para verificações locais e globais.
- Modelo de carga 4 – Multidão, destina-se a verificações globais.

Os modelos 1, 2 e 3 devem ser utilizados para qualquer situação de dimensionamento.
O modelo de carga 4 só deverá ser usado para situações transitórias.

<u>Modelo de carga 1</u>

Consiste em dois sistemas parciais:

- Dois eixos dispostos em tandem (*Tandem System*), cada um com duas cargas concentradas, pesando cada eixo $\alpha_Q Q_k$;
  - Apenas um destes sistemas deve ser aplicado por via;
  - Só sistemas em tandem completos devem ser considerados;
  - Para determinação de efeitos globais, cada TS deve ser disposto perpendicularmente e centrado com o eixo imaginário da via de referência;
  - O carregamento em cada roda do eixo é igual, valendo então 0,5 α_{Qi} Q_{ik};
  - A área de contacto entre cada roda e o pavimento é um quadrado de 0,40 m de lado.

- Carga uniformemente distribuída (sistema *Uniformly Distributed Load*), valendo por m^2 de via de referência, $\alpha_q q_k$.

Esta modelo deve ser apenas aplicado quando produzir efeitos desfavoráveis, quer longitudinal quer transversalmente.

O modelo de carga deve ser aplicado nas vias de referências e restantes áreas. Na via *i* as magnitudes de carga são α_{Qi} Q_{ik} e α_{qi} q_{ik}. Nas restantes áreas o valor será α_{Qr} Q_{rk}.
Os factores de ajuste α devem ser calibrados de acordo com o tráfego esperado. Quando não houver dados suficientes devem ser tomados iguais à unidade. Contudo, os valores mínimos recomendados são $\alpha_{Q1} \geq 0{,}8$ e, para $i \geq 2$, $\alpha_{Qi} \geq 1$. Estes valores reduzidos traduzem uma melhor adequação do modelo de carga 1 ao tráfego que, sendo equiparável ao observado correntemente em auto-estradas, não justifica a consideração de cargas tão elevadas como as obtidas com os factores unitários.
Os valores característicos das cargas Q_{ik} e q_{ik}, com amplificação dinâmica incluída apresentam-se na tabela seguinte.

Quadro A-8 – Valores característicos para o modelo de carga 1

Localização	**Sistema tandem – TS** Carga de eixo Q_{ik} (KN)	**Sistema distribuído – UDL** q_{ik} (KN/m^2)
Via 1	300	9
Via 2	200	2,5
Via 3	100	2,5
Outras vias	0	2,5
Áreas restantes (q_{rk})	0	2,5

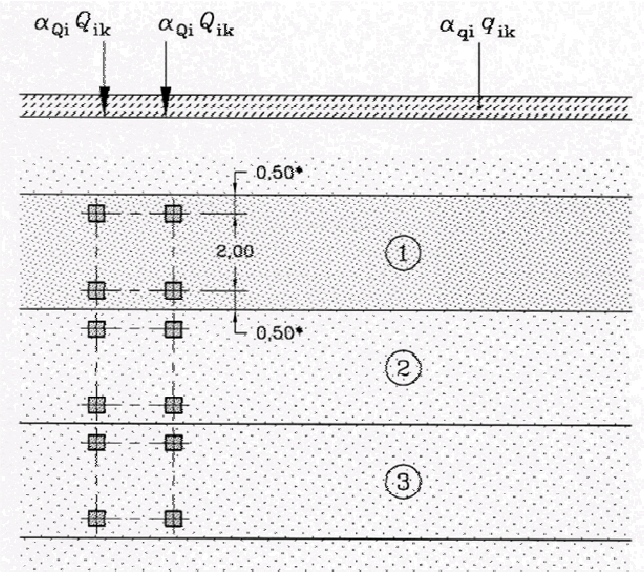


Fig. A-14 – Modelo de carga 1

Para verificações locais, um sistema tandem deve ser aplicado na posição mais desfavorável. Contudo, quando dois sistemas tandem em vias de referências adjacentes são tidos em conta, a distância entre as rodas dos eixos não pode ser menor que 0,50 m.

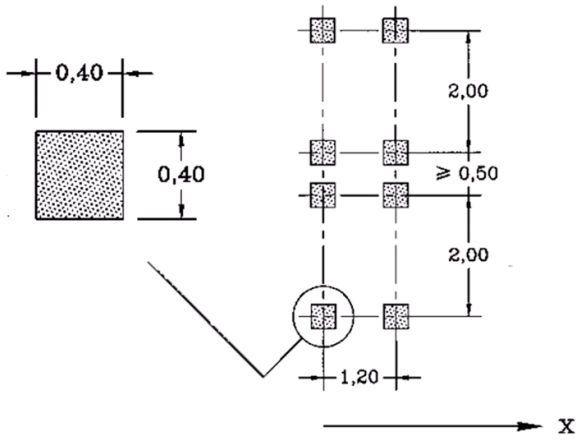


Fig. A-15 – Aplicação do sistema tandem para verificações locais

Quando os efeitos locais e globais possam ser calculados separadamente, os efeitos globais podem ser calculados usando as seguintes regras simplificativas:

- O segundo e terceiro sistemas tandem podem ser substituídos por um segundo sistema de peso igual a $(200 \propto_{Q2} + 100 \propto_{Q3})$

ou

- Para vãos com mais de 10 m de comprimento, cada sistema tandem pode ser substituído, em cada via de referência, por um eixo carregado de peso total igual ao peso dos dois eixos (nesse caso $600 \propto_{Q1}$ KN na via 1, $400 \propto_{Q2}$ na via 2, e $200 \propto_{Q3}$ na via 3).

Modelo de carga 2

Consiste num eixo único com uma carga de $\beta_Q Q_{ak}$, em que Q_{ak} vale 400 KN, amplificação dinâmica incluída, que pode ser aplicado em qualquer local da faixa. Contudo, pode também ser aplicada apenas uma roda de 200 β_Q KN. β_Q deve ser tomado igual a $\propto_{Q1}$.
A área de superfície de contacto entre cada roda e o pavimento deve ser tomada como um rectângulo de 0,35 x 0,60 m^2. Esta área é diferente da do modelo de carga 1 já que, neste caso, reproduz-se o efeito de pneus duplos.

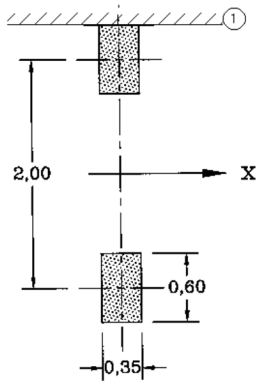


Fig. A-16 – Modelo de carga 2

Modelo de carga 3

Quando relevante, modelos de veículos especiais devem ser definidos e tidos em consideração.
Este modelo de carga não será tido em conta.

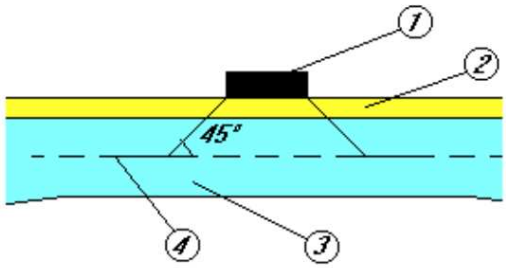
Modelo de carga 4

Simula o carregamento de uma multidão, representado por uma carga uniformemente distribuída de 5 KN/m^2. Deve ser aplicada a todas as partes do tabuleiro relevantes, incluindo separador central se for conveniente. Este modelo destina-se a verificações globais e só deve ser associado com uma situação de dimensionamento transitória.
Este modelo de carga não será tido em conta.

A.5.4.5. Degradação das cargas concentradas

As várias cargas concentradas a ser consideradas nas verificações locais, associadas com os modelos de carga 1 e 2 devem tomar-se como sendo uniformemente distribuídas em toda a área de contacto.

Considera-se que a degradação da carga é feita a 45º, até ao centróide da laje.



Legenda

1- Superfície de contacto da roda
2- Pavimento
3- Laje de betão
4- Superfície média da laje de betão

Fig. A-17 – Degradação da carga

A.5.4.6. Forças horizontais – valores característicos

Não serão consideradas dado que o projecto trata do tabuleiro apenas. As forças horizontais têm importância sobretudo para o dimensionamento da infra-estrutura.

A.5.4.7. Passeios

Os modelos de carga definidos na secção 5 da EN 1991-2 devem ser usados para cálculos em ELS e ELU mas não são válidos para a fadiga e resultam de tráfego pedestre e ciclista e cargas relacionadas com veículos de serviço ligados à manutenção da ponte.

Dois modelos mutuamente exclusivos são definidos para o caso das pontes rodoviárias:

- Carga uniformemente distribuída q_{fk} cujo valor deve ser tomado igual a 5 KN/m^2 para o caso de passeios em pontes rodoviárias, aplicada apenas na superfície de influência desfavorável, quer longitudinal quer transversalmente;

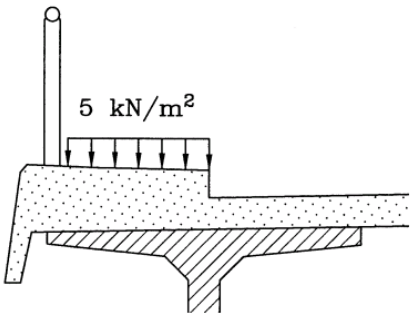


Fig. A-18 – Carga no passeio da ponte.

- Carga concentrada Q_{fwk} cujo valor é de 10 KN aplicado numa área quadrada de 0,10 m de lado.

A.5.4.8. Grupos de cargas de tráfego

A simultaneidade dos modelos de carga 1 a 4 enunciados previamente, entre si e em conjunto com as cargas definidas para as áreas destinadas ao tráfego pedestre/ciclista, deve ser tida em conta através da consideração de grupos de cargas definidos no quadro seguinte. Cada um dos grupos é mutuamente

exclusivo e define uma acção característica a ter em conta na combinação com as restantes acções, não derivadas do tráfego, actuantes na estrutura.

Quadro A-9 – Grupos de cargas de tráfego (valores característicos)

		Faixa de rodagem						**Passeio/ ciclovia**
Tipo carga		**Forças Verticais**				**Forças Horizontais**		**Só F. V.**
No EC1-2		**4.3.2**	**4.3.3**	**4.3.4**	**4.3.5**	**4.4.1**	**4.4.2**	**5.3.2(1)**
Sistema de carga		LM1 TS e UDL	LM2 Eixo único	LM3 Veíc.espec.	LM4 Multidão	Aceler./ Travagem	Centríf./ Transv.	UDL
Grupos de carga	gr1a	Valores caracter.				[a]	[a]	Valor de combin. [b]
	gr1b		Valores caracter.					
	gr2	Valores freq. [b]				Valores caracter.	Valores caracter.	
	gr3[d]							Valores caracter. [c]
	gr4				Valores caracter.			Valores caracter. [b]
	gr5	Anexo A		Valores caracter.				

Componente principal

[a] Se especificado, pode ser definido no Anexo Nacional.

[b] Pode ser definido no Anexo Nacional.

[c] Ver 5.3.2.1-(2). Apenas o carregamento de um passeio deve ser considerado se for mais desfavorável que o carregamento de ambos.

[d] Grupo irrelevantes se gr4 for considerado.

Por sua vez, para a combinação frequente, deve seguir-se o que consta do quadro seguinte.

Quadro A-10 – Grupos de cargas de tráfego (valores frequentes)

Tipo carga		**Faixa de rodagem**		**Passeio/ ciclovia**
		Forças Verticais		
No EC1-2		**4.3.2**	**4.3.3**	**5.3.2(1)**
Sistema de carga		LM1 TS e UDL	LM2 Eixo único	UDL
Grupos de carga	gr1a	Valores freq.		
	gr1b		Valores freq.	
	gr3			Valores freq.[a]

Componente principal

[a] Considerar apenas um passeio carregado quando o efeito é, neste caso, mais desfavorável que o efeito produzido por ambos os passeios carregados.

Em situações de dimensionamento temporárias as regras anteriores são aplicáveis, tomando para valor característico associado com o sistema tandem, 0,8 α_{Qi} Q_{ik}.

A.5.4.9. Fadiga

Não será considerada no dimensionamento.

A.5.4.10. Acções para situações acidentais

Este tipo de acções não será considerado neste trabalho.

A.5.4.11. Acções em parapeitos pedestres

Devem ser tidas em conta como acções variáveis e o seu valor definido de acordo com a classe de carregamento do parapeito de acordo com a EN1317-6. Para pontes deve considerar-se a classe C no mínimo, a que corresponde uma carga linear de 1 KN/m actuando horizontal ou verticalmente no parapeito.

A.6. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

As acções a considerar actuando na estrutura devem ser determinadas, segundo a EN 1994-2 2.4.2, a partir da consulta da secção 6 da EN 1990 e do anexo A2 desta última norma.

A.6.1. VERIFICAÇÃO PELO MÉTODO DOS COEFICIENTES PARCIAIS

A.6.1.1. Valor de dimensionamento da acção

O valor de dimensionamento F_d de uma acção F relaciona-se com esta através de,

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \qquad (A\text{-}42)$$

com

$$F_{rep} = \psi F_k \qquad (A\text{-}43)$$

em que F_k é o valor característico da acção, F_{rep} o seu valor representativo, γ_f o coeficiente parcial da acção que assegura a possibilidade de existirem desvios da acção em relação ao previsto e ψ vale 1,0 ou ψ_0, ψ_1 ou ψ_2.

A.6.1.2. Valor de dimensionamento do efeito da acção

Para um caso de carga específico o valor de dimensionamento dos efeitos das acções (E_d) pode ser expresso por:

$$E_d = \gamma_{Sd} E\{\gamma_{f,i} F_{rep,i}; a_d\}, i \geq 1 \qquad (A\text{-}44)$$

em que a_d são as dimensões geométricas e γ_{Sd} um coeficiente parcial que tem em conta algumas incertezas na modelação dos efeitos das acções e delas próprias.

Sempre que há necessidade de distinguir entre o efeito favorável e desfavorável das acções permanentes, são usados dois coeficientes, $\gamma_{G,inf}$ e $\gamma_{G,sup}$, respectivamente.

A.6.1.3. Valor de dimensionamento de propriedades materiais ou produtos

O valor de dimensionamento X_d pode ser expresso como,

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \qquad \text{(A-45)}$$

em que X_k é o valor característico, η um valor que pode ter em conta a influência das condições climatéricas por exemplo e γ_m um coeficiente destinado a assegurar possíveis desvios relativos ao expectado. O factor η pode ser tido em conta implicitamente, usando um coeficiente γ_M.

A.6.1.4. Valor de dimensionamento de grandezas geométricas

Em geral o valor que se toma para o dimensionamento é o valor nominal: $a_d = a_{nom}$.

Quando os desvios na geometria são significativos na análise da estrutura deve adoptar-se para o dimensionamento, o valor: $a_d = a_{nom} \pm \Delta a$.

Efeitos de outros desvios devem ser cobertos pelos factores parciais γ_F ou γ_M, conforme sejam aplicados do lado da acção ou da resistência, respectivamente.

A.6.1.5. Resistência de dimensionamento

A resistência R_d pode ser expressa através de

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\}, i \geq 1 \qquad \text{(A-46)}$$

em que γ_{Rd} é um coeficiente parcial que tem em conta a incerteza quanto à resistência do modelo acrescida de imprecisões geométricas quando não modeladas explicitamente.

Alternativamente, $R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$.

A.6.1.6. Coeficientes γ

Os coeficientes γ que constam no anexo nacional são:

Quadro A-11 – Coeficientes γ.

Acções permanentes G		**Acções variáveis Q (tráfego de veículos/pedestre)**		**Acções variáveis Q (outras)**	
Desfavorável	**Favorável**	**Desfavorável**	**Favorável**	**Desfavorável**	**Favorável**
$\gamma_{G,sup} = 1{,}35$	$\gamma_{G,inf} = 1{,}00$	$\gamma_Q = 1{,}35$	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1{,}50$	$\gamma_Q = 0$

Os coeficientes relativos às acções permanentes englobam: peso próprio de elementos estruturais e não estruturais, balastro e solo, água no solo e água livre, cargas amovíveis, etc.

Os coeficientes relativos às outras acções variáveis englobam: impulsos de terras, água, vento, acção térmica, etc.

O coeficiente $\gamma_{G,set}$ a ser usado relativo aos assentamentos diferenciais deverá ser igual a 1,20 no caso da análise linear e 1,35 no caso de a análise ser não linear, para situações em que as acções tenham efeito desfavorável. Caso contrário não devem ser tidas em conta.

A.6.2. COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO Ψ

Os coeficientes a utilizar nas combinações de acções para o caso de pontes rodoviárias estão especificados na tabela abaixo.

Quadro A-12 – Coeficientes de combinação.

Acção	**Símbolo**		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Carga de tráfego (EN 1991-2, Tabela 4.4)	Gr1a (LM1+passeio) [1)]	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,40	0,40	0
		Passeio[2)]	0,40	0,40	0
	Gr1b (eixo único)		0	0,75	0
	Gr2 (forças horizontais)		0	0	0
	Gr3 (cargas pedonais)		0	0	0
	Gr4 (LM4 – multidão)		0	0,75	0
	Gr5 (LM3 – veíc. especiais)		0	0	0
Vento	F_{Wk}				
	- Sit. Persistente		0,6	0,2	0
	- Execução		0,8	-	0
	F_W^*		1,0	-	-
Acção térmica	T_k		0,6[3)]	0,6	0,5
Neve	$Q_{Sn,k}$ (execução)		0,8	-	-
Carga de construção	Q_c		1,0	-	1,0

1) Os valores recomendados de Ψ_0, Ψ_1 e Ψ_2 para gr1a e gr1b são dados para estradas com tráfego correspondente a factores α de 1.
2) O valor de combinação da carga pedonal a que por vezes se faz referência, é um valor reduzido. Ψ_0 e Ψ_1 aplicam-se a este valor.
3) O valor recomendado de Ψ_0 pode ser reduzido a 0 para acções térmicas nos estados limites últimos EQU, STR e GEO.

Para acções de tráfego, um único valor ψ deverá ser aplicado a cada grupo de cargas . Este valor é igual ao valor ψ aplicado à acção principal do grupo.

As acções do vento e da temperatura não devem ser tidas em conta em simultâneo a menos que especificado pelas condições climatéricas locais.

A acção do vento a ter em consideração juntamente com o LM1 ou grupo associado de cargas gr1a não deve ser superior ao menor dos valores F_w* e $\Psi_0 F_{wk}$.

Os valores para a combinação infrequente de acções a utilizar nalgumas verificações em estado limite de serviço são designados por $\Psi_{1,infq}$ e os seus valores recomendados:

- gr1 a gr4 e acção térmica T – $\psi_{1,infq} = 0{,}8$;
- F_W em situação de dimensionamento definitivo – $\psi_{1,infq} = 0{,}6$;
- Nos restantes casos – $\psi_{1,infq} = 1{,}0$.

A.6.2.1. Resumo do funcionamento do método

O funcionamento do método dos coeficientes parciais ilustra-se na figura seguinte.

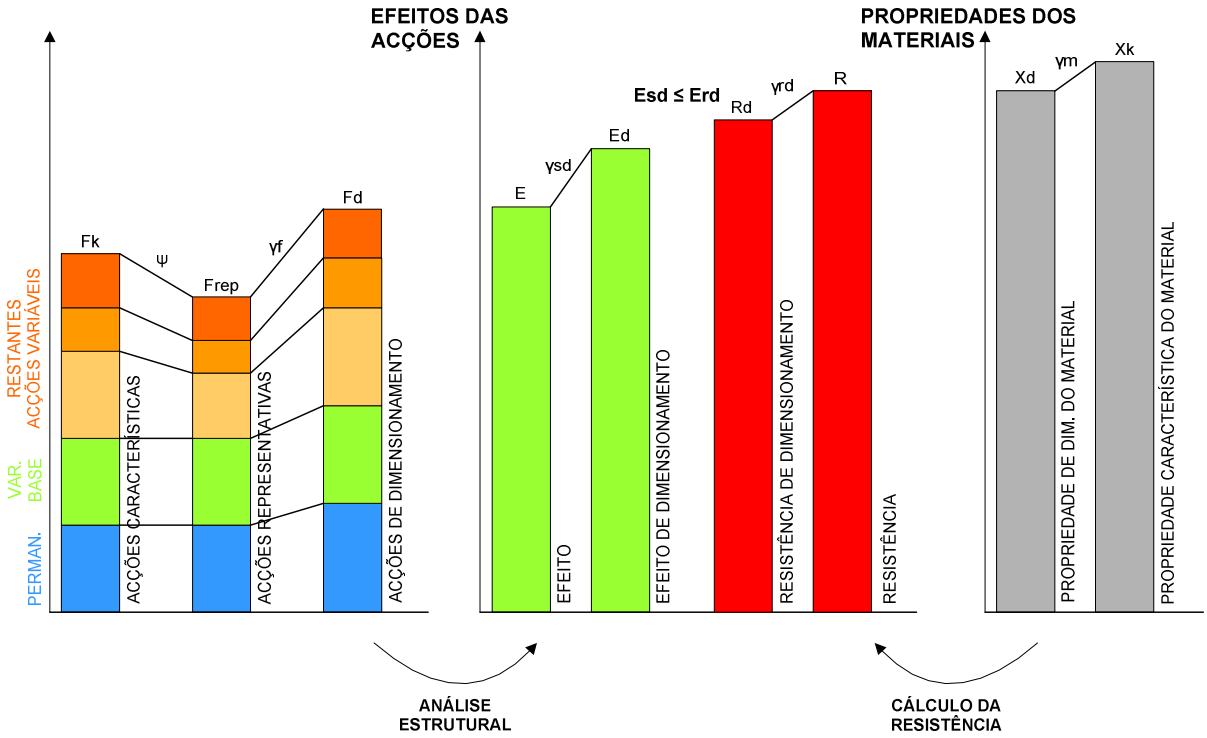


Fig. A-19 – Funcionamento do método dos coeficientes parciais.

A.6.3. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Cada um dos estados limites seguintes deve ser verificado sempre que conveniente:

- EQU – Estado limite de equilíbrio da estrutura ou de qualquer parte considerada como corpo rígido.
- STR – Rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos membros estruturais.
- GEO – Rotura ou deformação excessiva do solo.
- FAT – Fadiga da estrutura ou membros estruturais.

A.6.3.1. Verificação do estado de equilíbrio e resistência

O estado limite de equilíbrio (EQU) é verificado através da equação

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \qquad \text{(A-47)}$$

em que o índice *dst* se refere às acções destabilizadoras e *stb* às estabilizadoras.

O estado limite de resistência (STR/GEO) é verificado satisfazendo a equação:

$$E_d \leq R_d \qquad (A\text{-}48)$$

em que E_d é o valor de dimensionamento do efeito da acção actuante (e.g. esforço interno como momento, transverso, axial) e R_d a resistência correspondente.

A.6.3.2. Combinações de acções

Os valores dos efeitos das acções, E_d, devem ser determinados combinando acções que possam correr simultaneamente. Cada combinação deve incluir uma acção variável base ou uma acção acidental.

Quando a verificação é influenciada significativamente pela variação da magnitude de uma acção dependendo do sítio considerado, a acção deve ser separada em partes, favorável e desfavorável, cada uma sendo tratada individualmente.

Combinação fundamental

$$E_d = \sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i}\, Q_{k,i} \qquad (A\text{-}49)$$

O dimensionamento de elementos estruturais não envolvendo acções geotécnicas deve ser feito utilizando as seguintes tabelas.

Quadro A-13 – Valores de dimensionamento das acções (STR/GEO).

Situação persistente e transitória	**Acções permanentes**		**Pré-Esforço**	**Acção variável base**	**Restantes acções variáveis**	
	Desfavorável	**Favorável**			**Principal (se existir)**	**Outras**
(Eq. 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

As acções variáveis são as que constam na tabela dos coeficientes de combinação.

Combinação acidental e combinação sísmica

As acções a utilizar nestas combinações estão especificadas em seguida.

Quadro A-14 – Valores de dimensionamento das acções a utilizar nas combinações de acidente e sismo.

Situação de dimensionamento	**Acções permanentes**		**Pré-Esforço**	**Acção acidental/ sísmica**	**Restantes acções variáveis**	
	Desfavor.	**Favor.**			**Principal (se existir)**	**Outras**
Acidental	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	A_d	$(\psi_{1,1}\ ou\ \psi_{2,1})\ Q_{k,1}$	$\gamma_{2,i} Q_{k,i}$
Sísmica	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$	-	$\gamma_{2,i} Q_{k,i}$

Consequentemente vem, para o efeito da combinação acidental:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1}\ ou\ \psi_{2,1})Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}\, Q_{k,i} \qquad (A\text{-}50)$$

A escolha entre $\psi_{1,1}$ou $\psi_{2,1}$ relaciona-se com a situação acidental relevante.

Por outro lado, o efeito provocado pela combinação sísmica é calculado através da expressão:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i}\, Q_{k,i} \qquad (A\text{-}51)$$

A.6.4. ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Deverá verificar-se

$$E_d \leq C_d$$

em que C_d é o valor de dimensionamento limite e E_d é o valor de dimensionamento dos efeitos da acção especificado nos critérios de serviço, relativo à combinação adequada.

A.6.4.1. Combinações de acções

Os valores de dimensionamento das acções devem ser os que constam na tabela seguinte.

A-15 – Valores de dimensionamento das acções a ter em conta nas combinações em SLS.

Combinação	Acções permanentes		Pré-Esforço	Acções variáveis	
	Desfavorável	Favorável		Base	Outras
Característica	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i}Q_{k,i}$
Frequente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$\psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$
Quase-permanente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$\psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$

O anexo nacional poderá referir a combinação infrequente.

As combinações de acções para os estados limites de serviço são definidas pelas expressões seguintes.

Combinação característica

Actua raramente na vida da estrutura.

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i}\, Q_{k,i} \qquad (A\text{-}52)$$

Combinação frequente

Actua durante muitas vezes na vida da estrutura.

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}\, Q_{k,i} \qquad (A\text{-}53)$$

Combinação quase-permanente

Actua durante uma grande parte da vida da estrutura.

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i}\, Q_{k,i} \qquad \text{(A-54)}$$

Combinação infrequente

Pode ser usada, para certos estados limites de serviço em pontes de betão, a combinação infrequente de acções dada pela expressão:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,infq} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{1,i} Q_{k,i} \text{ (A-55)}$$

Nem cargas de neve nem acções do vento devem ser combinadas com:

- Forças de aceleração e travagem ou forças centrífugas ou o grupo gr2;
- Cargas em passeios e ciclovias ou o grupo gr3;
- Cargas de multidão ou o grupo gr4.

A acção do vento a combinar com o modelo de carga 1 ou grupo gr1a não pode ser maior que o menor F_W^* ou $\psi_0 F_{Wk}$.

O vento e a acção térmica não devem ser tido simultaneamente em conta, a menos que especificado para o local de projecto.

Os factores parciais para os materiais γ_M, devem ser considerados unitários.

ANEXO B

CÁLCULOS

LINHAS DE INFLUÊNCIA

LINHAS DE INFLUÊNCIA DAS VIGAS

1) DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DA CARGA

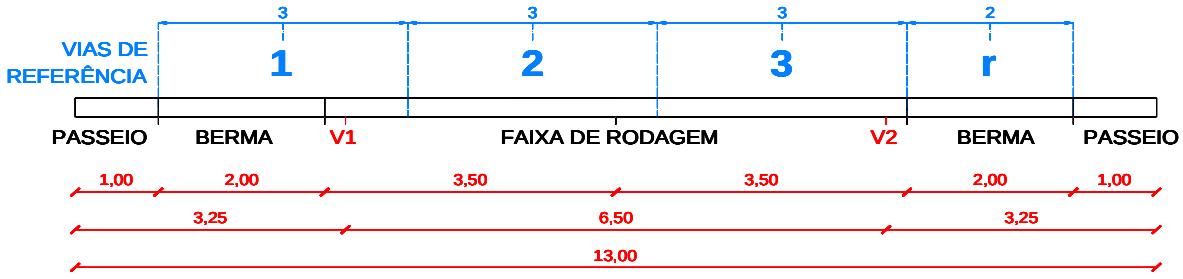
A. DIMENSÕES DO TABULEIRO

O tabuleiro bi-viga tem as seguintes dimensões (m):

	3,25 m	6,50 m	3,25 m
TOTAL		13,00 m	

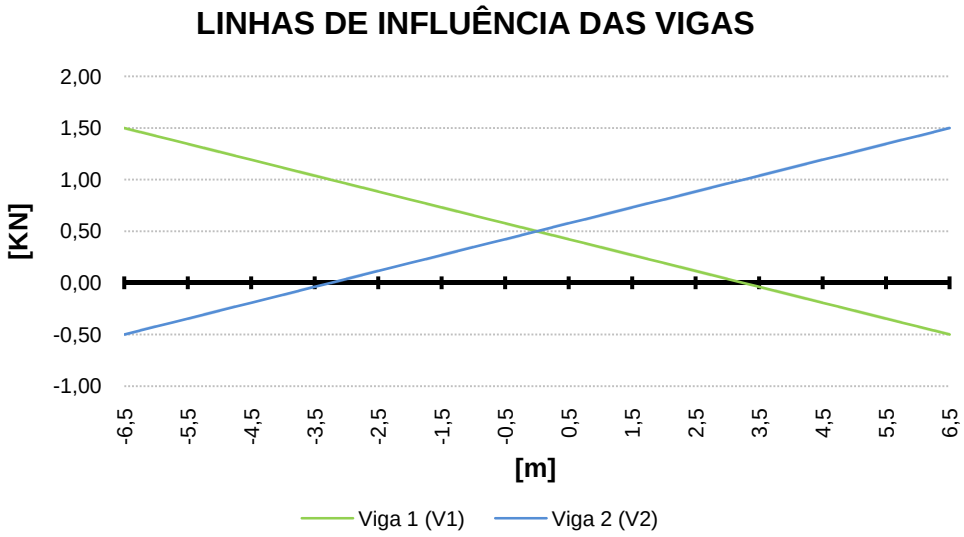
A posição das vigas na secção transversal, para que a resultante das cargas permanentes passe pelo eixo de cada viga será, em relação ao CG do tabuleiro:

Viga	1	2
xi	-3,25 m	3,25 m



B. LINHA DE INFLUÊNCIA - MÉTODO DAS CARLINGAS FLUTUANTES

De forma a determinar os esforços a que as vigas estão sujeitas para efectuar o seu dimensionamento, serão consideradas as acções previstas nos Eurocódigos, aplicadas de forma a obter o efeito mais desfavorável. Para tal usar-se-á o método das carlingas flutuantes que permite avaliar a posição de aplicação das cargas de forma a obter o efeito desejado.



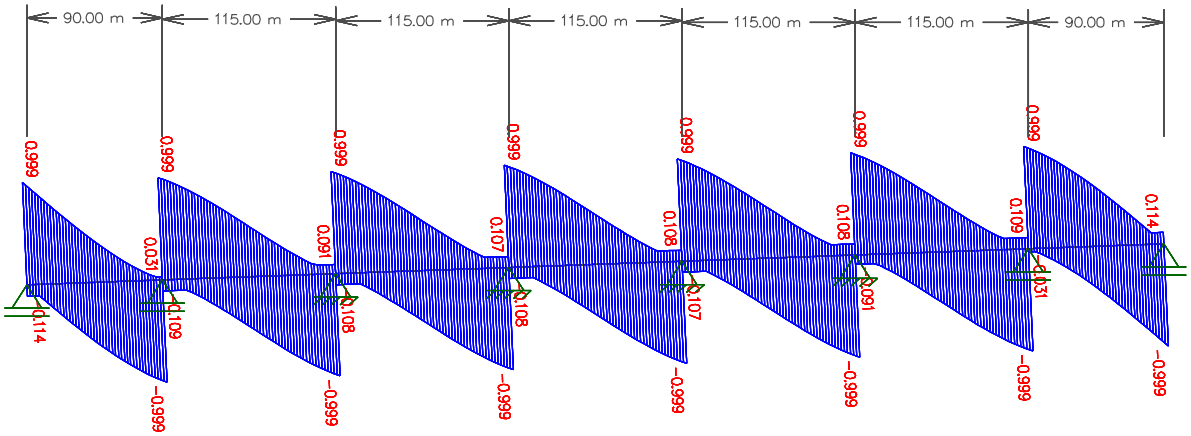
Sendo o tabuleiro simétrico, vão-se, a partir de agora, efectuar todos os cálculos de forma a dimensionar a viga V1, determinando, para isso, o carregamento mais desfavorável para a mesma.

2) DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DA CARGA

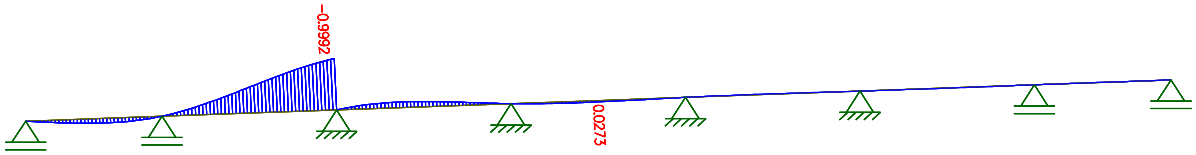
A distribuição longitudinal da carga será também feita conforme preconizado pelo Eurocódigo, dispondo-a de forma a obter o efeito mais desfavorável. Esta consideração será tida em conta directamente no FTOOL. As linhas de influência de transverso e momento para uma carga unitária apresentam-se seguidamente.

A. TRANSVERSO

Linha de influência de esforço transverso na estrutura para uma carga unitária.



Transverso máximo sobre o pilar

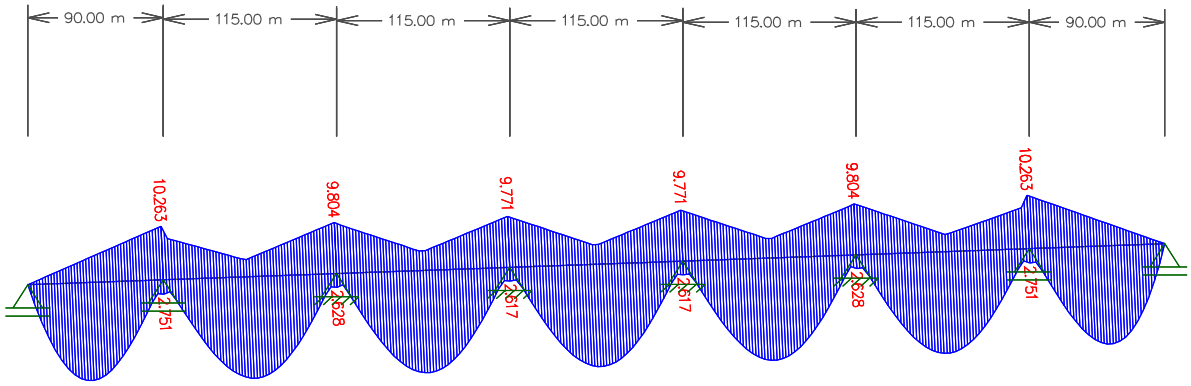


no tramo	x local [m]	x global [m]
3	0	205

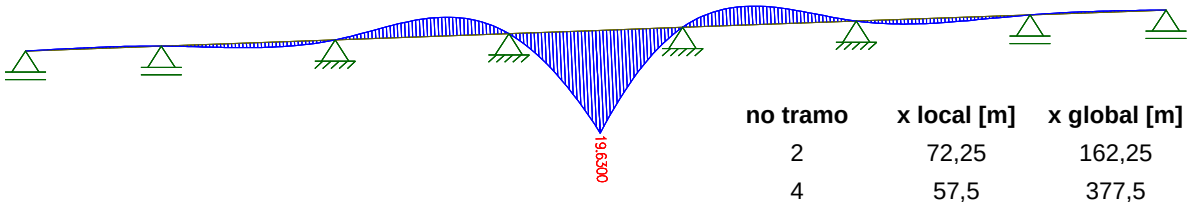
OBS: Toma-se o 3º apoio porque é aquele em que V devido às cargas permanentes é já maior.

B. MOMENTO

Linha de influência de momentos flectores na estrutura para uma carga unitária.

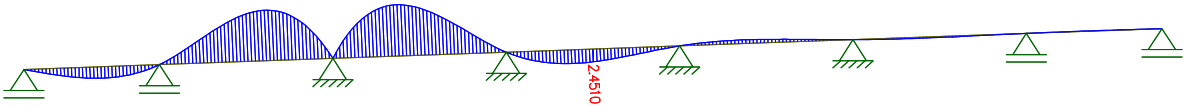


Momento positivo máximo: a 1/2 do 4º vao.



no tramo	x local [m]	x global [m]
2	72,25	162,25
4	57,5	377,5
6	42,75	592,75

Momento negativo máximo: em cima do 3º apoio.



no tramo	x local [m]	x global [m]
2	72,25	162,25
3	42,75	247,75
5	44,25	479,25

OBS: Toma-se o 3º apoio porque é aquele em que M devido às cargas permanentes é já maior, apesar de a envolvente de M para uma carga unitária nesta estrutura ter o seu maior valor (M-) em cima do 2o apoio.

ACÇÕES E COMBINAÇÕES

ACÇÕES

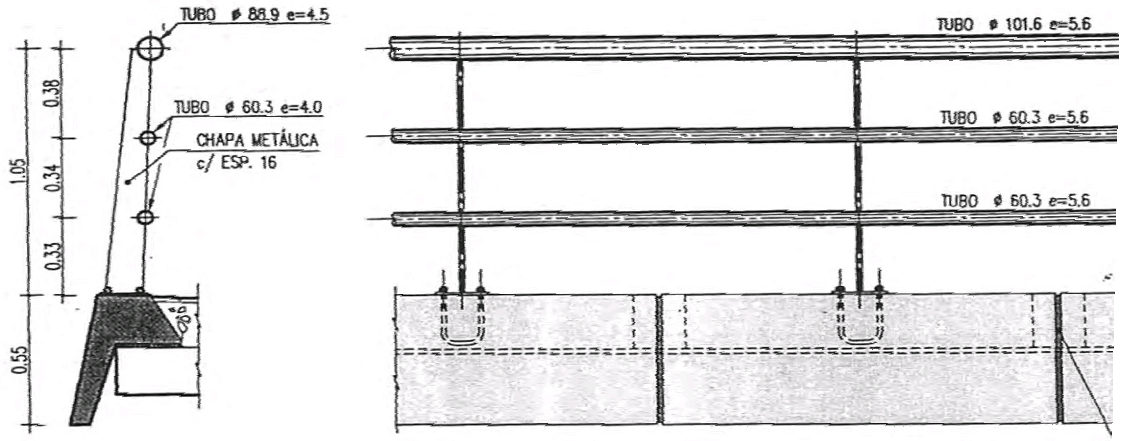
1) CARGAS PERMANENTES

A. PESO PRÓPRIO

Considera-se repartição igual entre as duas vigas.

Largura de influência de cada viga será metade da largura do tabuleiro = 6,50 m

Guarda-corpos



Constituição de 1 m de guarda-corpos:

Qtd	Tipo	diam [mm]	e [mm]	γ [KN/m3]	P [KN/m]
1	Tubo	90	5	77	0,05
2	Tubo	60	4	77	0,06
Qtd	**Tipo**	**A**	**e [mm]**	**γ [KN/m3]**	**P [KN/m]**
1	Chapa	0,165	0,016	77	0,20
				TOTAL [KN/m]	0,31

Resumo das cargas permanentes

	Designação	γ [KN/m3]	A [m2]	B [m]	e [m]	q [KN/m]
Barreira segurança	PP-BS	Catálogo				0,50
Estrutura metálica	PP-ESTM	Aplicada carga distr. 1,75x superior sobre apoios.				16,00
Guarda-corpos	PP-GC	Calculado à parte				0,31
Laje de betão	PP-LAJE	25,00	-	6,50	0,30	48,75
Lancil	PP-LAN	Catálogo				1,00
Passeio	PP-PAS	25,00	-	1,00	0,20	5,00
Impermeabilização	PP-IMP	25,00	-	5,50	0,03	5,07
Pavimento	PP-PAV	25,00	-	5,50	0,08	16,02
Viga de bordadura	PP-VB	25,00	0,10	-	-	2,50
					TOTAL	**95,15**

OBS: PP-IMP e PP-PAV têm os factores de +-20% e +-40% respectivamente, consoante se tratam de zonas da secção transversal desfavoráveis (afectada por +) ou favoráveis (afectadas por -).

OBS: Em relação à laje de betão, e não sabendo ainda se será vantajoso recorrer à dupla acção mista, não se contabilizaram as cargas relativas a uma possível inserção de laje inferior. Contudo o peso junto aos apoios não seria muito influente para os diagramas de momentos.

B. RETRACÇÃO LAJE SUPERIOR

B.1. Propriedades do betão

fck	fcm	fcm0
35,00	43,00	10,00

B.2. Parâmetros do cimento

classe	αds1	αds2
R	6,00	0,11

B.3. Outros parâmetros/dados

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

RH_0	RH	ts	t
100,00	80,00	1,00	10000,00

Ac	u	h0	Kh
3,90	15,60	500,00	0,70

Comprimento impermeabilizado	11

OBS: No cálculo do perímetro subtraiu-se a parte da laje que não está em contacto directo com a atmosfera devido à impermeabilização.

EN 1994-2 5.4.2.2 Para a retracção, a idade de carregamento a considerar é 1 dia.

B.4. Extensão de retracção - parcela autógena

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0{,}2t^{0{,}5})$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5(f_{ck} - 10).10^{-6}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t).\varepsilon_{ca}(\infty)$$

βas(t)	1,00
εca(∞)	6,25E-05
εca(t)	6,25E-05

B.5. Extensão de retracção - parcela da secagem

$$\beta_{RH} = 1{,}55\left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right]$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85\left[(220 + 110\cdot\alpha_{ds1})\cdot\exp\left(-\alpha_{ds2}\cdot\frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right)\right]\cdot 10^{-6}\cdot\beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s)\cdot k_h\cdot\varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0{,}04\sqrt{h_0^3}}$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h.\varepsilon_{cd,0}$$

βRH	0,7564
εcd,0	3,53E-04
εcd(t)	2,36E-04
βds	0,96
εcd(∞)	2,47E-04

B.6. Extensão de retracção - total

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

	εcs(t)	2,99E-04
	retracção autogénea	21%
	retracção por secagem	79%

	εcs(∞)	3,09E-04
	retracção autogénea	20%
	retracção por secagem	80%

B.7. Força equivalente

A força necessária para produzir a extensão total de retracção calculada é calculada através de

$$N = A_c . \varepsilon_{cs\infty} . \left(\frac{E_{cm}}{1 + \psi_L . \varphi_t} \right) \qquad \text{em que} \qquad . \left(\frac{E_{cm}}{1 + \psi_L . \varphi_t} \right)$$

é o módulo de elasticidade do betão que assim entra em linha de conta também com a fluência.

N [KN]	11586,24	Ac	1,95		
		εcs(∞)	3,09E-04		
		Ec,eff	19,21	Ecm	34,08
				ψL	0,55
				φt	1,41

C. FLUÊNCIA LAJE SUPERIOR

C.1. Propriedades do betão

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \qquad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \qquad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

Ecm	fcm	σc	α1	α2	α3
34,08	43,00	0,00	0,87	0,96	0,90

C.2. Parâmetros do cimento

classe	α
R	1

C.3. Outros parâmetros/dados

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

RH	Deltati	TΔti	h0	t0	t
80,00	30,00	20,00	500,00	30,00	10000,00

C.4. Extensão de fluência

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \qquad \text{para } f_{cm} \le 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \qquad \text{para } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

φRH 1,17

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

β(fcm) 2,56

A idade do betão t_T corrigida em função da temperatura é dada por:

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13{,}65)} \cdot \Delta t_i$$ **t0,T** 29,94

Correção da idade do betão em função do tipo de cimento, t0:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^{\alpha} \geq 0{,}5$$ **t0** 34,35

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + t_0^{0,20})}$$ **β(t0)** 0,47

$\beta_H = 1{,}5\,[1 + (0{,}012\,RH)^{18}]\,h_0 + 250 \leq 1500$ para $f_{cm} \leq 35$

$\beta_H = 1{,}5\,[1 + (0{,}012\,RH)^{18}]\,h_0 + 250\,\alpha_3 \leq 1500\,\alpha_3$ para $f_{cm} \geq 35$

βH 1335,25

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$$ **βc(t,t0)** 0,96

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$ **fi,0=fi,inf** 1,407

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$ **φ(t,t0)** 1,35

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$ **Ec,eff** 14,47

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varphi(t, t_0) \times \frac{\sigma_c}{E_{c,eff}}$$ **εcc(t)** 0,00E+00

D. ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS

Não considerados.

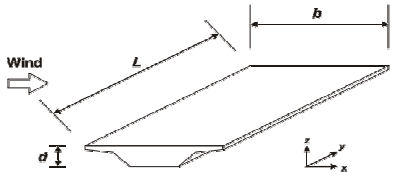
2) CARGAS VARIÁVEIS

A. VENTO

	CATEGORIA DO TERRENO	z0 [m]	zmin [m]	z [m]
0	Área costeira ou exposta a mar	0,003	1,00	75,00

CARACTERÍSTICAS DO TABULEIRO	L [m]	b [m]
	755,00	13,00

SISTEMA DE SEGURANÇA	LADOS	d [m]	dtot [m]
Parapeito e barreiras de segurança abertos	2	4,00	5,20



A.1. Direcção X

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2$$

qb [Pa]	330,63	**ρ [Kg/m3]**	1,25		
		vb [m/s]	23,00	**vb,0 [m/s]**	23,00
				cdir	1,00
				cseason	1,00

$$\begin{cases} I_v(z) = \dfrac{\sigma_v}{v_m(z)} & z_{mín} \leq z \leq z_{máx} \\ I_v(z) = I_v(z_{mín}) & z < z_{mín} \end{cases} \qquad \sigma_v = k_r \times v_b \times k_l$$

				kr	0,16
				kl	1,00
Iv(z)	0,10	**σv**	3,59	**vb**	23,00
		vm(z)	36,34		
				cr(z)	1,58
				co(z)	1,00

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b$$

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

ce(z)	4,22	**qb**	330,63		
		qp(z)	1396,11	**ρ [Kg/m3]**	1,25
				vm(z) [m/s]	36,34
				Iv(z)	0,10

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z)$$

$$C = c_e(z) \times c_{f,x}$$

C	5,49	**ce(z)**	4,22
		cf,x	1,30

Aref,x [m2]	3926	**dtot**	5,20
		L	755,00 m

Fw*,x [KN]	7125,49
Fw*,x [KN/m]	9,44

Fw*,x [KN]	8221,72
Fw*,x [KN/m]	10,89

$$F_{w,x} = q_b \times C \times A_{ref,x}$$

NOTA:

Para combinações com tráfego rodoviário, as áreas referentes à face do passeio e face das barreiras ou guardas devem ser substituídas por uma altura de 2m acima da faixa de rodagem, ao longo do comprimento mais desfavorável, independentemente das acções de tráfego verticais.

A.2. Direcção Z

qb [Pa]	330,63

C	3,80	**ce(z)**	4,22	$C = c_e(z) \times c_{f,z}$
		cf,z	0,90	

Aref,z [m2]	9815	**b**	13,00	$A_{ref,z} = b \times L$
		L	755,00 m	

Fw*,z [KN]	12332,58	$F_{w,z} = q_b \times C \times A_{ref,z}$
Fw*,z [KN/m]	16,33	

NOTA:

Quando o tráfego viário é considerado em simultâneo com o vento, o valor de combinação ψ0 . Fwk de acção do vento na ponte e nos veículos deve ser limitado a Fw*, calculado através da substituição de vb,0 por vb,0*, que é definido no Anexo Nacional e cujo valor recomendado é 23m/s. Os valores aqui calculados foram obtidos com vb,0* = 23m/s, logo são Fw*. Não tenho valores Fwk porque não possuo Anexo Nacional para retirar valores de vb,0.

B. TEMPERATURA

B.1. Componente uniforme

Considera-se que, uma vez que os pilares são bastante flexíveis dada a cota da rasante da ponte, os movimentos horizontais serão pouco restringidos e os esforços gerados desprezáveis.

B.2. Componente diferencial

EN 1994-2 3.3 (3) Para simplificar o cálculo de estruturas mistas o coeficiente de dilatação térmica para o aço estrutural deve ser tomado como 10x10e-6. Para calcular alterações no comprimento da ponte deve usar-se 12x10e-6.

Para tabuleiro misto (tipo 2):

fibra superior mais quente	$\Delta T_{M,heat}$	15,00
fibra superior mais fria	$\Delta T_{M,cool}$	18,00

A espessura do revestimento é de 80,00 mm.

Não há lugar a correcções das temperaturas com o coeficiente ksur.

B.3. Simultaneidade das componentes

Não está prevista já que não há componente uniforme.

C. DURANTE A CONSTRUÇÃO

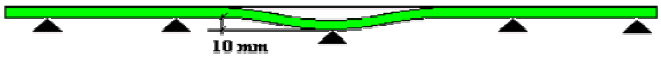
As cargas estão aplicadas transversalmente apenas na zona desfavorável da linha de influência da V1.

Tipo	Designação	Tipo	Valor [KN/m2]
Pessoal e ferramentas	Qca	CUD	1,00
Armazenamento de bens móveis	Qcb	CUD	0,20
Equipamento não permanente	Qcc	CUD	0,50
		TOTAL	**1,70**

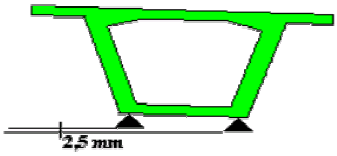
	qca	qcb	qcc	
x,esq	-6,50	-6,50	-6,50	
x,dta	3,25	3,25	3,25	
Magnitude	1,00	0,20	0,50	**TOTAL**
R1 [KN/m]	7,31	1,46	3,66	12,43
R2 [KN/m]	2,44	0,49	1,22	4,14

O EC1 1-6 prevê ainda à consideração de assentamentos de apoio em pontes empurradas.

Não será considerada esta acção.



a) Longitudinal deflection



b) Differential deflection in the transverse direction

D. TRÁFEGO RODOVIÁRIO

Devido ao posicionamento mais desfavorável do Modelo de carga 1 previsto no Eurocódigo 1 Parte 2 as forças actuantes nas vigas são:

Load model 1

Vão com mais de 10m, os 2 eixos são substituídos por 1 com a carga total - EN 1991-2 4.3.2-(6) b):

EN 1991-2 4.3.2-(3):

O factor de ajuste α pode ser alterado já que a consideração de 1 por defeito, traduz uma situação de tráfego pesado acima da situação verificada normalmente em auto-estradas e vias-rápidas. Recomenda-se a adopção de 0,8 para α_{Q1}, adoptando a unidade para as restantes vias de referência (em relação à carga distribuída). Contudo, uma vez que o LM1 quando usado com os valores de α unitários cobre um veículo especial de 600 KN (anexo A), não serão reduzidos os coeficientes.

As cargas serão aplicadas transversalmente onde a linha de influência é desfav. p/ V1:x≤ 3,25 m

Cargas do modelo de carga 1 a aplicar em cada via de referência e área restante

Via	1	2	3	outras	restante
Q [KN]	600,00	400,00	200,00	0,00	0,00
q [KN/m2]	9,00	2,50	2,50	2,50	2,50

Cargas concentradas, Qi

	Q11	Q12	Q21	Q22	Q31	Q32
Posição	-5,00	-3,00	-2,00	0,00	1,00	3,00
Magnitude	300,00	300,00	200,00	200,00	100,00	100,00
R1 [KN]	380,77	288,46	161,54	100,00	34,62	3,85
R2 [KN]	-80,77	11,54	38,46	100,00	65,38	96,15

TOTAL [KN]	
R1	969,23
R2	230,77

Cargas uniformemente distribuídas, qi

	q1	q2	q3	qr	
x,esq	-5,50	-2,50	0,50		
x,dta	-2,50	0,50	3,25		
Magnitude	9,00	2,50	2,50	efeito favorável	**TOTAL**
R1 [KN/m]	30,12	4,90	1,45		36,47
R2 [KN/m]	-3,12	2,60	5,42		4,90

Passeio, qfk

x,esq	x,dta	Magnitude	R1 [KN/m]	R2 [KN/m]
-6,50	-5,50	5,00	7,12	-2,12

E. ACÇÃO EM PARAPEITO PEDESTRE

x	Magnitude	R1 [KN/m]	R2 [KN/m]
-6,50	1,00	1,50	-0,50

RESUMO DAS ACÇÕES

TIPO DE ACÇÃO	DESIGNAÇÃO	TIPO	VALOR	UNIDADE
PERMANENTE				
Peso próprio	O PP-ESTM é 1,75x o apresentado nas zonas de apoios.			
Estrutura metálica	PP-ESTM	f. linear	16,00	[KN/m]
Travamento	PP-TRAV	f. linear	2,50	[KN/m]
Laje de betão	PP-LAJE	f. linear	48,75	[KN/m]
Barreira segurança	PP-BS	f. linear	0,50	[KN/m]
Guarda-corpos	PP-GC	f. linear	0,31	[KN/m]
Lancil	PP-LAN	f. linear	1,00	[KN/m]
Passeio	PP-PAS	f. linear	5,00	[KN/m]
Impermeabilização	PP-IMP	f. linear	5,07	[KN/m]
Pavimento	PP-PAV	f. linear	16,02	[KN/m]
Viga de bordadura	PP-VB	f. linear	2,50	[KN/m]
TOTAL REST. CARGAS PERM.	PP-TRCP	f.linear	30,40	[KN/m]
Retracção				
	RET-N	f. concentr.	11586,24	[KN]
*	RET-M	f. concentr.	12339,62	[KNm]
Fluência	FLU	Tida em conta no coef. homogeneização		
Assentamentos dif.	ADIF	Não considerados		
* Considerou-se o axial RET-N aplicado na secção de extremidade, braço:				1,07
VARIÁVEL				
Vento				
X	Wx	f.linear	9,44	[KN/m]
Z	Wz	f.linear	16,33	[KN/m]
Temperatura				
ΔT M,heat	ΔT+	var. dif. temp.	15	[ºC]
ΔT M,cool	ΔT-	var. dif. temp.	18	[ºC]
Construção				
Pessoal e ferramentas	Qca	f.linear	7,31	[KN/m]
Armazenamento de bens móveis	Qcb	f.linear	1,46	[KN/m]
Equipamento não permanente	Qcc	f.linear	3,66	[KN/m]
TOTAL	CONS-TOT	f.linear	12,43	[KN/m]
Tráfego Rodoviário				
Load Model 1				
Cargas concentradas - Qk	LM1-Q	f. concentr.	969,23	[KN]
Cargas distribuídas - qk	LM1-q	f.linear	36,47	[KN/m]
Passeio - qfk	LM1-qfk	f.linear	7,12	[KN/m]
Parapeito pedestre	qfk	f.linear	1,50	[KN/m]

ESFORÇOS NA ESTRUTURA (FASE DE CONSTRUÇÃO)

A. DURANTE O PROCESSO DE DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS

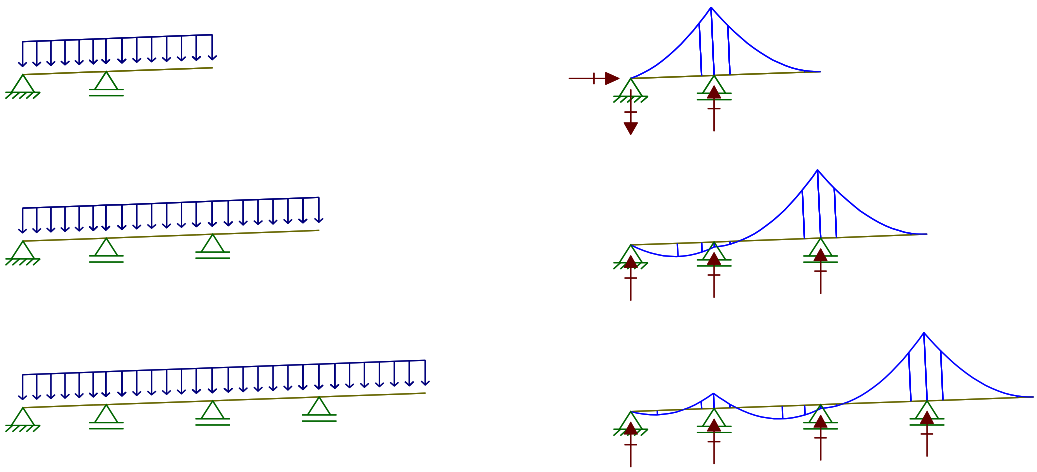
O método construtivo utilizado será por deslocamentos sucessivos. O momento condicionante será quando a estrutura está 115m em consola. Serão considerados o PP das vigas metálicas + travamento e o vento.

Considero para o travamento 2,50 KN/m

Considero para a largura de 1 viga exposta ao vento (impulso vertical) 1,70 m

ACÇÃO	DESIGNAÇÃO	SECÇÃO APOIO		SECÇÃO 1/2 VÃO	
		M [KNm]	V [KN]	M [KNm]	V [KN]
PERMANENTE					
Peso próprio					
Estrutura metálica	PP-ESTM	-114283,04	2208,00		
Travamento	PP-TRAV	-16526,05	287,35		
VARIÁVEL					
Vento					
Z	Wz	-14120,22	245,52		

A secção de apoio refere-se ao apoio anterior à consola, mais esforçado. A secção de 1/2 vão não é certamente condicionante.



B. DURANTE A BETONAGEM

Serão considerados o PP das vigas metálicas + travamento + laje de betão e como acções variáveis o vento e carga relativa à construção.
As cargas específicas de betonagem mencionadas em EC1 1-6 4.11.2 não serão tidas em conta.

ACÇÃO	DESIGNAÇÃO	SECÇÃO APOIO		SECÇÃO 1/2 VÃO	
		M [KNm]	V [KN]	M [KNm]	V [KN]
PERMANENTE					
Peso próprio					
Estrutura metálica	PP-ESTM	-19502,72	1137,92	9047,68	0,00
Travamento	PP-TRAV	-2783,15	144,93	1383,20	0,00
Laje de betão	PP-LAJE	-54271,43	2826,04	26972,40	0,00
VARIÁVEL					
Vento					
Z	Wz	-23574,50	1099,15	17796,15	0,00
Construção					
TOTAL	CONS-TOT	-17941,15	836,50	13543,60	0,00

ESFORÇOS NA ESTRUTURA COM INÉRCIA CTE (FASE DE SERVIÇO)

C. PARA MAXIMIZAR OS MOMENTOS NA SECÇÃO DE APOIO (3º) E SECÇÃO A 1/2 VÃO DO 4º VÃO

ACÇÃO	DESIGNAÇÃO	SECÇÃO APOIO		SECÇÃO 1/2 VÃO	
		M [KNm]	V [KN]	M [KNm]	V [KN]
PERMANENTE					
Peso próprio					
Estrutura metálica	PP-ESTM	-19502,72	1137,92	9047,68	0,00
Travamento	PP-TRAV	-2783,15	144,93	1383,20	0,00
Laje de betão	PP-LAJE	-54271,43	2826,04	26972,40	0,00
TOTAL REST. CARGAS PERM.	PP-TRCP	-33845,58	1762,42	16820,94	0,00
Retracção					
Axial	RET-N	Não considerada por agora.			
Momento	RET-M				
Fluência	FLU	Não considerada por agora.			
Assentamentos dif.	ADIF	Não considerados.			
VARIÁVEL					
Vento					
X	Wx	Não relevante para esta análise.			
Z	Wz	-23574,50	1099,15	17796,15	0,00
Temperatura					
ΔT M,heat	ΔT+	Não considerada por agora.			
ΔT M,cool	ΔT-	Não considerada por agora.			
Construção					
TOTAL	CONS-TOT	-17941,15	836,50	13543,60	0,00
Tráfego Rodoviário					
Load Model 1		Qk aplicada seg. LI longit. para as secções em causa			
Cargas concentradas - Qk	LM1-Q	-9515,77	631,06	19045,80	485,00
Cargas distribuídas - qk	LM1-q	-52639,73	2454,31	39737,21	0,00
Passeio - qfk	LM1-qfk	-10269,14	478,79	7752,07	0,00
Parapeito pedestre	qfk	Não considerada por agora.			

D. PARA MAXIMIZAR O TRANSVERSO

O transverso máximo é muito aproximado daquele determinado com a disposição de cargas de forma a maximizar o momento flector. Assim sendo, nesta fase e por simplificação, utiliza-se o transverso correspondente aos casos de carga que maximizam os momentos flectores.

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES (FASE DE CONSTRUÇÃO)

Combinação fundamental $$E_d = \sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

γg	γq (tráfego)	γq (outras)
1,35	1,35	1,5

A. PROCESSO DE DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS

A.1. AVB - VENTO

ACÇÃO	γ	ψ0	SECÇÃO APOIO		SECÇÃO 1/2 VÃO	
			M [KNm]	V [KN]	M [KNm]	V [KN]
PERMANENTE						
Peso próprio						
Estrutura metálica	1,35	1,00	-154282,10	2980,80		
Travamento	1,35	1,00	-22310,17	387,92		
VARIÁVEL						
Vento						
Z	1,50	1,00	-21180,33	368,28		
		TOTAL	**-197772,60**	**3737,00**		

A secção de apoio refere-se ao apoio anterior à consola, mais esforçado. A secção de 1/2 vão não é certamente condicionante.

B. BETONAGEM

B.1. AVB - VENTO É=AVB:CONSTRUÇÃO

ACÇÃO	γ	ψ0	SECÇÃO APOIO		SECÇÃO 1/2 VÃO	
			M [KNm]	V [KN]	M [KNm]	V [KN]
PERMANENTE						
Peso próprio						
Estrutura metálica	1,35	1,00	-26328,67	1536,19	12214,37	0,00
Travamento	1,35	1,00	-3757,25	195,65	1867,32	0,00
Laje de betão	1,35	1,00	-73266,42	3815,15	36412,74	0,00
VARIÁVEL						
Vento						
Z	1,50	1,00	-35361,74	1648,73	26694,23	0,00
Construção						
TOTAL s/ Qca	1,50	0,41	-11081,30	516,66	8365,16	0,00
		TOTAL	**-149795,39**	**7712,38**	**85553,82**	**0,00**

De EC0 A2.2.1(10) - neve e vento não devem ser tidos em conta em simultâneo com Qca

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES (FASE DE SERVIÇO)

Para o pré-dimensionamento não serão consideradas as acções de fluência, retracção e temperatura.
A rigidez da viga é considerada constante em todo o comprimento da ponte.

C. PARA MAXIMIZAR OS MOMENTOS NA SECÇÃO DE APOIO (3º) E SECÇÃO A 1/2 VÃO DO 4º VÃO

γg	γq (tráfego)	γq (outras)
1,35	1,35	1,5

ACÇÃO	SECÇÃO APOIO		SECÇÃO 1/2 VÃO	
	M [KNm]	V [KN]	M [KNm]	V [KN]
PERMANENTE				
Peso próprio				
Estrutura metálica	-19502,72	1137,92	9047,68	0,00
Travamento	-2783,15	144,93	1383,20	0,00
Laje de betão	-54271,43	2826,04	26972,40	0,00
TOTAL REST. CARGAS PERM.	-33845,58	1762,42	16820,94	0,00
TOTAL	-110402,87	5871,30	54224,22	0,00
VARIÁVEL				
Vento				
Z	-23574,50	1099,15	17796,15	0,00
Tráfego Rodoviário				
Load Model 1				
Cargas concentradas - Qk	-9515,77	631,06	19045,80	485,00
Cargas distribuídas - qk	-52639,73	2454,31	39737,21	0,00
Passeio - qfk	-10269,14	478,79	7752,07	0,00
TOTAL - gr1a [Qk+qk+40% qfk]	-66263,16	3276,88	61883,84	485,00

OBS.

1) Para acções de tráfego, 1 único valor ψ deve ser aplicado a cada grupo de cargas. Este valor é igual ao valor ψ aplicado à acção principal do grupo.
2) As acções do vento e da temperatura não devem ser tidas em conta em simultâneo a menos que especificado pelas condições climatéricas locais.
3) A acção do vento a ter em consideração juntamente com o LM1 ou grupo associado de cargas gr1a não deve ser superior ao menor dos valores Fw* e Ψ0 Fwk.
De EC0 A2.2.1(10) - neve e vento não devem ser tidos em conta em simultâneo com Qca

C.1. AVB - VENTO

ACÇÃO	γ	ψ0	SECÇÃO APOIO		SECÇÃO 1/2 VÃO	
			M [KNm]	V [KN]	M [KNm]	V [KN]
PERMANENTE	1,35	1,00	-149043,88	7926,25	73202,70	0,00
VARIÁVEL						
Vento Z	1,50	1,00	-35361,74	1648,73	26694,23	0,00
Tráfego rodoviário	1,35	0,75	-67091,45	3317,84	62657,39	491,06
TOTAL			**-251497,07**	**12892,83**	**162554,31**	**491,06**

C.2. AVB - GR1A

ACÇÃO	γ	ψ0	SECÇÃO APOIO		SECÇÃO 1/2 VÃO	
			M [KNm]	V [KN]	M [KNm]	V [KN]
PERMANENTE	1,35	1,00	-149043,88	7926,25	73202,70	0,00
VARIÁVEL						
Vento Z	1,50	1,00	-35361,74	1648,73	26694,23	0,00
Tráfego rodoviário	1,35	1,00	-89455,26	4423,79	83543,18	654,75
TOTAL			**-273860,88**	**13998,77**	**183440,11**	**654,75**

RESUMO DAS COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

FTOOL

Os esforços combinados são:

COMBINAÇÃO	FASE	SECÇÃO TRANSV.	SECÇÃO APOIO		SECÇÃO 1/2 VÃO	
			M [KNm]	V [KN]	M [KNm]	V [KN]
Processo de deslocamentos sucessivos						
A.1. AVB - VENTO	CONSTRUÇÃO	METÁLICA	-197772,60	3737,00	-	-
Estrutura apoiada - betonagem						
B. BETONAGEM	CONSTRUÇÃO	METÁLICA	-149795,39	7712,38	85553,82	0,00
Estrutura em serviço						
C.1. AVB - VENTO	SERVIÇO	MISTA	-251497,07	12892,83	162554,31	491,06
C.2. AVB - GR1A	SERVIÇO	MISTA	-273860,88	13998,77	183440,11	654,75

SAP2000 v14

O processo foi repetido no SAP2000 v14, através das envolventes automaticamente geradas e com ligeiras diferenças como por ex. a aplicação da carga de construção num comprimento máximo de 25m (corresponde ao local de betonagem) e não no comprimento total da ponte.

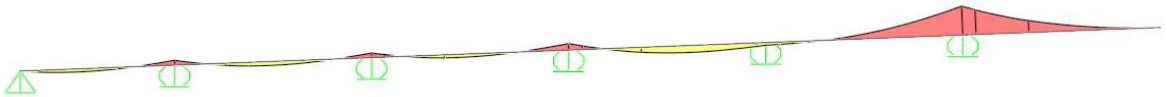
COMBINAÇÃO	FASE	SECÇÃO	N [KN]	M [KNm]	V [KN]
Processo de deslocamentos sucessivos					
A.1. AVB - VENTO	CONSTRUÇÃO	Consola	-149,53	-197984,16	-3738,27
Estrutura apoiada - betonagem					
B. BETONAGEM	CONSTRUÇÃO	1/2 Vao	17,08	80532,66	634,33
B. BETONAGEM		3o Apoio	-281,79	-140302,67	-7297,17
Estrutura em serviço					
C.1. AVB - VENTO	SERVIÇO	1/2 Vao	56,56	162874,38	1967,10
C.1. AVB - VENTO		3o Apoio	-497,32	-250528,22	-13074,61
C.2. AVB - GR1A		1/2 Vao	70,72	183814,47	2435,27
C.2. AVB - GR1A		3o Apoio	-539,92	-272620,07	-14269,38

Os resultados são consistentes e servirão para um primeiro dimensionamento.
Se a secção estiver em regime elástico há que ter em consideração o faseamento construtivo e aplicar as cargas respeitantes a cada fase na secção adequada.
No caso da secção de apoio, cujo regime será elástico basta então aplicar, para a fase mista, as seguintes cargas:

ACÇÃO	SECÇÃO APOIO	
	M [KNm]	V [KN]
TOTAL REST. CARGAS PERM.	-33845,58	1762,42
Tráfego Rodoviário - LM 1		
Cargas concentradas - Qk	-9515,77	631,06
Cargas distribuídas - qk	-52639,73	2454,31
Passeio - qfk	-10269,14	478,79
TOTAL - gr1a [Qk+qk+40% qfk]	-66263,16	3276,88
	-100108,73	5039,30
Majorando 1,35	**-135146,79**	**6803,06**

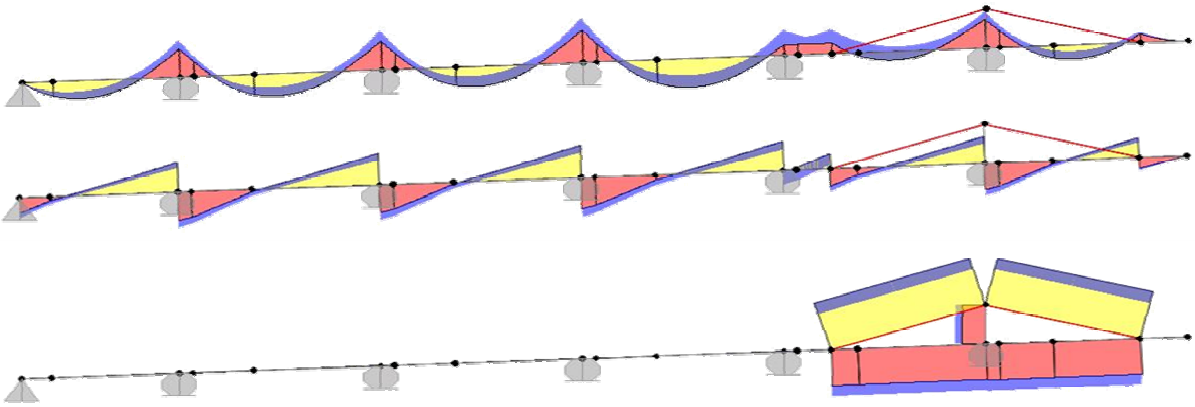
ESQUEMAS QUALITATIVOS DOS DIAGRAMAS DE M

Processo de deslocamentos sucessivos / lançamento incremental



Situação de betonagem/Situação em serviço

LANÇAMENTO INCREMENTAL COM SISTEMA DE ATIRANTAMENTO



SECÇÃO	N [KN]	M [KNm]	V [KN]
57	-100,786	-47147,9649	-2519,653
Consola	-7481,445	-39052,4593	-2086,445

SECÇÃO INTERMÉDIA S3

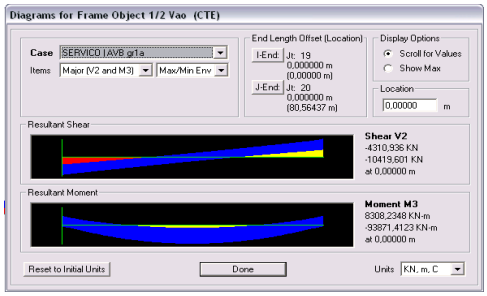
Esforços para o dimensionamento da secção intermédia nos extremos da barra.

ESQ x=17m (do pilar)

COMBINAÇÃO	ENVOLV.	N [KN]	M [KNm]	V [KN]
BETONAGEM	Max	-144,50	-12271,98	-3368,72
BETONAGEM	Min	-192,53	-40316,00	-5053,18
SERVICO | AVB Vento	Max	-203,03	237,94	-4493,34
SERVICO | AVB Vento	Min	-352,35	-82747,08	-9453,89
SERVICO | AVB gr1a	Max	-200,38	8308,23	-4310,94
SERVICO | AVB gr1a	Min	-385,49	-93871,41	-10419,60
			-93871,41	**-10419,60**

DTA x=42m (do pilar)

COMBINAÇÃO	ENVOLV.	N [KN]	M [KNm]	V [KN]
BETONAGEM	Max	-46,20	66729,83	-945,84
BETONAGEM	Min	-81,36	25940,59	-2249,60
SERVICO | AVB Vento	Max	-47,42	137431,82	-644,49
SERVICO | AVB Vento	Min	-162,49	18535,33	-4646,41
SERVICO | AVB gr1a	Max	-38,85	155975,47	-321,51
SERVICO | AVB gr1a	Min	-182,50	9754,67	-5269,61
			155975,47	**-5269,61**



SECÇÃO DE EXTREMIDADE S4

x=0 m

COMBINAÇÃO	ENVOLV.	N [KN]	M [KNm]	V [KN]
BETONAGEM	Max	-111,46	0,00	-2786,47
BETONAGEM	Min	-168,29	0,00	-4207,30
SERVICO | AVB Vento	Max	-148,71	0,00	-3717,86
SERVICO | AVB Vento	Min	-322,61	0,00	-8065,17
SERVICO | AVB gr1a	Max	-142,63	0,00	-3565,69
SERVICO | AVB gr1a	Min	-357,95	0,00	-8948,72
			0,00	**-8948,72**

x=15,50 m

COMBINAÇÃO	ENVOLV.	N [KN]	M [KNm]	V [KN]
BETONAGEM	Max	-53,92	50855,89	-1347,93
BETONAGEM	Min	-96,96	32305,56	-2423,96
SERVICO | AVB Vento	Max	-61,01	98014,45	-1525,32
SERVICO | AVB Vento	Min	-196,79	41812,33	-4919,75
SERVICO | AVB gr1a	Max	-53,35	108961,94	-1333,86
SERVICO | AVB gr1a	Min	-221,91	39449,29	-5547,68
			108961,94	**-5547,68**

ESFORÇOS SAP

SECÇÕES COM INÉRCIA CONSTANTE

ESFORÇOS COM VIGA DE INÉRCIA CONSTANTE

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
ESFORÇOS MÁXIMOS NO 3o APOIO E A MEIO-VÃO DO TRAMO DO MEIO DA VIGA - PARA DIMENSIONAMENTO AO MOM. FLECTOR (SECÇÕES M+ E M-) E TRANSVERSO (SECÇÃO DE M-)							
Consola	0	DESLOC. SUCESSIVOS	Combination	Min	-149,531	-3738,265	-197984,163
1/2 Vao	40,28	BETONAGEM	Combination	Max	17,08	634,33	80532,66
1/2 Vao	40,28	SERVICO | AVB Vento	Combination	Max	56,56	1967,10	162874,38
1/2 Vao	40,28	SERVICO | AVB gr1a	Combination	Max	70,72	2435,27	183814,47
3o Apoio	0	BETONAGEM	Combination	Min	-281,785	-7297,172	-140302,669
3o Apoio	0	SERVICO | AVB Vento	Combination	Min	-497,315	-13074,608	-250528,215
3o Apoio	0	SERVICO | AVB gr1a	Combination	Min	-539,919	-14269,375	-272620,071
ESFORÇOS NA TRANSIÇÃO DA SECÇÃO DE M+ PARA M- (NO TRAMO DO MEIO)							
1/2 Vao	0	BETONAGEM	Combination	Max	-144,504	-3368,715	-12271,976
1/2 Vao	0	BETONAGEM	Combination	Min	-192,534	-5053,182	-40316,0015
1/2 Vao	0	SERVICO | AVB Vento	Combination	Max	-203,03	-4493,336	237,9443
1/2 Vao	0	SERVICO | AVB Vento	Combination	Min	-352,349	-9453,885	-82747,083
1/2 Vao	0	SERVICO | AVB gr1a	Combination	Max	-200,381	-4310,936	8308,2348
1/2 Vao	0	SERVICO | AVB gr1a	Combination	Min	-385,494	-10419,601	-93871,4123
1010	25,02	BETONAGEM	Combination	Max	-46,197	-945,835	66729,8335
1010	25,02	BETONAGEM	Combination	Min	-81,357	-2249,598	25940,5873
1010	25,02	SERVICO | AVB Vento	Combination	Max	-47,424	-644,493	137431,8181
1010	25,02	SERVICO | AVB Vento	Combination	Min	-162,491	-4646,409	18535,3348
1010	25,02	SERVICO | AVB gr1a	Combination	Max	-38,851	-321,512	155975,4677
1010	25,02	SERVICO | AVB gr1a	Combination	Min	-182,5	-5269,606	9754,6675
FASE DE DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS COM SOLUÇÃO DE ATIRANTAMENTO. ESFORÇOS NA CONSOLA E NOUTRA SECÇÃO QUE TAMBÉM PODERÁ SER CONDICIONANTE							
57	0	COMB AVB VENTO	Combination	Min	-100,786	-2519,653	-47147,9649
Consola	0	COMB AVB VENTO	Combination	Min	-7481,45	-2086,445	-39052,4593
ESFORÇOS NA TRANSIÇÃO DA SECÇÃO S4 PARA S2 JUNTO AOS ENCONTROS (15,50 M DO APOIO DE EXTREMIDADE)							
1001	15,512	BETONAGEM	Combination	Max	-53,917	-1347,928	50855,8926
1001	15,512	BETONAGEM	Combination	Min	-96,958	-2423,959	32305,5553
1001	15,512	SERVICO | AVB Vento	Combination	Max	-61,013	-1525,323	98014,4516
1001	15,512	SERVICO | AVB Vento	Combination	Min	-196,79	-4919,752	41812,3331
1001	15,512	SERVICO | AVB gr1a	Combination	Max	-53,354	-1333,858	108961,9438
1001	15,512	SERVICO | AVB gr1a	Combination	Min	-221,907	-5547,684	39449,2882
ESFORÇOS NA SECÇÃO S4 NO ENCONTRO							
1001	0	BETONAGEM	Combination	Max	-111,459	-2786,465	2,947E-11
1001	0	BETONAGEM	Combination	Min	-168,292	-4207,297	2,947E-11
1001	0	SERVICO | AVB Vento	Combination	Max	-148,714	-3717,858	0,9813
1001	0	SERVICO | AVB Vento	Combination	Min	-322,607	-8065,174	-3,929E-11
1001	0	SERVICO | AVB gr1a	Combination	Max	-142,627	-3565,687	1,3085
1001	0	SERVICO | AVB gr1a	Combination	Min	-357,949	-8948,723	-3,929E-11

ESFORÇOS SAP

SECÇÕES COM INÉRCIA DEFINIDA

ESFORÇOS COM SECÇÕES APROPRIADAS DEFINIDAS NO MODELO

COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS COM E SEM SECÇÃO DE INÉRCIA CONSTANTE

ACÇÃO	DESIGNAÇÃO	INÉRCIA CTE		SECÇÕES DEFINIDAS	
		M [KNm]	V [KN]	M [KNm]	V [KN]
FASE BETONAGEM					
Peso próprio					
Estrutura metálica	PP-ESTM	9047,68	0,00	8731,68	0,00
Travamento	PP-TRAV	1383,20	0,00	1071,64	0,00
Laje de betão	PP-LAJE	26972,40	0,00	20896,95	0,00
Vento	W	17796,15	0,00	16658,41	420,87
Construção	CONS-TOT	13543,60	0,00	4706,20	115,36
FASE SERVIÇO					
Restantes cargas permanentes	PP-TRCP	16820,94	0,00	15515,56	0,00
Vento	Wz	17796,15	0,00	17813,79	373,77
Temperatura					
ΔT M,heat	ΔT+	Não considerada.		13609,38	0,00
ΔT M,cool	ΔT-	Não considerada.		-16370,36	0,00
Retracção	RET	Não considerada.		-161,09	0,00
Tráfego Rodoviário					
Load Model 1					
Cargas concentradas - Qk	LM1-Q	19045,80	485,00	-	-
Cargas distribuídas - qk	LM1-q	39737,21	0,00	-	-
Passeio - qfk	LM1-qfk	7752,07	0,00	-	-
(Q+q+0,4qfk)	gr1a	61883,84	485,00	62007,42	-1384,17

COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS COM E SEM SECÇÃO DE INÉRCIA CONSTANTE

ACÇÃO		INÉRCIA CTE		SECÇÕES DEFINIDAS	
		M [KNm]	V [KN]	M [KNm]	V [KN]
FASE BETONAGEM					
Peso próprio					
Estrutura metálica	PP-ESTM	-19502,72	1137,92	-25387,58	-1360,55
Travamento	PP-TRAV	-2783,15	144,93	-3082,84	-143,91
Laje de betão	PP-LAJE	-54271,43	2826,04	-60115,32	-1964,37
Vento	Wz	-23574,50	1099,15	-27808,45	-1140,90
Construção	CONS-TOT	-17941,15	836,50	-3528,96	-286,31
FASE SERVIÇO					
Restantes cargas permanentes	PP-TRCP	-33845,58	1762,42	-35202,07	-1751,67
Vento	Wz	-23574,50	1099,15	-23280,07	-1093,53
Temperatura					
ΔT M,heat	ΔT+	Não considerada.		12648,85	0,00
ΔT M,cool	ΔT-	Não considerada.		-15214,96	0,00
Retracção	RET	Não considerada.		767,34	8,00
Tráfego Rodoviário					
Load Model 1					
Cargas concentradas - Qk	LM1-Q	-9515,77	631,06	-	-
Cargas distribuídas - qk	LM1-q	-52639,73	2454,31	-	-
Passeio - qfk	LM1-qfk	-10269,14	478,79	-	-
(Q+q+0,4qfk)	gr1a	-66263,16	3276,88	-65481,29	-3600,93

Tendo em conta o faseamento construtivo:

AVB - GR1A

Fase metálica

		APOIO		Vão	
		M	**V**	**M**	**V**
Estrutura metálica	PP-ESTM	-25387,58	-1360,55	8731,68	0,00
Travamento	PP-TRAV	-3082,84	-143,91	1071,64	0,00
Laje de betão	PP-LAJE	-60115,32	-1964,37	20896,95	0,00
	TOTAL	**-88585,74**	**-3468,82**	**30700,28**	**0,00**

Fase mista

		APOIO		Vão	
		M	**V**	**M**	**V**
Restantes cargas permanentes	PP-TRCP	-35202,07	-1751,67	15515,56	0,00
Vento	Wz	-23280,07	-1093,53	17813,79	373,77
(Q+q+0,4qfk)	gr1a	-65481,29	-3600,93	62007,42	-1384,17

ACÇÃO	**γ**	**ψ0**	**SECÇÃO APOIO**		**SECÇÃO 1/2 VÃO**	
			M [KNm]	**V [KN]**	**M [KNm]**	**V [KN]**
Fase Metálica						
ESTM, TRAV, LAJE	1,35	1,00	-119590,74	-4682,91	41445,37	0,00
Fase Mista						
RCP	1,35	1,00	-47522,80	-2364,76	20946,01	0,00
Vento Z	1,50	1,00	-34920,10	-1640,30	26720,68	560,66
Tráfego rodoviário	1,35	1,00	-88399,74	-4861,25	83710,02	-1868,63
		TOTAL	**-290433,38**	**-13549,22**	**172822,08**	**2429,28**

LARGURA EFECTIVA

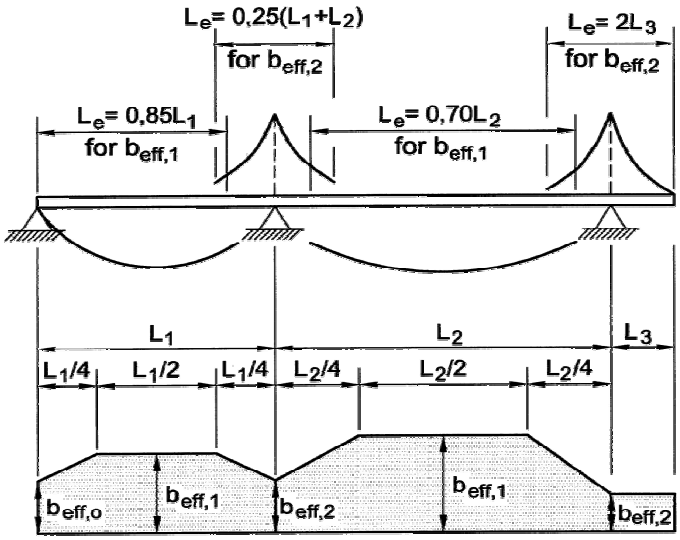
LARGURA EFECTIVA DOS BANZOS PARA A ANÁLISE GLOBAL

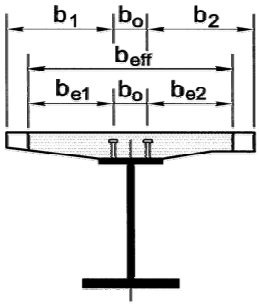
1. AÇO **EN 1993-1-1 5.2.1(5)**
EN 1993-1-5 2.2

Os vãos são de 90 e 115m. Assim para que este efeito tivesse de ser incorporado na análise global, o banzo teria de ter dimensões muito grandes, ou o vão ser muito curto. ($L \leq 4\,(bf-tf)/2$)

2. BETÃO **EN 1994-2 5.4.1.2**

DADOS





A. ÚLTIMO TRAMO

A.1. APOIO DE FORA

SECÇÃO TRANSVERSAL BI-VIGA					DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL		
Dist. do CG da alma ao bordo exterior, besq					L1 - vão extremo L2 - vão interior		
Dist. do CG da alma ao pto médio entre ela e a adjac. bdta							
besq	**bdta**	**b0**	**b1**	**b2**	**L1**	**L2**	**L3**
3,25	3,25	1,00	2,75	2,75	90,00	-	-

	Le	**bi**	**bei**	**βi**
1	76,50	2,75	2,75	1,00
2	76,50	2,75	2,75	1,00

beff
6,50

A.2. MEIO VÃO

SECÇÃO TRANSVERSAL BI-VIGA					DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL		
Dist. do CG da alma ao bordo exterior, besq					L1 - vão extremo L2 - vão interior		
Dist. do CG da alma ao pto médio entre ela e a adjac. bdta							
besq	**bdta**	**b0**	**b1**	**b2**	**L1**	**L2**	**L3**

3,25	3,25	1,00	2,75	2,75	90,00	-	-

	Le	bi	bei
1	76,50	2,75	2,75
2	76,50	2,75	2,75

beff
6,50

A.3. APOIO INTERIOR

SECÇÃO TRANSVERSAL BI-VIGA					DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL		
Dist. do CG da alma ao bordo exterior, besq					L1 - vão extremo L2 - vão interior		
Dist. do CG da alma ao pto médio entre ela e a adjac. bdta							
besq	**bdta**	**b0**	**b1**	**b2**	**L1**	**L2**	**L3**
3,25	3,25	1,00	2,75	2,75	90,00	115,00	-

	Le	bi	bei	βi
1	51,25	2,75	2,75	1,00
2	51,25	2,75	2,75	1,00

beff
6,50

B. TRAMO INTERIOR

IGUAL

B.1. APOIO ADJACENTE AO TRAMO DE 90 m

SECÇÃO TRANSVERSAL BI-VIGA					DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL		
Dist. do CG da alma ao bordo exterior, besq					L1 - vão extremo L2 - vão interior		
Dist. do CG da alma ao pto médio entre ela e a adjac. bdta							
besq	**bdta**	**b0**	**b1**	**b2**	**L1**	**L2**	**L3**
3,25	3,25	1,00	2,75	2,75	90,00	115,00	-

	Le	bi	bei	βi
1	51,25	2,75	2,75	1,00
2	51,25	2,75	2,75	1,00

beff
6,50

B.2. MEIO-VÃO

SECÇÃO TRANSVERSAL BI-VIGA					DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL		
Dist. do CG da alma ao bordo exterior, besq					L1 - vão extremo L2 - vão interior		
Dist. do CG da alma ao pto médio entre ela e a adjac. bdta							
besq	**bdta**	**b0**	**b1**	**b2**	**L1**	**L2**	**L3**
3,25	3,25	1,00	2,75	2,75	-	115,00	-

	Le	bi	bei
1	80,50	2,75	2,75
2	80,50	2,75	2,75

beff
6,50

B.3. APOIO INTERIOR (vãos de 115m à esquerda e à direita)

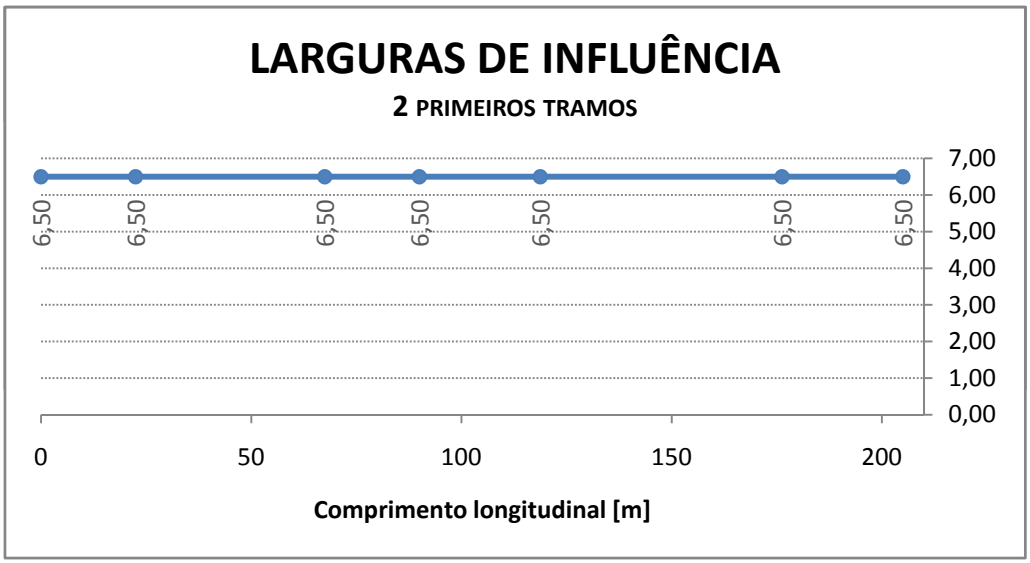
SECÇÃO TRANSVERSAL BI-VIGA					DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL		
Dist. do CG da alma ao bordo exterior, besq					L1 - vão extremo L2 - vão interior		
Dist. do CG da alma ao pto médio entre ela e a adjac. bdta							
besq	**bdta**	**b0**	**b1**	**b2**	**L1**	**L2**	**L3**
3,25	3,25	1,00	2,75	2,75	115,00	115,00	-

	Le	bi	bei	βi
1	57,50	2,75	2,75	1,00
2	57,50	2,75	2,75	1,00

beff
6,50

C. RESUMO

DESCRIÇÃO	beff
A. ÚLTIMO TRAMO	
A.1. APOIO DE FORA	6,50
A.2. MEIO VÃO	6,50
A.3. APOIO INTERIOR	6,50
B. TRAMO INTERIOR	
B.1. APOIO ADJACENTE AO TRAMO DE 90 m	6,50
B.2. MEIO-VÃO	6,50
B.3. APOIO INTERIOR (vãos de 115m à esquerda e à direita)	6,50



CÁLCULO DA LAJE

LAJE DE TABULEIRO

ACÇÕES

1) CARGAS PERMANENTES

Cargas a aplicar em 1m (longitudinalmente) de laje de tabuleiro para obter os esforços.

	Designação	Tipo carga	q	Unidade
Laje de betão	PP-LAJE	Distribuída	7,50	KN/m
Passeio	PP-PAS	Distribuída	5,00	KN/m
Pavimento	PP-PAV	Distribuída	2,91	KN/m
Barreira segurança	PP-BS	Pontual	0,50	KN
Guarda-corpos	PP-GC	Pontual	0,31	KN
Lancil	PP-LAN	Pontual	1,00	KN
Viga de bordadura	PP-VB	Pontual	2,50	KN

2) CARGAS VARIÁVEIS

VENTO

Carga uniformemente distribuída considerada no sentido ascendente ou descendente consoante provoque os maiores esforços.
Para a determinação do maior M- sobre o apoio apenas aplicada na consola.
Para a determinação do maior M+ a meio-vão, aplicada no sentido ascendente nas consolas e descendente no vão interior.

Magnitude 1,26 KN/m

TRÁFEGO RODOVIÁRIO

Cargas do modelo de carga 1 a aplicar em cada via de referência e área restante

Via	1	2	3	outras	restante
Q [KN]	600,00	400,00	200,00	0,00	0,00
q [KN/m2]	9,00	2,50	2,50	2,50	2,50

Para verificações locais, as cargas Q de 2 eixos em vias de referências adjacentes podem ser aproximadas, sendo a distância menor entre as rodas + próximas de ambos, de pelo menos 0,50m.

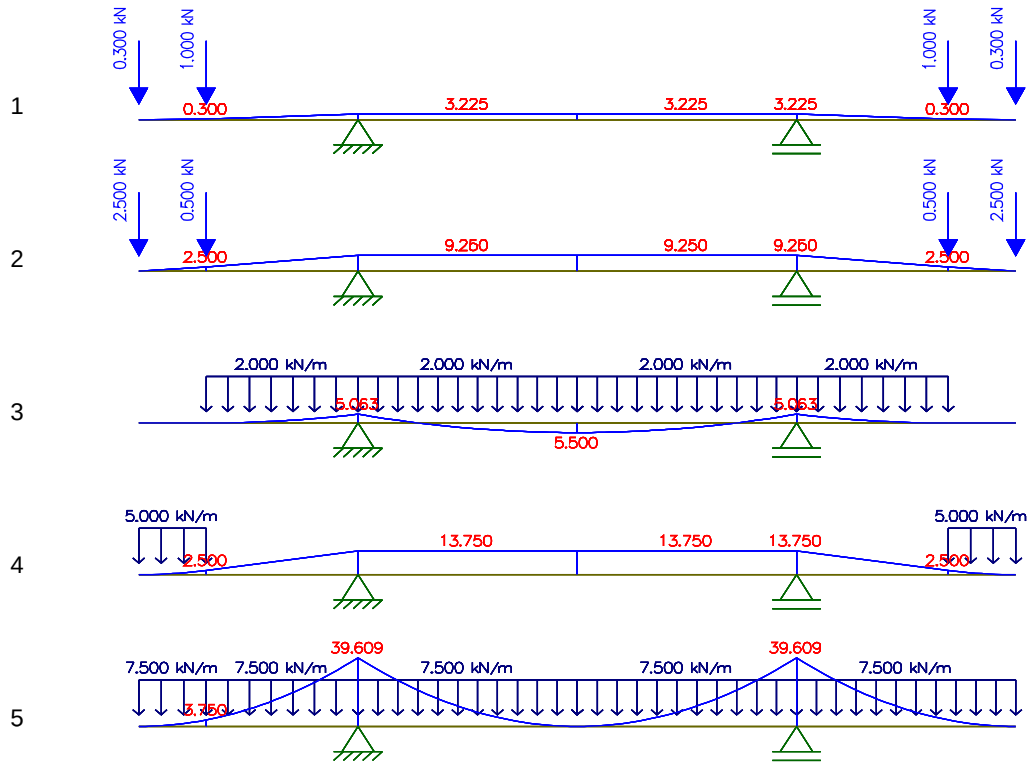
Na secção transversal, e a partir do extremo esquerdo do tabuleiro, as cargas pontuais estão em:

	Q11	Q12	Q21	Q22	Q31	Q32
x [m]	1,50	3,50	4,50	6,50	7,50	9,50

Considera-se ainda uma carga no passeio de 5KN/m2.

ESFORÇOS

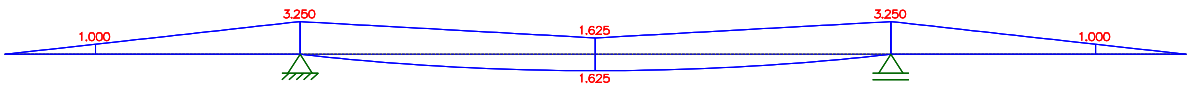
CARGAS PERMANENTES



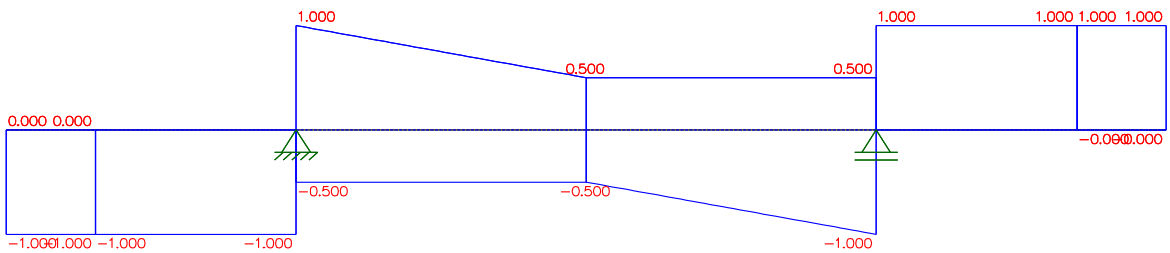
		M		V	
Descrição	**Caso**	**Apoio**	**Meio-vão**	**Apoio**	**Meio-vão**
Guarda-corpos + Lancil	1	-3,23	-3,23	1,30	0,00
Viga bordadura + Guarda seg.	2	-9,25	-9,25	3,00	0,00
Pavimento	3	-5,06	5,50	6,50	0,00
Passeio	4	-13,75	-13,75	5,00	0,00
Laje	5	-39,61	0,00	24,38	0,00

CARGAS VARIÁVEIS

Envolvente de momentos flectores



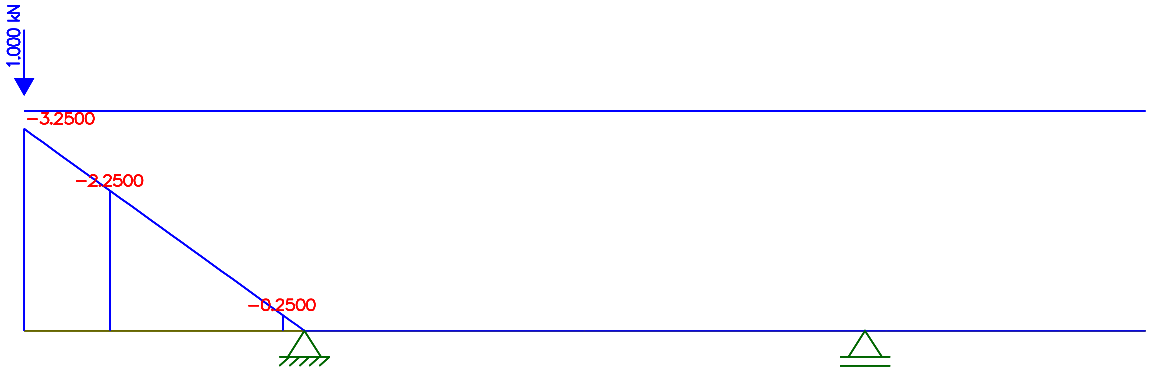
Envolvente de esforço transverso

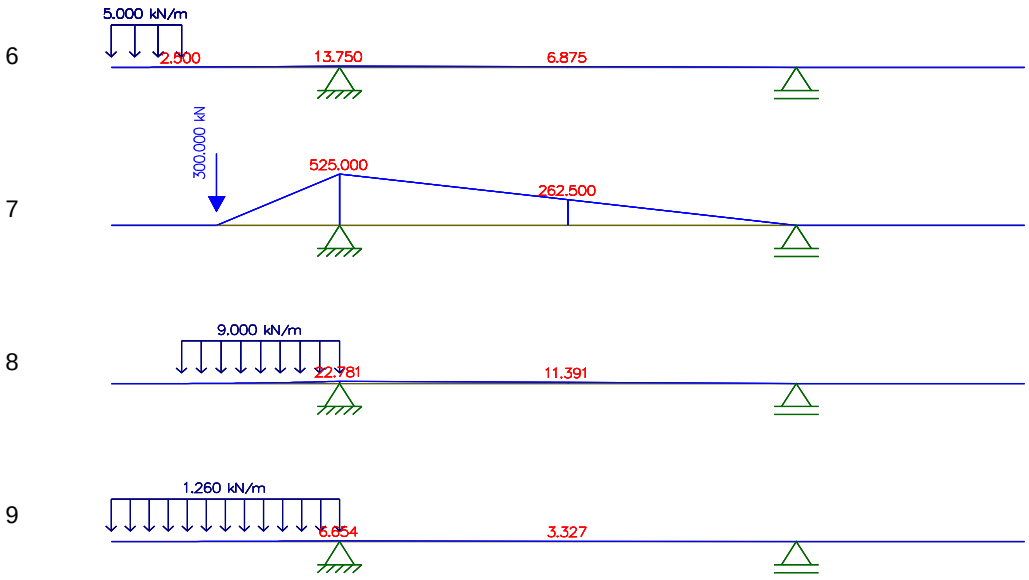


Linhas de influência de M nas secções de maiores momentos

M- (apoio)

O momento máximo (negativo) no apoio corresponde a carregar a consola ao máximo.

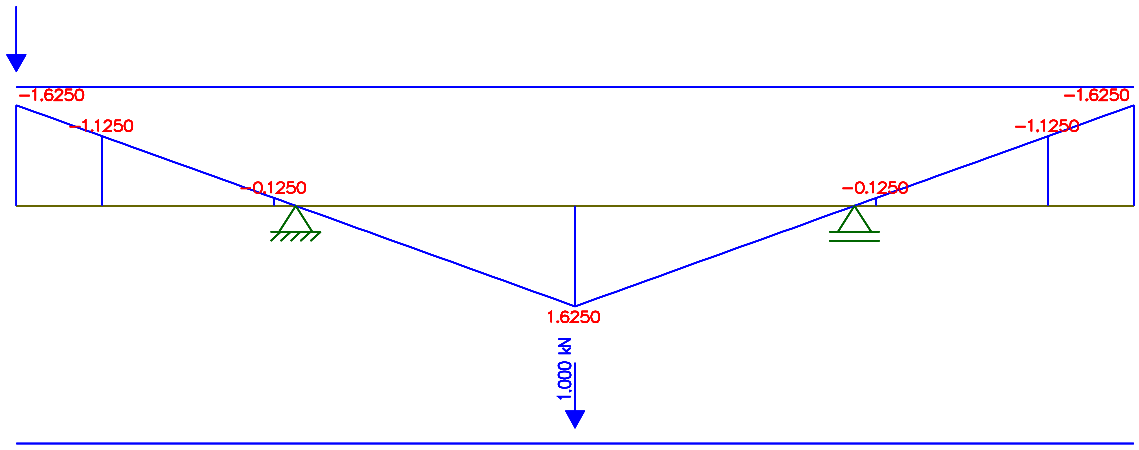


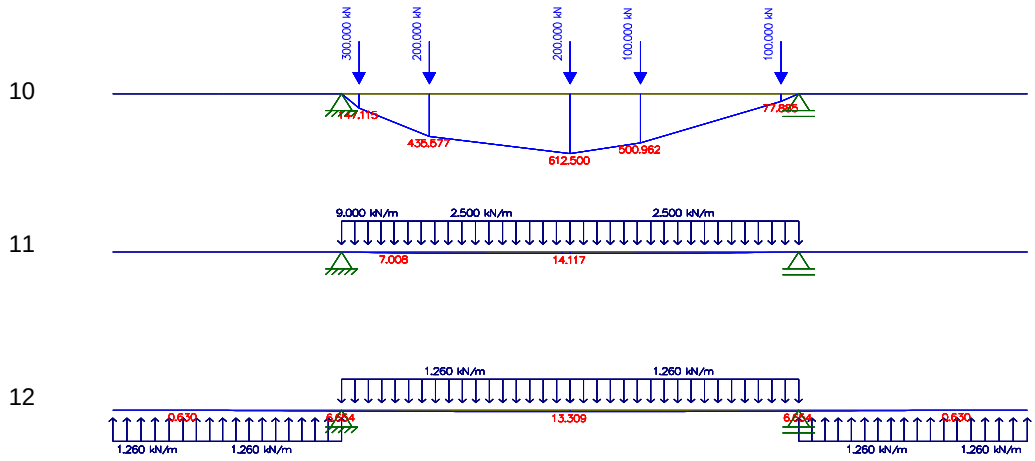


Descrição	Caso	Apoio	Meio-vão
Carga pedonal no passeio	6	-13,75	-6,88
Carga pontual LM1 - via 1	7	-73,29	-16,64
Carga distrib. LM1 - via 1	8	-22,78	-11,39
Vento (descendente)	9	-6,65	-3,33

M+ (1/2 vão)

O momento máximo (positivo) verifica-se a meio-vão do vão entre vigas e corresponde a carregá-lo, descarregando as consolas.

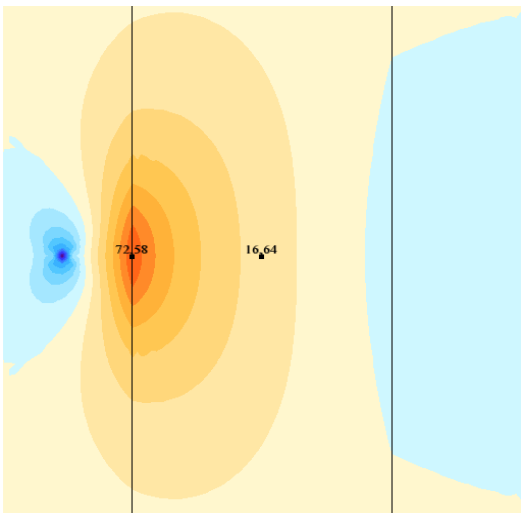




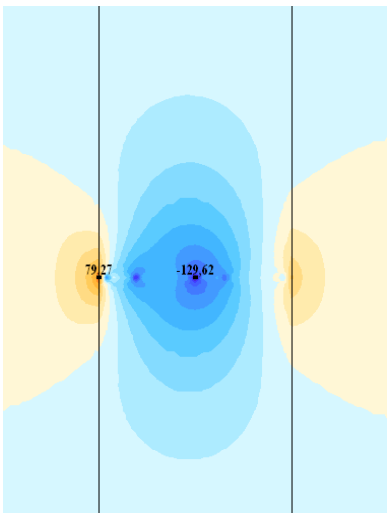
Descrição	Caso	Apoio	Meio-vão
Cargas pontuais LM1	10	-79,27	129,62
Carga distrib. LM1	11	0,00	14,12
Vento	12	6,65	13,31

Cargas pontuais LM1

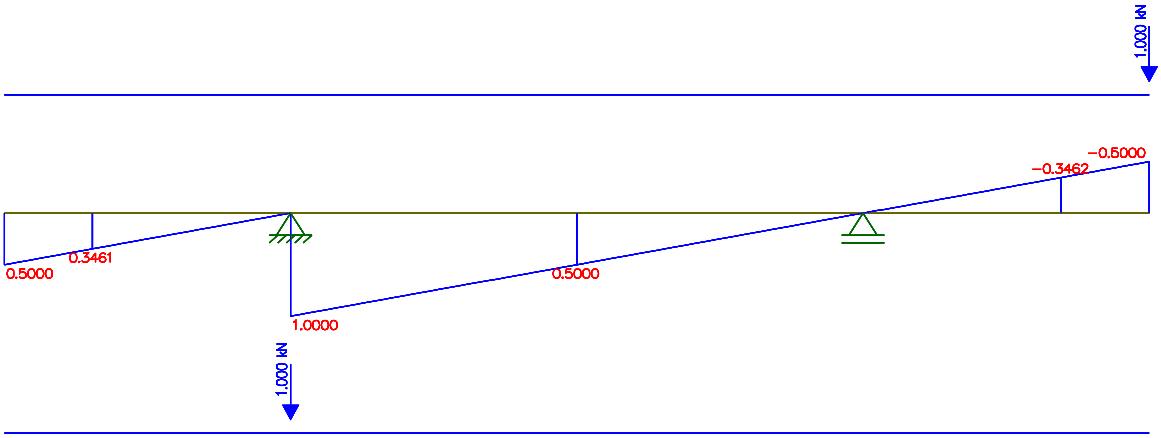
Caso 7



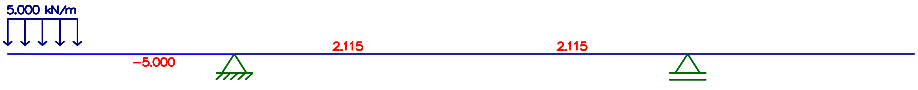
Caso 10



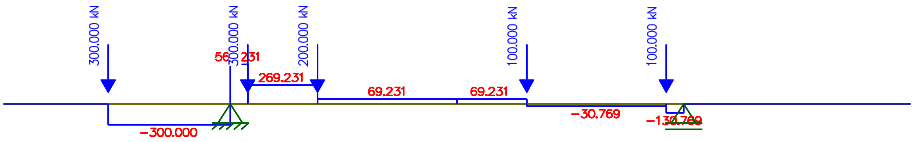
Linhas de influência de V na secção de maior esforço (apoio)



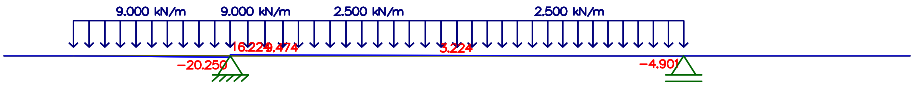
13



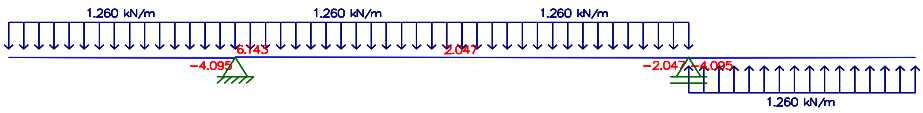
14



15

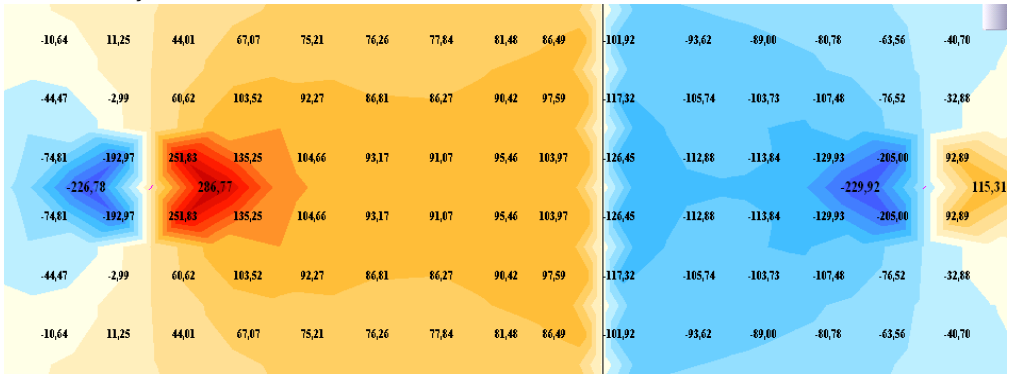


16



Descrição	Caso	À esq.	À dta.
Carga pedonal no passeio	13	5,00	2,12
Carga pontual LM1 - via 1	14	103,97	126,45
Carga distrib. LM1 - via 1	15	20,25	16,22
Vento (descendente)	16	4,10	6,15

Será à direita a situação mais desfavorável.



RESUMO DE ESFORÇOS

ACÇÃO	SECÇÃO APOIO		SECÇÃO 1/2 VÃO	
	M [KNm]	V [KN]	M [KNm]	V [KN]
PERMANENTES				
Guarda-corpos + Lancil	-3,23	1,30	-3,23	0,00
Viga bordadura + Guarda seg	-9,25	3,00	-9,25	0,00
Pavimento	-5,06	6,50	5,50	0,00
Passeio	-13,75	5,00	-13,75	0,00
Laje	-39,61	24,38	0,00	0,00
TOTAL	**-70,90**	**40,18**	**-20,73**	**0,00**
VARIÁVEIS				
P/ maximizar M-				
Carga pedonal no passeio	-13,75		-6,88	
Carga pontual LM1 - via 1	-73,29		-16,64	
Carga distrib. LM1 - via 1	-22,78		-11,39	
gr1a	**-101,57**		**-30,78**	
Vento (descendente)	-6,65		-3,33	
P/ maximizar M+				
Cargas pontuais LM1	-79,27		129,62	
Carga distrib. LM1	0,00		14,12	
Vento	6,65		13,31	
P/ maximizar V				
Carga pedonal no passeio		2,12		
Carga pontual LM1 - via 1		-126,45		
Carga distrib. LM1 - via 1		16,22		
gr1a		**-109,38**		
Vento (descendente)		6,15		

OBS: O LM1+carga pedonal no passeio constituem o grupo gr1a do EC. Para este grupo as cargas LM1 têm o valor característico enquanto que a carga pedonal no passeio entra com valor de combinação, com coeficiente 0,4.

COMBINAÇÕES

Claramente que a combinação mais condicionante será aquela a que corresponde a acção variável base de tráfego (LM1+passeio), quer para M- como para M+.

MOMENTOS NEGATIVOS

ACÇÃO	γ	ψ0	APOIO
			M [KNm]
PERMANENTES			
TOTAL	1,35	1,00	-95,71
VARIÁVEIS			
gr1a	1,35	1,00	-137,12
Vento (descendente)	1,50	1,00	-9,98
		TOTAL	**-242,81**

Considerando o coeficiente μ seguinte, tem-se para altura útil da laje, com fck [Mpa]: 35

0,15	**μ**	0,30
26,34	**d [cm]**	18,62
30,99	**h [cm]**	21,91

MOMENTOS POSITIVOS

ACÇÃO	γ	ψ0	SECÇÃO 1/2 VÃO	
			M+ [KNm]	M- [KN]
PERMANENTES				
TOTAL	1,35	1,00	-27,98	-27,98
VARIÁVEIS				
Cargas pontuais LM1	1,35	1,00	174,99	-22,46
Carga distrib. LM1	1,35	1,00	19,06	-15,38
Vento	1,50	1,00	19,96	-4,99
		TOTAL	**186,03**	**-70,81**

Considerando o coeficiente μ seguinte, tem-se para altura útil da laje, com fck [Mpa]: 35

0,10	**μ**	0,18
28,24	**d [cm]**	21,05
33,22	**h [cm]**	24,76

TRANSVERSO

ACÇÃO	γ	ψ0	APOIO
			V [KN]
PERMANENTES			
TOTAL	1,35	1,00	54,24
VARIÁVEIS			
gr1a	1,35	1,00	147,66
Vento (descendente)	1,50	1,00	9,22
		TOTAL	**211,12**

CÁLCULO DE ARMADURA

TRANSVERSO

LAJE	h	d	bw	Fsyd	fck [Mpa]
	0,35	0,32	1,00	434,78	35,00

O esforço transverso resistente Vrd é dado pelo menor dos dois valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z\, f_{ywd}\, \cot\theta$$ Resistência da armadura

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw}\, b_w z\ \nu_1 f_{cd}/(\cot\theta + \tan\theta)$$ Resistência do betão

1. ROTURA DO BETÃO PELAS ESCORAS - TRANSVERSO RESISTENTE MÁXIMO

Vrd,max [KN]	αcw	bw [m]	z [m]	ν1	θ [º]	
1478,15	1,00	1,00	0,28	0,52	60,00	OK

2. TRANSVERSO RESISTIDO PELO BETÃO

$V_{rd,c}$ (KN)	Crd,c	k	ρ (KN/m3)	V_{min}(Mpa)	V_{cd} (Mpa)	k1
422,41	0,12	1,80	0,007117	1,34	0,63	0,15

Não precisa de armadura específica para resistir ao esforço transverso. Ved [KN] 211,12

MOMENTO FLECTOR

LAJE 1/2 VÃO TRANSVERSAL/	h	d	bw	Fsyd	fck [Mpa]
	0,30	0,27	1,00	434,78	35,00

1. Secção 1/2 Vão, Armadura inferior **Med** 186,03

Área mínima de armadura

			fctm	fyk	bt	d
As,min	4,51	cm2	3,21	500	1,00	0,27

Área máxima de armadura

			k1*ϕ	mm
As,máx	120	cm2	10	20

Espaçamento (mm)

mínimo 20

Área armadura

recob	μ	ω
0,03	0,109364	0,1161041

As	16,82	cm2	
As,ef	18,10	cm2	
ϕ	16,00		
varões	9		
s	9,95	cm	OK

2. Secção 1/2 Vão, Armadura superior **Med** 70,81

Área mínima de armadura

			fctm	fyk	bt	d
As,min	4,51	cm2	3,21	500	1,00	0,27

Área máxima de armadura

			k1*ϕ	mm
As,máx	120	cm2	10	20

Espaçamento (mm)

mínimo 20

Área armadura

recob	μ	ω
0,03	0,0416287	0,0425332

As	6,16	cm2	
As,ef	6,79	cm2	
ϕ	12,00		
varões	6		
s	17,36	cm	OK

3. Secção Apoio, Armadura superior **Med** 242,81

	h	d	bw	Fsyd	fck [Mpa]
LAJE EM CIMA DO APOIO	0,30	0,27	1,00	434,78	35,00

Área mínima de armadura

			fctm	fyk	bt	d
As,min	4,51	cm2	3,21	500	1,00	0,27

Área máxima de armadura

			k1*ϕ	mm
As,máx	120	cm2	10	20

Espaçamento (mm)

mínimo 20

Área armadura

recob	μ	ω
0,03	0,1427471	0,1547155

As	22,42	cm2	
As,ef	25,13	cm2	
ϕ	20,00		
varões	8		
s	11,14	cm	OK

FENDILHAÇÃO

ARMADURA MÍNIMA

$$A_{s,min} = k_s k_c k f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{f_{sk}}$$

blaje	hlaje	Act	fct,eff=fctm	z0
6,5	0,3	1,95	3,21	1,92

z0 calculado com η0, secção em cima do apoio.

ks	kc	k	σs	As,min-cm2
0,9	0,93	0,8	220	190,01

ρ	0,97%

CARREGAMENTO INDIRECTO

As	σs	Ø* máx
204,2	204,711691	25

Ø,adopt	Ø,adopt*	
20	18,0687472	OK

CARREGAMENTO DIRECTO

Usando combinação quase-permanente de acções.

Mc [KNm]	σs,0 [Kpa]
-50417,04	69858,18

Área e inércia da secção…

Secção	A	I
Mista fissurada	0,48	1,59
Metálica	0,46	1,50

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a}$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{0{,}4 f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s}$$

αst	fctm [Mpa]	ρs	Δσs [Mpa]
1,11	3,21	1,05%	110,34

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s$$

σs [Mpa]	180,20

EN 1994-2

Tabela 7.1 - diâmetro máximo, Ø*	28,5	mm
Tabela 7.2 - Espaçamento máximo	27,5	cm

Ø,adopt*	18,07	OK
s,adopt	20,00	OK

FOLHA TIPO PARA CÁLCULO DE SECÇÃO

SECÇÃO TRANSVERSAL METÁLICA | M+

MEDIDAS DA SECÇÃO

Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm2]	yg [mm]	fy [MPa]	A.fy [N]
Banzo sup.	1100,00	50,00	55000	3975,00	335,00	18425000
Banzo inf.	1600,00	75,00	120000	37,50	325,00	39000000
Alma	12,00	3875,00	46500	2012,50	355,00	16507500
Peça		4000,00		1429,83		

Peso/m 17,06 KN/m

MOMENTO RESISTENTE

Elástico

INÉRCIA

Elemento	I [mm4]	A [mm2]	d [mm]	Ig [mm4]
Banzo sup.	1,15E+07	5,50E+04	2545,17	3,56E+11
Banzo inf.	5,63E+07	1,20E+05	1392,33	2,33E+11
Alma	5,82E+10	4,65E+04	582,67	7,40E+10
Peça		221500,00		6,63E+11

Mrd

Elemento	Fibra	z [mm]	W [mm3]	Mrd [KNm]
Banzo sup.	Superior	2570,17	2,58E+08	86410,32
Alma	Superior	2520,17	2,63E+08	93385,86
Alma	Inferior	1354,83	4,89E+08	173711,51
Banzo inf.	Inferior	1429,83	4,64E+08	150689,82
				86410,32

Plástico

Forças plásticas na secção

Fa [KN]		
Bsup	Binf	Alma
18425,00	39000,00	16507,50
	73932,50	

Posição da LN

Em	de [mm]		a [mm]
Banzo sup.	3950,00	3899,6845	4000,00
Alma	75,00	-402,41	3950,00
Banzo inf.	0,00	71,09	75,00

A LN está **no banzo inferior**

Posição desde baixo [mm] 71,09

Mrd,pl

Mrd	Banzo sup	Alma	Banzo inf
Bsup -	2844146,03	71929,56	71929,56
Bsup +	2772216,47	0,00	0,00
Alma -	0,00	32047,88	32047,84
Alma +	32047,84	0,03	0,00
Binf -	0,00	0,00	3,98
Binf +	1309,97	1309,97	1313,95
Secção	5649720,31	105287,44	105295,33

Mrd,pl	105295,33
Mrd,pl/Mrd,el	1,22

CLASSIFICAÇÃO SECÇÃO

Considera-se a alma solicitada à flexão e os banzos em consola solicitados à compressão/tracção.
A alma é analisada segundo o quadro 5.2 caso "componente solicitada à flexão e à compressão" para assegurar o caso dos banzos serem diferentes.

	c	t	fy	ε	(c/t) / ε	Classe
Banzo superior	544,00	50,00	335,00	0,84	12,99	3 - (c/t)/ε<14
Banzo inferior	794,00	75,00	325,00	0,85	12,45	3 - (c/t)/ε<14
Alma	3875,00	12,00	355,00	0,81	396,89	Ver em baixo

REGIME PLÁSTICO

Para a alma, supondo regime plástico, vai-se calcular o valor de α:

Quando momento positivo actua	
parte à comp	3878,91
parte à tracc	-3,91
α	1,0000

Verificar alma

	(c/t)/ε tem de ser ≤ que	
	α>0,5	**α≤0,5**
C1	33,00	36,00
C2	38,00	41,50

Não é classe 1 nem 2

Quando momento negativo actua	
parte à comp	-3,91
parte à tracc	3878,91
	-0,0010

Alma não está comprimida

	(c/t)/ε tem de ser ≤ que	
	α>0,5	**α≤0,5**
C1	-390,87	-35668,10
C2	-450,09	-41117,39

Não é classe 1 nem 2

REGIME ELÁSTICO

Para a alma, supondo regime elástico, vai-se calcular o valor de ψ:

Quando momento positivo actua		
	ψ	-0,54
C3	**(c/t)/ε ≤**	85,26

Classe 4

Quando momento negativo actua	
ψ	-1,86
	241,85

Classe 4

DETERMINAÇÃO DA SECÇÃO EFECTIVA (SEM REFORÇO LONGITUDINAL)

FLEXÃO SIMPLES, M+

alma

bc	2520,17
bt	1354,83
ψ	-0,54
kσ	14,02
λp	3,73
ρ	0,26
beff	650,68
be1	260,27
be2	390,41
retirar	1869,49
c/ yg	2754,98

FLEXÃO SIMPLES, M-

bc	1354,83
bt	2520,17
ψ	-1,86
kσ	48,92
λp	2,00
ρ	0,48
beff	656,79
be1	262,72
be2	394,07
retirar	698,04
c/ yg	686,73

OBS: para a alma o coeficiente ψ deve, segundo EN 1993-1-5 4.4(3) ser determinado usando a distribuição de tensões baseado na área efectiva do banzo comprimido e da área bruta da alma.

banzo

Compressão constante no banzo superior

c	544,00
ψ	1,00
kσ	0,43
λp	0,70
ρ	1,00
beff	544,00
retirar	0,00
c/ yg	3975

Compressão constante no banzo inferior

c	794,00
ψ	1,00
kσ	0,43
λp	0,67
ρ	1,00
beff	794,00
retirar	0,00
c/ yg	37,5

OBS: para os banzos o coeficiente ψ deve, segundo EN 1993-1-5 4.4(3) ser determinado usando a distribuição de tensões baseado na área bruta da secção transversal, considerando *shear lag*.

área

A,bs	55000,00
Aw	24066,09
A,bi	120000,00
A	199066,09

A,bs	55000,00
Aw	38123,55
A,bi	120000,00
A	213123,55

inércia

yg,eff	1280,49
Ig [mm4]	6,63E+11
Ig no G,eff	6,68E+11
tirar banzo 2x	0
tirar alma	-5,5308E+10
Ig,eff	6,13E+11

yg,eff	1459,03
Ig [mm4]	6,63E+11
Ig no G,eff	6,63E+11
tirar banzo 2x	0
tirar alma	-5336195047
Ig,eff	6,58E+11

momento

	M+	
	sup	**inf**
z	-2719,51	1280,49
w	-2,25E+08	4,78E+08
σ	-335,00	325,00
	75460,62	155480,38
Mrd	**75460,62**	

	M-	
	sup	**inf**
	-2540,97	1459,03
	-2,59E+08	4,51E+08
	335,00	-325,00
	-86724,90	-146526,86
Mrd	**-86724,90**	

Ig,eff*	**6,13E+11**
Weff,min,y	**2,25E+08**
Mrd [KNm]	**75460,62**

COMPRESSÃO SIMPLES

alma

bw	3875,00
tw	12,00
ψ	1,00
kσ	4,00
λp	6,99
ρ	0,14
beff	537,10
be1	268,55
be2	268,55
retirar	3337,90

secção

	A,eff [mm2]	**Nrd [KN]**
alma	6445,21	2288,05
banzo sup.	55000,00	18425,00
banzo inf.	82500,00	26812,50
TOTAL	**143945,21**	**47525,55**
bruta/eff	**1,54**	**1,56**

banzos

	retirar [mm2]
superior	0,00
inferior	0,00

Para verificar a segurança da secção actuada de esforço axial em conjunto com momento flector, terá de se classificá-la com base na distribuição de tensões provocada pelos esforços actuantes e depois usar a expressão apropriada de acordo com EC3-1-1 6.2.9.

DETERMINAÇÃO DA SECÇÃO EFECTIVA (COM REFORÇO LONGITUDINAL)

Até 2 rigidizadores é aplicável o método do EC3-1-5 A.2. Para mais, o método de A.1. é aplicável comportando-se a secção não como uma coluna isolada mas como uma placa ortrotrópica.

AXIAL

1. Cálculo da secção efectiva para a encurvadura local dos sub-painéis

Rigidizador	ts [mm]	desde cima	y [mm]
1	12,00	1/4	2981,25
2	12,00	1/3	2658,33

Alma está toda comprimida... ψ e kσ:

ψ	kσ	ε
1,00	4,00	0,813616513

Sub-Painél	~~b~~	tw	λp	ρ	beff	be1=be2
1	962,75	12,00	1,74	0,50	484,28	242,14
2	310,92	12,00	0,56	1,00	310,92	155,46
3	2577,333333	12,00	4,65	0,20	528,31	264,15

Quanto aos reforços longitudinais, a verificação da encurvadura local faz-se através da comprovação da classe que dita ou não a redução de secção. Para que não haja lugar à redução a classe deve ser inferior a 3.
Considerando rigidizador rectangular…

Tipo	bs	ts	ε	(c/t) / ε	Classe	Asl,eff
Simétrico	135,00	12,00	0,81	13,83	3 - (c/t)/ε<14	3384,00

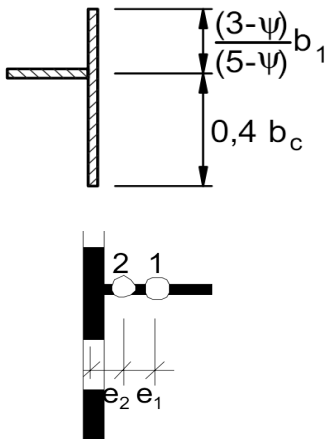
Calcular a área efectiva da secção na zona de compressão, Ac,eff,loc, em que não entram as porções suportadas por um elemento de placa adjacente.
Como a secção está inteiramente à compressão…

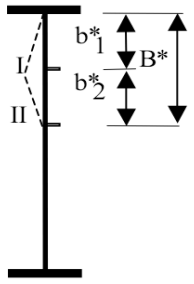
$$A_{c,eff,loc} = A_{s\ell,eff} + \sum_{c} \rho_{loc}\ b_{c,loc}\ t$$

Ac,eff,loc	13190,57
Ac	28355,5

2. Encurvadura global da alma reforçada

Como se tem apenas dois reforços usar-se-á o método da coluna equivalente. Para tal é necessário em primeiro lugar determinar a área bruta da coluna fictícia (Anexo A.2 do EC3-1-5).

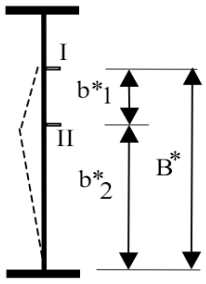




Stiffener I

$A_{s\ell,1}$

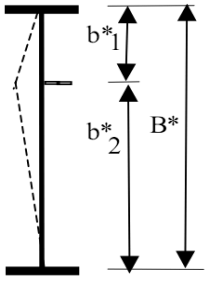
$I_{s\ell,1}$



Stiffener II

$A_{s\ell,2}$

$I_{s\ell,2}$



Lumped stiffener

$A_{s\ell,1} + A_{s\ell,2}$

$I_{s\ell,1} + I_{s\ell,2}$

$$e = \max(e_1 , e_2)$$

ψ	1,00	**tw**	12,00

OBS: no caso de os rigidizadores estarem presentes em ambos os lados da alma, a excentricidade e2 é a distância desde o CG do conjunto de rigidizadores de cada lado ao eixo neutro da coluna efectiva.
Como em princípio irei usar rigidizadores simétricos e do mesmo tamanho então o eixo neutro da coluna efectiva coincide com o centro da alma e a excentricidade é dada pela distância do CG de 1 dos rigidizadores qualquer ao centro da alma.

E [Gpa] 210 **ν** 0,3

Caso	b*1	b*2	B*	Asl	e	Isl
1	968,75	322,92	1291,67	10990,00	73,50	22517040,00
2	322,92	2583,33	2906,25	20677,50	73,50	22633290,00
3	1130,21	2744,79	3875,00	31667,50	73,50	45150330,00

Para placa rigidizada (comportamento tipo placa) - 4.5.2

$$\sigma_{cr,s\ell} = \frac{1{,}05\ E}{A_{s\ell,1}} \frac{\sqrt{I_{s\ell,1}\ t^3\ b}}{b_1\ b_2} \qquad \text{if } a \geq a_c$$

$$\sigma_{cr,s\ell} = \frac{\pi^2\ E\ I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1}\ a^2} + \frac{E\ t^3\ b\ a^2}{4\ \pi^2\ (1-\nu^2)\ A_{s\ell,1}\ b_1^2\ b_2^2} \qquad \text{if } a \leq a_c$$

$$a_c = 4{,}33 \sqrt[4]{\frac{I_{s\ell,1}\ b_1^2\ b_2^2}{t^3\ b}}$$

Caso	ac	a	σcr,p	βac	λρ	ρ
1	4,32	5,00	454,69	0,68	0,73	0,96
2	5,76	5,00	141,75	0,68	1,31	0,64
3	12,29	5,00	121,41	0,68	1,41	0,60

OBS: Segundo a cláusula A.2.2(2) o valor de tensão elástica crítica de encurvadura da placa deve ser o menor dos determinados.

Para placa rigidizada (comportamento tipo coluna) - 4.5.3

(como as tensões são uniformes σcr,c = σcr,sl)

	width for gross area	width for effective area according to Table 4.1	condition for ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2} b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,st,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 > 0$
$b_{3,sup}$	$0{,}4\ b_{c3}$	$0{,}4\ b_{c3,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

$$\sigma_{cr,s\ell} = \frac{\pi^2\ E\ I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1}\ a^2}$$

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{s\ell,1,eff}}{A_{s\ell,1}}$$

4.5.3(3) diz que a σcr,sl deve ser determinada para o rigidizador mais perto da extremidade do painél com a força de compressão maior. Estando em compressão uniforme…

b1,eff 484,28	**b2,eff** 310,92	**b3,eff** 528,31

Rigidizador	σcr,c	Asl,1,eff	Asl,1	βA,c	λc
1	169,86	8011,21	10990,00	0,73	1,23
2	90,75	8275,36	20677,50	0,40	1,25

Tipo	i	e	αe	ϕ	χc
Aberto	0,00452644	0,07	1,95	2,27	0,24
Aberto	0,003308452	0,07	2,49	2,59	0,21

Factor de redução global

$$\rho_c = (\rho - \chi_c)\,\xi\,(2 - \xi) + \chi_c$$

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \quad \text{but} \quad 0 \le \xi \le 1$$

Com o menor valor de tensão para o modo placa e com o do rigidizador mais acima para o modo coluna…

ρ	χc	σcr,p	σcr,c	ξ	ρc
0,60	0,24	121,41	169,86	0	0,24

$$A_{c,eff} = \rho_c\ A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff}\, t$$

Ac,eff
9233,41

O esforço axial resistente será então o que se desenvolve na área Ac,eff da alma mais o correspondente aos banzos.

Nc,eff	Nc,banzos	Neff [KN]
3277,86	57425	60702,86

Em comparação com o esforço axial que se obtinha duma análise plástica

Nrd [KN]	Neff/Nrd
73932,5	0,82

MOMENTO FLECTOR

1. Cálculo da secção efectiva para a encurvadura local dos sub-painéis

Rigidizador	ts [mm]	desde cima	y [mm]	ε
1	12	1/4	2981,25	0,813616513
2	12	1/2	2012,50	

Calcular o CG da secção com os ridigizadores (com Abruta).

	I	rigidizador 1	rigidizador 2	secção rigid.
A	221500,00	1620	1620	224740,00
yg	1429,83	2981,25	2012,50	1445,21

Para calcular os ψ é necessário saber valores de σ2 e σ1 para cada painél…

Sub-Painél	~~b~~	tw	z1	z2	ψ=σ2/σ1
1	962,75	12,00	2504,79	1542,04	0,62
2	956,75	12,00	1530,04	573,29	0,37
3	1931,50	12,00	561,29	-1370,21	-2,44

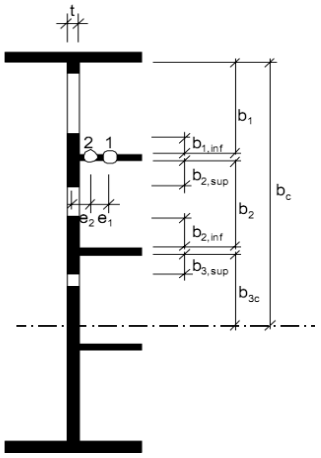
Sub-Painél	kσ	λp	ρ	beff	be1	be2
1	4,92	1,56	0,56	537,05	244,98	292,06
2	5,76	1,44	0,61	579,37	250,52	328,85
3	70,81	0,83	1,00	561,29	224,52	336,77

Quanto aos reforços longitudinais, a verificação da encurvadura local faz-se através da comprovação da classe que dita ou não a redução de secção. Para que não haja lugar à redução a classe deve ser inferior a 3.
Considerando rigidizador rectangular…

Tipo	bs	ts	ε	(c/t) / ε	Classe	Asl,eff
Simétrico	135	12	0,81	13,83	3 - (c/t)/ε<14	6768,00

Asl,eff é a área das secções efectivas de TODOS os rigidizadores (com área bruta Asl) na zona de compressão.

Calcular a área efectiva da secção na zona de compressão, Ac,eff,loc, em que não entram as porções suportadas por um elemento de placa adjacente.
Para chapa com tensão variável…



$$A_{c,eff,loc} = A_{s\ell,eff} + \sum_{c} \rho_{loc}\, b_{c,loc}\, t$$

	width for gross area	width for effective area according to Table 4.1	condition for ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2} b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,st,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 > 0$
$b_{3,sup}$	$0{,}4\ b_{c3}$	$0{,}4\ b_{c3,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Ac,eff,loc é a área de todos os rigidizadores e sub-painéis que estão total ou parcialmente na zona comprimida.
Não conta com porções apoiadas na chapa seguinte.

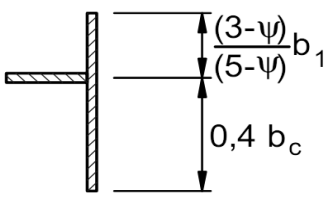
Sub-Painél	z1	z2	ψ=σ2/σ1	Estado	ρloc bc,loc t	bc
1	2504,79	1542,04	0,62	C. Total	3504,76	523,58
2	1530,04	573,29	0,37	C. Total	6952,48	956,75
3	561,29	-1370,21	-2,44	C. Parcial	2694,20	224,52

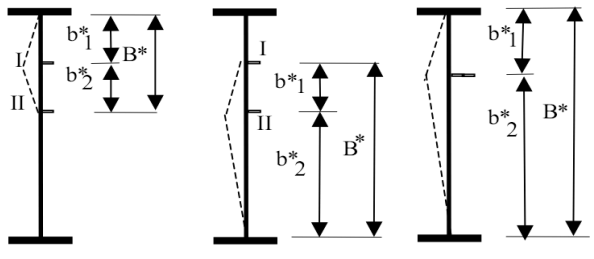
Ac,eff,loc	19919,44

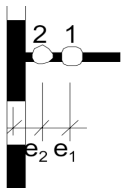
Ac	27226,11

2. Encurvadura global da alma reforçada

Como se tem apenas dois reforços usar-se-á o método da coluna equivalente. Para tal é necessário em primeiro lugar determinar a área bruta da coluna fictícia (Anexo A.2 do EC3-1-5).







$A_{s\ell,1}$ $A_{s\ell,2}$ $A_{s\ell,1} + A_{s\ell,2}$

$I_{s\ell,1}$ $I_{s\ell,2}$ $I_{s\ell,1} + I_{s\ell,2}$

tw	12,00

$$e = \max(e_1 , e_2)$$

OBS: no caso de os rigidizadores estarem presentes em ambos os lados da alma, a excentricidade e2 é a distância desde o CG do conjunto de rigidizadores de cada lado ao eixo neutro da coluna efectiva.
Como em princípio irei usar rigidizadores simétricos e do mesmo tamanho então o eixo neutro da coluna efectiva coincide com o centro da alma e a excentricidade é dada pela distância do CG de 1 dos rigidizadores qualquer ao centro da alma.

E [Gpa]	210	**ν**	0,3

Caso	b*1	b*2	B*	Asl	e	Isl
1	968,75	968,75	1937,50	14865,00	73,50	22563540,00
2	968,75	1937,50	2906,25	6447,37	73,50	22526466,00
3	1453,13	2496,45	3949,57	21312,37	73,50	45090006,00

Para placa rigidizada (comportamento tipo placa) - 4.5.2

$$\sigma_{cr,s\ell} = \frac{1{,}05\ E}{A_{s\ell,1}} \frac{\sqrt{I_{s\ell,1}\ t^3\ b}}{b_1\ b_2} \qquad \text{if } a \geq a_c$$

$$\sigma_{cr,s\ell} = \frac{\pi^2\ E\ I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1}\ a^2} + \frac{E\ t^3\ b\ a^2}{4\ \pi^2\ (1-\nu^2)\ A_{s\ell,1}\ b_1^2\ b_2^2} \qquad \text{if } a \leq a_c$$

$$a_c = 4{,}33 \sqrt[4]{\frac{I_{s\ell,1}\ b_1^2\ b_2^2}{t^3\ b}}$$

Caso	ac	a	σcr,p	βac	λρ	ρ
1	6,76	5,00	163,21	0,86	1,36	0,61
2	8,63	5,00	321,97	0,86	0,97	0,80
3	13,22	5,00	178,96	0,86	1,30	0,64

OBS: Segundo a cláusula A.2.2(2) o valor de tensão elástica crítica de encurvadura da placa deve ser o menor dos determinados.

Para placa rigidizada (comportamento tipo coluna) - 4.5.3

(como as tensões são uniformes σcr,c = σcr,sl)

	width for gross area	width for effective area according to Table 4.1	condition for ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2} b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,st,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 > 0$
$b_{3,sup}$	$0{,}4\ b_{c3}$	$0{,}4\ b_{c3,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

$$\sigma_{cr,s\ell} = \frac{\pi^2\ E\ I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1}\ a^2}$$

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{s\ell,1,eff}}{A_{s\ell,1}}$$

4.5.3(3) - σcr,sl deve ser determinada para o rigidizador mais perto da extremidade do painél com a força de compressão maior. Estando em flexão simples, rigidizador superior.

b1,eff 537,05	**b2,eff** 579,37	**b3,eff** 561,29

Rigidizador	σcr,c	Asl,1,eff	Asl,1	βA,c	λc
1	125,84	9938,52	14865,00	0,67	1,37
2	289,66	10083,99	6447,37	1,56	1,38

Tipo	i	e	αe	ϕ	χc
Aberto	0,00389602	0,07	2,19	2,73	0,20
Aberto	0,00591092	0,07	1,61	2,41	0,23

Factor de redução global

$$\rho_c = (\rho - \chi_c)\,\xi\,(2 - \xi) + \chi_c$$

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \quad \text{but} \quad 0 \le \xi \le 1$$

Com o menor valor de tensão para o modo placa e com o do rigidizador mais acima para o modo coluna…

ρ	χc	σcr,p	σcr,c	ξ	ρc
0,61	0,20	163,21	125,84	0,296968574	0,41

$$A_{c,eff} = \rho_c\ A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff}\, t$$

Ac,eff
15112,87

O momento flector resistente será então o que se desenvolve na área Ac,eff mais o correspondente à zona traccionada da alma e banzos superior e inferior. Para facilitar o cálculo pode admitir-se uma redução uniforme da área comprimida Ac,eff,loc através do factor ρc ao longo de toda a secção transversal.
(EC3-1-5 4.5.1(7))

À área Ac,eff somam-se as áreas dos banzos e da zona traccionada da alma…

Awt	Af1	Af2	Ac,eff	Aeff	Aeff/A
16442,50	55000	120000	15112,87	206555,37	0,93

A inércia calculada com um programa externo é:

Ieff	**Ieff/I**
0,6255	0,94

O novo centro de gravidade é:

yg	1,3263

Assim o momento resistente será:

Mrd

Fibra	z [mm]	W [mm3]	Mrd [KNm]
Superior	2673,70	2,34E+08	78371,73
Inferior	1326,30	4,72E+08	153274,15
			78371,73

Verifica-se que o ganho de resistência ao momento flector em relação à alma não rigidizada foi de **3,86%**

COMPARAÇÃO DO MOMENTO FLECTOR RESISTENTE

Situação da alma	yg	A	Aumento A	M	Aumento M
Inexistente	1275,00	175000,00	-	71891,18	-
Efectiva	1280,49	199066,09	13,75%	75460,62	4,97%
Rigidizada	1326,30	206555,37	18,03%	78371,73	9,01%
Totalmente efectiva	1429,83	221500,00	26,57%	86410,32	20,20%

Interessa ainda referir, a propósito da cláusula 2.2.(5) do EC3-1-5, que a relação entre a área efectiva da alma e a área bruta é:

Situação da alma	Aw	Relação
Efectiva	24066,09	0,52
Totalmente efectiva	46500,00	

Se a relação for inferior a ρlim=0,50 terá de se considerar a encurvadura na análise global.

Neste caso… Não é necessário ter em conta a área efectiva da alma na análise global.

Eventualmente no caso de ser necessário ter em conta, ver Anexo E EC3-1-5. Contudo, uma vez que o método se baseia em reduzir a inércia da secção, para evitar cálculos demorados que acabam por não proporcionar ganho considerável, é preferível ignorar a inércia da alma.
Na resistência às tensões normais, pode assumir-se que a alma resiste apenas ao esforço transverso e classificar-se a secção apenas em função dos banzos - EC3-1-1 5.5.2(12).

ESFORÇO TRANSVERSO

1) RESISTÊNCIA PLÁSTICA

EC4-2 6.2.2.2 remete para EC3-1-1 6.2.6

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

Para secções soldadas em I a área Av, resistente ao esforço transverso é dada por:

com carga paralela à alma $\eta \sum \left(h_w t_w\right)$

com carga paralela aos banzos $A - \sum \left(h_w t_w\right)$

No EC3-1-5 5.1 recomenda-se η=1,20 para aços até (incluindo) S460.

hw	tw	η	Carga	Av	fy	γm0
3875,00	12,00	1,20	// alma	55800,00	355,00	1,00

Tem-se então para esforço transverso resistente plástico, **Vpl,a,rd** 11436,73 KN

2) ENCURVADURA

EC4-2 6.2.2.3

Não deve ter-se em conta a contribuição da laje de betão.

A resistência à encurvadura por esf. transverso da alma, deve ser determinada a partir de EC3-1-5 5.

A) Verificação à encurvadura é necessária? Verificar se hw/tw é maior que:

alma não rigidizada $\frac{72}{\eta}\varepsilon$ 48,82

alma rigidizada $\frac{31}{\eta}\varepsilon\sqrt{k_\tau}$ 63,38

Para dimensionar os rigidizadores pode seguir-se RPX p. 322:

hs ≤ 10t (placa rectangular)

hs ≤ 30t (placa em T) e bs ≤ 10t

Forma do rigidizador Rectangular

Dispondo rigidizadores simetricamente em relação à alma…

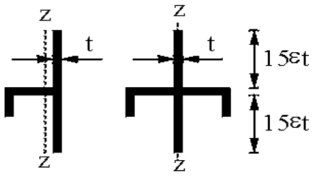
Considerando para espessura do rigidizador a mesma espessura que a alma

t [mm]	hs [mm]	bs [mm]	I [mm4]	nº	Izz [mm4]
12,00	120,00	120,00	8000640,00	0	0,00

ε	hw/tw	rigid. longit.	a [mm]	Isl	kτst	kτ
0,81	322,92	nenhum	4000,00	0,00	0,00	9,09

OBS: Isl entra com 15εt para cada lado do rigidizador.

OBS: A redução de 1/3 de Isl no cálculo de kτ estipulado em 5.3.1(4) já é contemplada na fórmula de kτst



$$k_\tau = 5{,}34 + 4{,}00\,(h_w/a)^2 + k_{\tau st} \quad \text{when } a/h_w \geq 1$$

$$k_\tau = 4{,}00 + 5{,}34\,(h_w/a)^2 + k_{\tau st} \quad \text{when } a/h_w < 1$$

$$k_{\tau st} = 9\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{s\ell}}{t^3 h_w}\right)^3} \quad \text{but not less than } \frac{2{,}1}{t}\sqrt[3]{\frac{I_{s\ell}}{h_w}}$$

$$k_\tau = 4{,}1 + \frac{6{,}3 + 0{,}18\frac{I_{s\ell}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2{,}2\sqrt[3]{\frac{I_{s\ell}}{t^3 h_w}}$$

Verificar alma à encurvadura por V e dispor rigidizador transversal no apoio

B) Verificação

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$

Desprezar contribuição dos banzos que é muito pequena. Resistem à flexão, não ao corte. (Vbf,rd = 0)

fyw	hw	tw	τcr	kτ	σE	λw
355,00	3875,00	12,00	16,57	9,09	1,82	3,52

Se tem reforços longit., a esbelteza não deve ser menor que a esbelteza do subpainel mais esbelto:

Pode usar-se kτst=0. Considerando que naquele subpainel não existem rigidizadores, vem…

hwi	ε	rigid. longit.	a [mm]	kτi	λw,min
2583,33	0,81	nenhum	4000,00	7,01	2,67

λw	3,52			
Situação	Apoio de extremidade rígido	**χw**	**η**	**γm1**
		0,32	1,20	1,00

Vbw,rd	3095,70	$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1{,}0$
	≤ 11436,73	
	OK	

3) INTERACÇÃO M+V+N

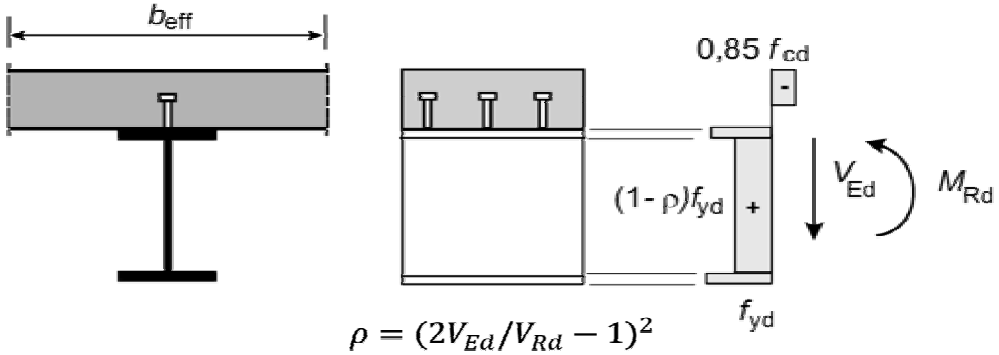
EC4-2 6.2.2.4

Quando Ved excede metade da resistência Vrd (menor entre Vb,rd e Vpl,rd), a interacção deve ser tida em consideração.
Para secções C1/C2 a influência do transverso na resistência à flexão é tida em conta através da consideração de uma tensão fyd reduzida por um factor (1-ρ).
Para secções C3/C4 EC3-1-5 7.1 aplica-se.

A interacção M+V não precisa de ser verificada a secções localizadas a uma distância ≤ hw/2 de um apoio com reforço vertical. (ponto 2 pag. 28 EC3-1-5)

Secção C1 / C2

A redução da resistência aos momentos flectores pela presença de esforços transverso elevados é contabilizada mediante a aplicação de um factor de redução da tensão de cedência do aço da alma.



$$\rho = (2V_{Ed}/V_{Rd} - 1)^2$$

Ved	**Vrd**	**ρ**	**(1-ρ)fyd**	**Mpl,rd**	
2086,45	3095,70	0,121	312,02	184479,01	Introduzir manu

Secção C3 / C4

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$$

Med	**Mpl,rd**	**η1**	**Ved**	**Vbw,rd**	**η3**
39052,46	105295,33	0,37	2086,45	3095,70	0,67

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

Banzo	**b**	**h**	**A**	**yg**	**fyd**
superior	1100,00	50,00	55000,00	3975,00	335,00
inferior	1600,00	75,00	120000,00	37,50	325,00

Mf,rd 72548,44 KNm

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)\left(2\bar{\eta}_3 - 1\right)^2 \leq 1{,}0 \qquad \text{for } \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

0,41	com	0,37
≤		≥
1,00		0,69

Se estiver presente um esforço axial, segundo a cláusula 7.1(4) do EC3-1-5 devem ser feitas reduções ao Mpl,rd e ao Mf,rd de acordo com 6.2.9 e 5.4(2) do EC3-1-1. Se o esforço axial é tão grande que toda a alma está comprimida 7.1(5) aplica-se.

Redução Mpl,rd

Ned [KN]	7500,00	**Porção de alma necessária para N**	0,45
A,N [m2]	0,0211	**Redução no Mpl [KNm]**	14560,58
Aw [m2]	0,05	**Momento plástico resistente final [KNm]**	90734,74

Redução Mf,rd

Multplicar Mf,rd pelo factor $1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{(A_{f1} + A_{f2}) f_{yf}}{\gamma_{M0}}}$

Mf,rd	72548,44
factor	0,87
Mf,N,rd	63073,24

Verificação

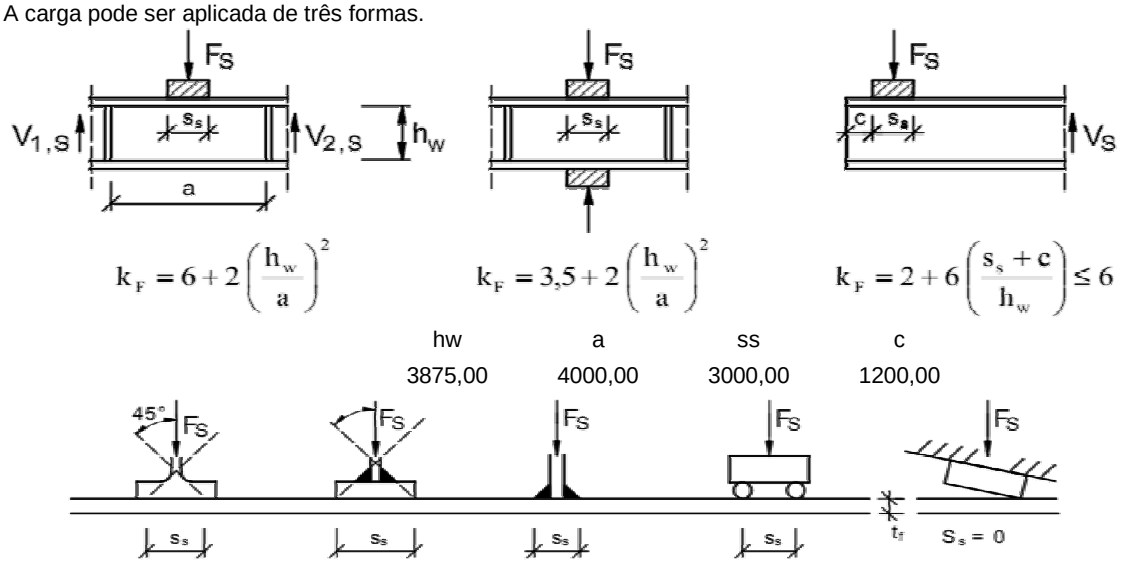
$$\overline{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)\left(2\overline{\eta}_3 - 1\right)^2 \le 1{,}0 \qquad \text{for } \overline{\eta}_1 \ge \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

0,47	com	0,43
≤		≥
1,00		0,70

FORÇAS TRANSVERSAIS

EC3-1-5 6

A carga pode ser aplicada de três formas.



$$k_F = 6 + 2\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \qquad k_F = 3{,}5 + 2\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \qquad k_F = 2 + 6\left(\frac{s_s + c}{h_w}\right) \le 6$$

hw	a	ss	c
3875,00	4000,00	3000,00	1200,00

RESISTÊNCIA

Para almas rigidizadas ou não a resistência à encurvadura local por forças transversais é dada por:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw}\, L_{eff}\, t_w}{\gamma_{M1}} \qquad L_{eff} = \chi_F\, \ell_y$$

$$\chi_F = \frac{0,5}{\overline{\lambda}_F} \le 1,0 \qquad \overline{\lambda}_F = \sqrt{\frac{\ell_y\, t_w f_{yw}}{F_{cr}}} \qquad F_{cr} = 0,9\, k_F E\, \frac{t_w^3}{h_w}$$

E [Gpa]	fyw [Mpa]	Leff [mm]	tw [mm]	γm1	Sit. Carga
210,00	355,00	394,77	12,00	1,00	1

Cálculo de kf 7,88

Nervura de rigidez longitudinal Não

Sem ridigidizador longit. Kf
7,88

Com rigidizador longit.

$$k_F = 6 + 2\left[\frac{h_w}{a}\right]^2 + \left[5,44\frac{b_1}{a} - 0,21\right]\sqrt{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 10,9\frac{I_{s\ell,1}}{h_w t_w^3} \le 13\left[\frac{a}{h_w}\right]^3 + 210\left[0,3 - \frac{b_1}{a}\right]$$

b1	Isl,1	γs	Kf
900,00	150000,00	0,24	8,38

$\frac{b_1}{a} \le 0,3$ **b1/a** 0,23 OK

$0,05 \le \frac{b_1}{h_w} \le 0,3$ **b1/hw** 0,23 OK

Só válido para situação de carga 1 OK

Cálculo de ly 4000,00

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w}$$

$$m_2 = 0,02\left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 \quad \text{if } \overline{\lambda}_F > 0,5$$

$$m_2 = 0 \quad \text{if } \overline{\lambda}_F \le 0,5$$

Banzo Inferior

fyf	bf	fyw	tw	hw
325,00	1600,00	355,00	12,00	3875,00

Para os casos de carga 1 e 2:

$$\ell_y = s_s + 2\,t_f\left(1+\sqrt{m_1+m_2}\right)$$

ss	tf	m1	m2
3000,00	50,00	122,07	120,13

χF	λF	Fcr [KN]	Frd [KN]
0,10	5,07	663,88	1681,71

A verificação é feita segundo,

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{\frac{f_{yw}\,L_{eff}\,t_w}{\gamma_{M1}}} \le 1{,}0$$

Fed	η2
1500,00	0,89
	OK

FLANGE INDUCED BUCKLING

Para que o banzo comprimido não encurve no plano da alma deve verificar-se: $\frac{h_w}{t_w} \le k\,\frac{E}{f_{yf}}\sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$

hw	tw	Situação	k
3875,00	12,00	Momento elástico utilizado	0,55

Banzo comprimido	bf,eff	tf	fyf	E
Superior	544,00	50,00	335,00	210,00

Aw	Afc	hw/tw		hw/tw,máx
46500,00	55000,00	322,92	KO	317,02

CARACTERÍSTICAS SECÇÕES

CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS SECÇÕES

FACTORES DE HOMOGENEIZAÇÃO

AÇO	LAJE SUPERIOR		LAJE INFERIOR	
Ea	fcm	Ecm	fcm	Ecm
210,00	43,00	35,87	43,00	35,87

OBS. De acordo com EN1994-2 3.2.2 o módulo de elasticidade do armadura ordinária é, por simplificação, considerado como sendo igual ao do aço estrutural.

1. Para cálculo da estrutura submetida a sobrecargas e temperatura (e também peso próprio se se realizar a análise para t=0)

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

	η0
LAJE SUPERIOR	5,85

2. Para o cálculo da estrutura submetida a cargas de longa duração (carga permanente) e retracção:

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t)$$

Para cada caso de carga será determinado um tempo t0 - valor médio da idade do betão no instante em que se considera a aplicação da carga.

Laje Superior

Caso de carga	ψL	t0	φ(∞,t0)	ηL
Betonagem	1,10	15,00	1,562	15,91
Retracção	0,55	1,00	2,110	12,65
Restantes permanent.	1,10	45,00	1,315	14,32

OBS: A propósito da betonagem não há fluência pois a estrutura não é apoiada.

SECÇÃO DE MOMENTOS POSITIVOS S2

OBS: Não se têm em conta as armaduras da laje de betão.

PROPRIEDADE		SECÇÃO				
			Mista homogeneizada (laje sup.)			
símbolo	unidade	Metálica	5,85	15,91	12,65	14,32
A	m2	0,23	0,57	0,36	0,39	0,37
I	m4	0,70	1,62	1,24	1,32	1,28
zsup	m	2,43	1,22	1,84	1,71	1,78
zinf	m	1,57	3,08	2,46	2,59	2,52

SECÇÃO DE MOMENTOS NEGATIVOS S1

OBS: Não se têm em conta as armaduras da laje de betão comprimida (inferior) e considera-se a laje superior fissurada.

PROPRIEDADE		SECÇÃO	
		Metálica	Fissurada
símbolo	unidade		5,85
A	m2	0,46	0,48
I	m4	1,50	1,59
zsup	m	2,06	2,25
zinf	m	1,94	2,03

OBS: Cálculo seguinte refere-se às propriedades da secção para M- SEM laje inferior e COM laje superior não fendilhada.

PROPRIEDADE		SECÇÃO				
			Mista homogeneizada (laje inf.)			
símbolo	unidade	Metálica	5,85	15,91	12,65	14,32
A	m2	0,46	0,80	0,58	0,62	0,60
I	m4	1,50	2,45	1,97	2,07	2,02
zsup	m	2,06	1,44	1,90	1,81	1,86
zinf	m	1,94	2,86	2,40	2,49	2,44

SECÇÃO DE MOMENTOS POSITIVOS S3

OBS: Não se têm em conta as armaduras da laje de betão.

PROPRIEDADE		SECÇÃO				
		Metálica	Mista homogeneizada (laje inf.)			
símbolo	unidade		5,85	15,91	12,65	14,32
A	m2	0,25	0,58	0,37	0,40	0,38
I	m4	0,72	1,53	1,19	1,26	1,22
zsup	m	2,24	1,17	1,75	1,62	1,69
zinf	m	1,76	3,13	2,55	2,68	2,61

SECÇÃO DE MOMENTOS POSITIVOS S4

OBS: Não se têm em conta as armaduras da laje de betão.

PROPRIEDADE		SECÇÃO				
		Metálica	Mista homogeneizada (laje inf.)			
símbolo	unidade		5,85	15,91	12,65	14,32
A	m2	0,19	0,52	0,31	0,34	0,32
I	m4	0,52	1,18	0,93	0,99	0,96
zsup	m	2,21	1,00	1,58	1,44	1,52
zinf	m	1,79	3,30	2,72	2,86	2,78

RESUMO SECÇÕES

RESUMO DAS SOLUÇÕES PARA A SECÇÃO DE M-

METADE DO TABULEIRO

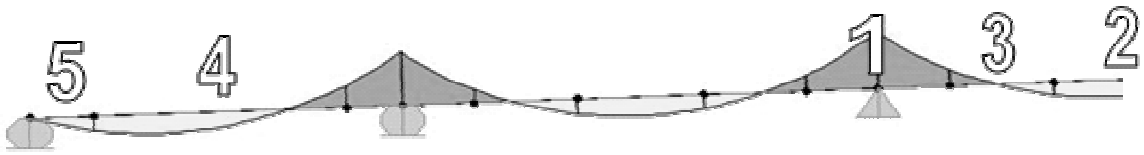
SOLUÇÃO	REGIME	Mrd	Abanzos	Abetão	Inércia
Sem laje inferior	Plástico	276977,71	338000,00	0	1,42E+12
Com laje inferior	Plástico	276761,21	298000,00	808750	1,61E+12
Sem laje inferior	Elástico	290512,21	368000,00	0	1,59E+12
Com laje inferior	Elástico	279366,45	320000,00	711700	1,75E+12

RESUMO SECÇÕES

SECÇÃO	FASE	BANZO SUPERIOR			BANZO INFERIOR			ALMA			Mrd	Vbw,rd	OBS
S1	MISTA METÁLICA	1600,00	110,00	S460	1600,00	120,00	S460	25,00	3770,00	S460	290512,21 264965,91	14758,33	M,el, c/ faseamento, secção efectiva M,el, secção efectiva, desprez. rig. long.
S2	MISTA METÁLICA	1100,00	55,00	S355	1600,00	70,00	S355	16,00	3875,00	S460	204853,56 84340,60	6091,52	M,pl, LN alma (classe 1) M,el - secção efectiva
S3	MISTA + MISTA - METÁLICA	1100,00	60,00	S355	1600,00	60,00	S355	22,00	3880,00	S460	205332,85 121803,94 95874,98	12020,99	M,pl M,el, c/ faseamento, secção efectiva M,el - secção efectiva
S4	MISTA METÁLICA	1100,00	40,00	S355	1600,00	40,00	S355	20,00	3920,00	S460	162048,87 62155,52	8900,18	M,pl, LN alma (classe 1) M,el, secção efectiva, desprez. rig. long.

ENCURVADURA LATERAL

ENCURVADURA LATERAL



ZONA 4 - NÓ À DIREITA

ACÇÃO	DESIGNAÇÃO	M [KNm] ESQ	M [KNm] DTA
FASE BETONAGEM			
Peso próprio			
Estrutura metálica	PP-ESTM		-9745,45
Travamento	PP-TRAV		-1274,58
Laje de betão	PP-LAJE		-24854,22
	TOTAL		**-35874,25**
FASE SERVIÇO			
Restantes cargas permanen	PP-TRCP		-12820,48
Vento	Wz		-11267,46
Temperatura			
ΔT M,heat	ΔT+		14123,18
ΔT M,cool	ΔT-		-16988,40
Retracção	RET		-634,07
Tráfego Rodoviário			
Load Model 1			
(Q+q+0,4qfk)	gr1a		-35612,46

ACÇÃO	γ	ψ0	M [KNm]
Fase Metálica			
ESTM, TRAV, LAJE	1,35	1,00	-48430,23
Fase Mista			
RCP	1,35	1,00	-17307,65
Vento Z	1,50	1,00	-16901,19
Tráfego rodoviário	1,35	1,00	-48076,82
		TOTAL	**-130715,90**

ZONA 4 - NÓ À ESQUERDA

ACÇÃO	DESIGNAÇÃO	M [KNm] ESQ	M [KNm] DTA
FASE BETONAGEM			
Peso próprio			
Estrutura metálica	PP-ESTM		6206,22
Travamento	PP-TRAV		924,57
Laje de betão	PP-LAJE		18029,17

	TOTAL	**25159,96**
FASE SERVIÇO		
Restantes cargas permanen	PP-TRCP	11785,48
Vento	Wz	-2212,13
Temperatura		
ΔT M,heat	ΔT+	2861,56
ΔT M,cool	ΔT-	-3442,09
Retracção	RET	9710,96
Tráfego Rodoviário		
Load Model 1		
(Q+q+0,4qfk)	gr1a	-7045,15

ACÇÃO	γ	ψ0	M [KNm]
Fase Metálica			
ESTM, TRAV, LAJE	1,35	1,00	33965,95
Fase Mista			
RCP	1,35	1,00	15910,40
Vento Z	1,50	1,00	-3318,19
Tráfego rodoviário	1,35	1,00	-9510,95
		TOTAL	**37047,20**

ZONA 5 - NÓ À DIREITA

Igual a zona 4 nó à esquerda.

ZONA 1 - NÓ À ESQUERDA

ACÇÃO	DESIGNAÇÃO	M [KNm]	
		ESQ	**DTA**
FASE BETONAGEM			
Peso próprio			
Estrutura metálica	PP-ESTM	-6943,87	
Travamento	PP-TRAV	-963,91	
Laje de betão	PP-LAJE	-18796,27	
	TOTAL	-26704,05	
FASE SERVIÇO			
Restantes cargas permanen	PP-TRCP	-9306,07	
Vento	Wz	-10559,40	
Temperatura			
ΔT M,heat	ΔT+	13243,85	
ΔT M,cool	ΔT-	-15930,67	
Retracção	RET	213,71	
Tráfego Rodoviário			
Load Model 1			
(Q+q+0,4qfk)	gr1a	-33062,01	

ACÇÃO	γ	ψ0	M [KNm]
Fase Metálica			
ESTM, TRAV, LAJE	1,35	1,00	-36050,47
Fase Mista			
RCP	1,35	1,00	-12563,20
Vento Z	1,50	1,00	-15839,11
Tráfego rodoviário	1,35	1,00	-44633,72
		TOTAL	**-109086,49**

ZONA 1 - NÓ EM CIMA DO APOIO

ACÇÃO	γ	ψ0	M [KNm]
Fase Metálica			
ESTM, TRAV, LAJE			
	1,35	1,00	-119590,74
Fase Mista			
RCP	1,35	1,00	-47522,80
Vento Z	1,50	1,00	-34920,10
Tráfego rodoviário	1,35	1,00	-88399,74
		TOTAL	**-290433,38**

ZONA 1 - NÓ À DIREITA

Há simetria considera-se igual ao da esquerda.

ZONA 2 - NÓ À ESQUERDA

ACÇÃO	DESIGNAÇÃO	M [KNm]	
		ESQ	**DTA**
FASE BETONAGEM			
Peso próprio			
Estrutura metálica	PP-ESTM	6462,39	
Travamento	PP-TRAV	780,70	
Laje de betão	PP-LAJE	15223,71	
	TOTAL	22466,80	
FASE SERVIÇO			
Restantes cargas permanen	PP-TRCP	55738,34	
Vento	Wz	-16370,36	
Temperatura			
ΔT M,heat	ΔT+	-158,96	
ΔT M,cool	ΔT-	11977,78	
Retracção	RET	-26124,95	
Tráfego Rodoviário			
Load Model 1			
(Q+q+0,4qfk)	gr1a	-8753,22	

ACÇÃO	γ	ψ0	M [KNm]
Fase Metálica			
ESTM, TRAV, LAJE	1,35	1,00	30330,18
Fase Mista			
RCP	1,35	1,00	75246,76
Vento Z	1,50	1,00	-24555,55
Tráfego rodoviário	1,35	1,00	-11816,85
		TOTAL	**69204,54**

RESUMO ZONAS

ZONA	M [KNm]			M [KNm]		
	ESQ			DTA		
	SECÇÃO	METÁLICA	MISTA	SECÇÃO	METÁLICA	MISTA
1	S1	-36050,47	-73036,02	S1	-119590,74	-170842,64
2	S2	30330,18	75246,76	S2	41445,37	131376,71
3	S3	-		S3	-	
4	S2	33965,95	3081,25	S2	-48430,23	-82285,66
5	S4	0,00	0,00	S4	33965,95	3081,25

ZONA	σ		BANZO			N [MN]	
	ESQ	DTA	b	h	fy	ESQ	DTA
1	-142383,27	-379506,92	1600,00	120,00	380,00	-27,34	-72,87
2	211221,09	343023,41	1600,00	70,00	325,00	23,66	38,42
3	-	-	1600,00	60,00	335,00	0,00	0,00
4	81882,12	-265136,28	1600,00	120,00	325,00	15,72	-50,91
5	0,00	126391,11	1600,00	40,00	345,00	0,00	8,09

ZONA	1	2	3	4	5
N [MN]	-50,10	31,04	0,00	-17,59	4,04

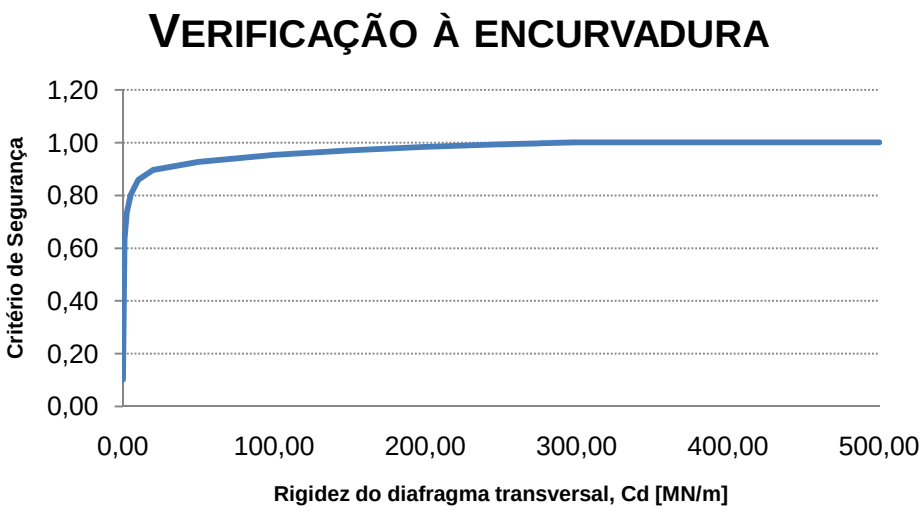
VERIFICAÇÃO

αult,k	α	γm1
1,00	0,76	1,00

(Apoio na zona 1)

Cd [KN/m]	αcr,op	λop	ϕLT	χOP	Criterio Seg.	
0,00	0,13	2,78	5,33	0,10	0,10	**KO**
1,00	1,96	0,71	0,95	0,63	0,63	**KO**
2,50	3,14	0,56	0,80	0,73	0,74	**KO**
5,00	4,56	0,47	0,71	0,80	0,80	**KO**
10,00	6,55	0,39	0,65	0,86	0,86	**KO**
20,00	8,79	0,34	0,61	0,90	0,90	**KO**
50,00	11,42	0,30	0,58	0,93	0,93	**KO**
100,00	14,75	0,26	0,56	0,95	0,95	**KO**
150,00	17,64	0,24	0,54	0,97	0,97	**KO**

200,00	20,29	0,22	0,53	0,98	0,98	**KO**
250,00	22,78	0,21	0,53	0,99	0,99	**KO**
275,00	23,98	0,20	0,52	1,00	1,00	**KO**
300,00	25,14	0,20	0,52	1,00	1,00	**>=1**
500,00	32,42	0,18	0,51	1,00	1,00	**>=1**



CÁLCULO DA RIGIDEZ DO DIAFRAGMA

1. Secção efectiva do rigidizador ligado ao travamento transversal

Deve incoporar uma largura de alma de 15εtw para cada lado do rigidizador.

Alma				
fyw	**tw**	**ε**	**30 ε tw**	**A**
440,00	25,00	0,73	548,11	14202,79

Rigidizador transversal			Conjunto		
bs	**ts**	**A**	**A**	**xg**	**I**
180,00	20,00	3600,00	17802,79	33,23	4,06E+07

2. Rigidez da cantoneira

Com secção do tipo cantoneira…

Secção		**F**	**Δ**	**K**
Dimensão	150x150x18	1000,00	0,01	99176,83
	200x200x20	1000,00	0,01	143472,02
	200x200x24	1000,00	0,01	167224,08
	2x200x20x0	1000,00	0,00	261780,10
	2x200x24x0	1000,00	0,00	343642,61

3. Resistência e encurvadura

Em relação à secção escolhida finalmente…

fy	A	I maior	I menor	L	γm1
355,00	0,02	0,00	0,00	7,38	1,00

Nrd	6425,50

Quanto à encurvadura…

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 \times EI}{L^2}$$

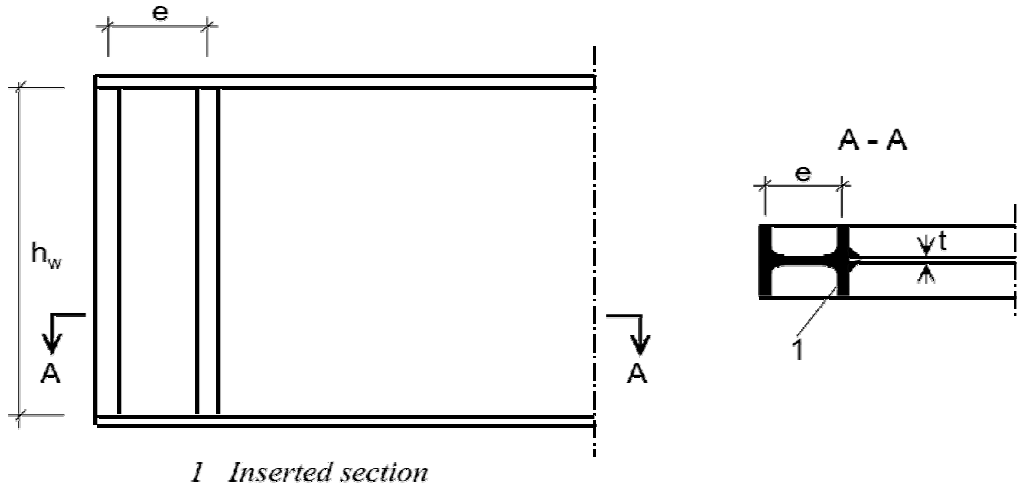
Ncrit	λ	α	ϕ	χ	Nb,rd
2534,81	1,59	0,34	2,00	0,31	1994,68

NERVURAS DE RIGIDEZ

DIMENSÕES MÍNIMAS

RIGIDIZADORES NOS APOIOS

Para materializarem um apoio rígido, deverão ser dispostos dois rigidizadores com 2 chapas cada (uma em cada lado da alma).



1 Inserted section

Cada rigidizador constituído de 2 chapas rectangulares deve ter uma área de secção mínima dada pela expressão seguinte. A espessura e, entre eixos das nervuras deve ser > 0,1 hw.

$$\frac{4h_w t^2}{e}$$

hw	t	fyw=fy,rig	e	A,min
3920,00	20,00	440,00	392,00	16000,00

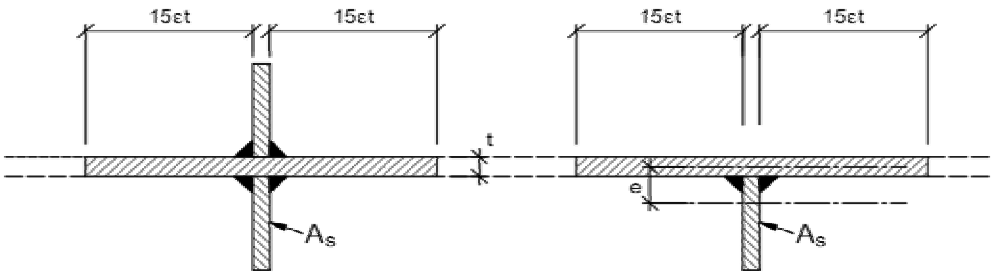
bs	ts	A
540,00	20,00	22000

RIGIDIZADORES INTERMÉDIOS

Quanto aos rigidizadores intermédios, para que funcionem como apoios rígidos aos painéis, devem ter um momento de inércia, Ist mínimo.

fyw	a	hw	t	a/hw			Ist,min
460,00	4000,00	3875,00	16,00	1,03	<	1,41	2,23E+07

Na verificação da resistência à encurvadura a secção do rigidizador é a secção bruta do mesmo mais uma largura de 15 ε t para cada lado do rigidizador, que não deve ser superior à dimensão real disponível nem se sobrepor a área que contribua para o rigidizador adjacente.



$$I_{st} \geq \frac{1.5 h_w^3 t^3}{a^2} \qquad se\ a/h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{st} \geq 0.75 h_w . t^3 \qquad se\ a/h_w \geq \sqrt{2}$$

Considerando rigidizadores simétricos:

Aço	bs	ts	Classe		Ist	Ist/Ist,min	
S460	180,00	20,00	<3 - OK		8,87E+07	3,97	OK

A resistência do rigidizador é verificada se: $\sigma_{max} \leq f_y$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \frac{N_{Sd}}{b} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) \qquad w \leq \frac{h_w}{300}$$

Calcular tensão crítica do painel em modo placa:

$$\sigma_{cr,s\ell} = \frac{1{,}05\ E}{A_{s\ell,1}} \frac{\sqrt{I_{s\ell,1}\ t^3\ b}}{b_1\ b_2} \qquad \text{if } a \geq a_c$$

$$\sigma_{cr,s\ell} = \frac{\pi^2\ E\ I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1}\ a^2} + \frac{E\ t^3\ b\ a^2}{4\ \pi^2\ (1-\nu^2)\ A_{s\ell,1}\ b_1^2\ b_2^2} \qquad \text{if } a \leq a_c$$

$$a_c = 4{,}33 \sqrt[4]{\frac{I_{s\ell,1}\ b_1^2\ b_2^2}{t^3\ b}}$$

E
210

ν
0,3

ε
0,71

Calcular tensão crítica do painel em modo coluna:

$$\sigma_{cr,s\ell} = \frac{\pi^2\ E\ I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1}\ a^2}$$

ac	a	b1	b2	b	Asl	Isl	
22216,82	3875,00	4000,00	4000,00	8000,00	13009,29	88712731,54	[mm]

a1	a2	σcr,p	σcr,c	σcr,c/σcr,p	σmáx	Ac,eff	Nsd [KN]
4000,00	4000,00	942,12	941,26	1,00	460,00	18240,00	8390,40

σm [Kpa]	Prof. Alma comprimida
1081,64	1,14

$$N = V_{Ed} - \frac{1}{\bar{\lambda}_w^2} f_{yw} . t/(\sqrt{3} . \gamma_{M1})$$

	Ved	λw	γm1	Nst [KN]	ΔNst [KN]	Nst,total
	5000,00	3,00	1,00	3170,44	1645,61	4816,05

Ncr,st [KN]	emax [mm]	w0	w		
12245,08	90,00	12,92	8,37	<=	12,92

σmáx [Mpa]		fyw	fy/γm1 [Mpa]
347,73	<=	440	440,00

Há ainda que verificar a encurvadura por torção:

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5{,}3\,\frac{f_y}{E}$$

A constante torsional de St. Ventant (It) é dada por:
(sem parte da alma e de apenas 1 rigidizador)

$$\sum\left(\frac{b' t^3}{3}\right)$$

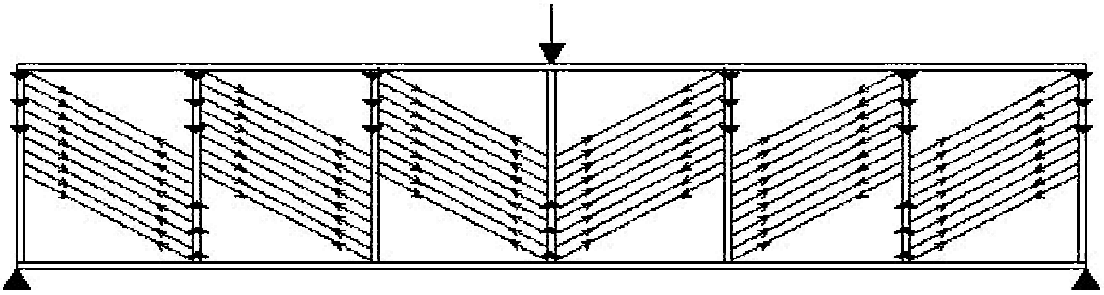
It	480000

O momento polar de inércia (Ip) em torno do eixo de ligação entre a alma e o rigidizador transversal é dado por:

Ip	39000000

It/Ip	0,01230769	
It/Ip,mín	0,01110476	OK

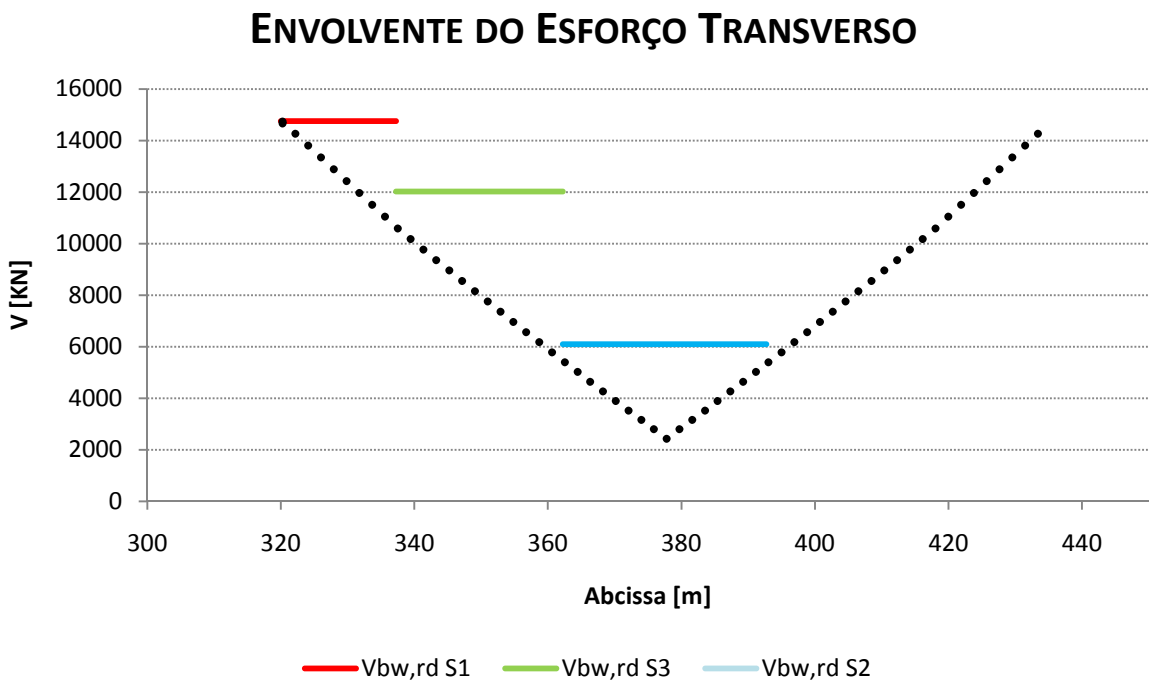
O esforço axial num rigidizador transversal é igual à soma da força resultante do transverso com a de cargas externas. Nervuras de rigidez intermédias rígidas podem ser dimensionadas para um esforço axial dado pela expressão que se apresenta de seguida. No caso de transverso variável a verificação deve ser efectuada para o transverso a uma distância de 0,5hw desde a extremidade do painel com a maior força transversal.

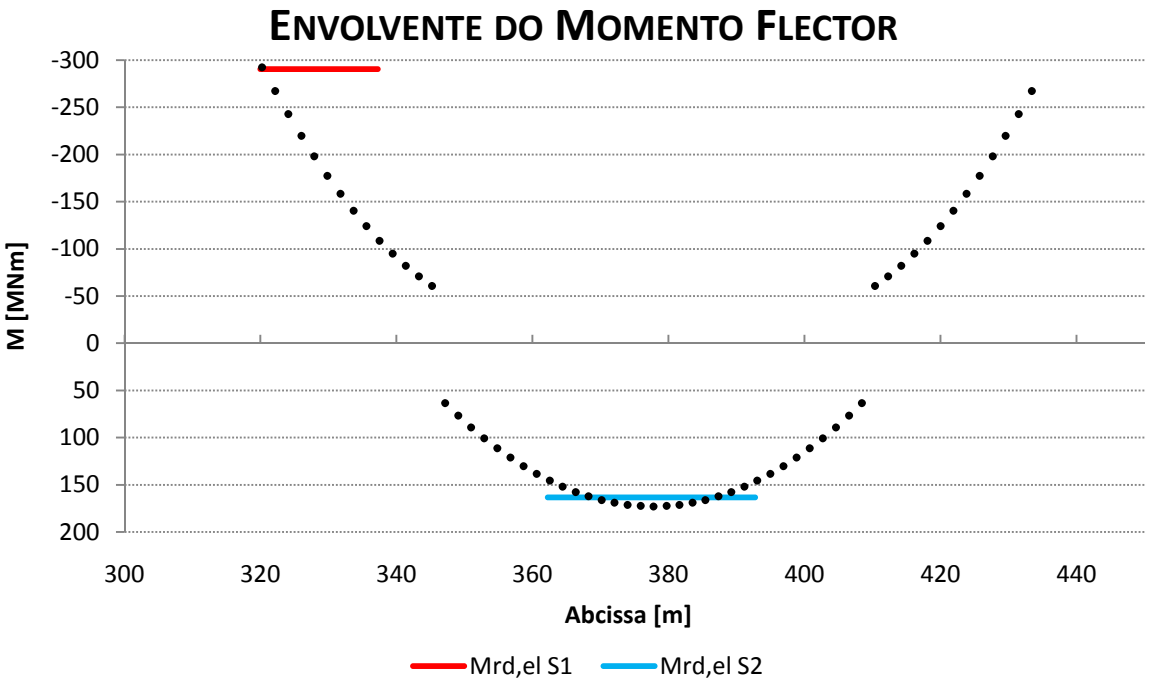


CONECTORES

LIGAÇÃO AO CORTE

ENVOLVENTES DE ESFORÇOS





Toda a estrutura está em regime elástico à excepção da secção de meio-vão. Os conectores serão calculados de forma adequada ao regime.

RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS DA SECÇÃO

Elemento	Banzo sup.	Banzo inf.	Alma	Laje
fyd [MPa]	440,00	440,00	440,00	23,33

OBS: fyd máximo traduz-se em resultados do lado da segurança.

RESISTÊNCIA DO CONECTOR

1. Se não houver forças de desvio na direcção da espessura da laje:

Rotura por corte do conector

$$P_{Rd} = \frac{0{,}8\, f_u\, \pi\, d^2/4}{\gamma_V}$$

Rotura da laje por esmagamento do betão

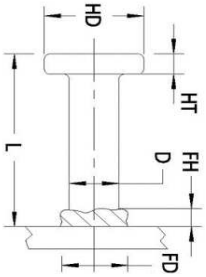
$$P_{Rd} = \frac{0{,}29\, \alpha\, d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

$$\alpha = 0{,}2\left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right) \quad se \quad 3 \le h_{sc}/d \le 4$$

$$\alpha = 1 \quad se \quad h_{sc}/d > 4$$

A. PROPRIEDADES DO CONECTOR / BETÃO

fu [MPa]	**d [mm]**	**hd [mm]**	**ht [mm]**	**hsc [mm]**	**α**	**fck [MPa]**	**Ecm [GPa]**	**γv**
450	22	35	10	150	1	35	34,08	1,25



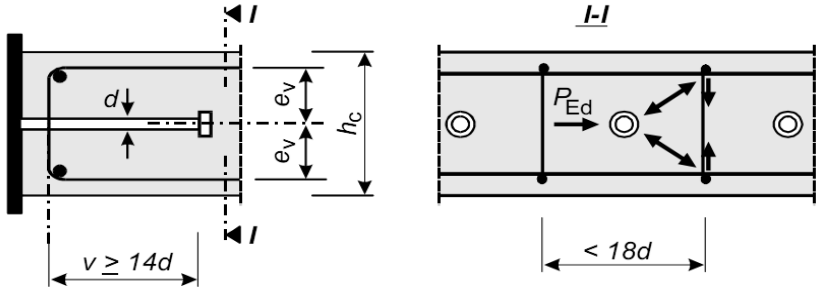
Verificações

1) altura não inferior a 3d (hsc ≥ 3d)	OK
2) diâmetro da cabeça não inferior a 1,5d	OK
3) profundidade da cabeça não inferior a 0,4d	OK

B. CÁLCULO RESISTÊNCIA

Prd [KN]	**conector**	**betão**	**mínimo**
	109,48	122,63	**109,48**

2. Se houver forças de desvio na direcção da espessura da laje:



Se se cumprirem as seguintes condições, a resistência pode ser calculada como atrás:

ev,min [mm]	132,00
v,min [mm]	308,00

s,conect [mm]	140,00
s,máx (asw)	140,00

Estribos deverão ser dimensionados para uma força de 0,3 Prd por conector.

0,3Prd	32,84

DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE CORTE

A. MOMENTO ACTUANTE INFERIOR AO MOMENTO ELÁSTICO (SECÇÕES CLASSE 3/4)
Secções de apoio em que a resistência máxima da secção ocorre em regime elástico.

Zona da secção de momentos negativos S1 (dois troços)

Troço	xinício	xfim
1	320	330
2	330	337,5

PROPRIEDADE		SECÇÃO		
			Mista	homogeneizada
símbolo	**unidade**	**Metálica**	**5,85**	**14,32**
A	m2	0,46	0,80	0,60
I	m4	1,50	2,45	2,02
zsup	m	2,06	1,44	1,86
zinf	m	1,94	2,86	2,44
hlaje	0,3	**S**	0,43	0,23

Troço 1

Carga	Secção	η	Ved	S [m3]	I [m4]	vL,ED [KN/m]
RCP	Mista	14,32	2354,84	0,23	2,02	272,13
VENTO+gr1a	Mista	5,85	6488,71	0,43	2,45	1135,13

vL,ED	Nº Conector	Espaça/ [m]	vL,RD [KN/m]	
1407,26	4	0,3	1459,71	OK

Troço 2

Carga	Secção	η	Ved	S [m3]	I [m4]	vL,ED
RCP	Mista	14,32	1966,50	0,23	2,02	227,25
VENTO+gr1a	Mista	5,85	5726,33	0,43	2,45	1001,76

vL,ED	Nº	Espaça/	vL,RD	
1229,01	4	0,35	1251,18	OK

Zona da secção de momentos positivos S3 (dois troços)

Troço	xinício	xfim
1	337,5	350
2	350	362,5

PROPRIEDADE		SECÇÃO		
			Mista homogeneizada	
símbolo	unidade	Metálica	5,85	14,32
A	m2	0,25	0,58	0,38
I	m4	0,72	1,53	1,22
zsup	m	2,24	1,17	1,69
zinf	m	1,76	3,13	2,61

hlaje 0,3 **S** 0,34 0,21

Troço 1

Carga	Secção	η	Ved	S [m3]	I [m4]	vL,ED
RCP	Mista	14,32	1651,86	0,21	1,22	283,14
VENTO+gr1a	Mista	5,85	5109,77	0,34	1,53	1129,30

vL,ED	Nº	Espaça/	vL,RD	
1412,44	4	0,3	1459,71	OK

Troço 2

Carga	Secção	η	Ved	S [m3]	I [m4]	vL,ED
RCP	Mista	14,32	1099,40	0,21	1,22	188,45
VENTO+gr1a	Mista	5,85	4097,25	0,34	1,53	905,52

vL,ED	Nº	Espaça/	vL,RD	
1093,97	4	0,35	1251,18	OK

Zona da secção de momentos positivos S2 (um troço)

Troço	xinício	xfim
1	362,5	368

PROPRIEDADE		SECÇÃO		
			Mista homogeneizada	
símbolo	unidade	Metálica	5,85	14,32
A	m2	0,23	0,57	0,37
I	m4	0,70	1,62	1,28
zsup	m	2,43	1,22	1,78
zinf	m	1,57	3,08	2,52

hlaje 0,3 **S** 0,35 0,22

Troço 1

Carga	Secção	η	Ved	S [m3]	I [m4]	vL,ED
RCP	Mista	14,32	1651,86	0,22	1,28	287,45
VENTO+gr1a	Mista	5,85	5109,77	0,35	1,62	1119,21

vL,ED	Nº	Espaça/	vL,RD	
1406,66	4	0,3	1459,71	OK

RESUMO

Secção	Troço	L	x	vL,ED	Nº	Espaça/	vL,RD
S1	1	10,00	330,00	1407,2612	4	0,30	1459,71
	2	7,50	337,50	1229,0138	4	0,35	1251,18
S3	1	12,50	350,00	1412,4395	4	0,30	1459,71
	2	12,50	362,50	1093,9691	4	0,35	1251,18
S2	1	5,50	368,00	1406,6643	4	0,30	1459,71

B. MOMENTO ACTUANTE SUPERIOR AO MOMENTO ELÁSTICO (SECÇÕES CLASSE 1/2)
Secções de vão em que o momento instalado seja superior à resistência elástica da secção.

1. Tensões na laje de betão

O momento elástico é dado por uma parcela em fase metálica (Ma) e outra em fase mista (Mc).

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$$

Fase metálica **Ma,Ed** 41445,37

Secção	Fibra sup		Fibra Inf	
	W [m3]	σ0 [KPa]	W [m3]	σ0 [KPa]
Aço	0,29	143200,04	0,45	92750,516

Fase mista **Mc,Ed** 131376,71

Carga	Mc,Ed	η	σinf
RCP	20946,01	14,32	44866,67
gr1a+vento	110430,70	5,85	209802,49

A tensão total devida a ambas as fases na fibra inferior é…	347419,68
A tensão de cedência do banzo inferior da secção é…	325000,00

k	0,91196548

Mc,Ed	119811,02
Mel,Rd	161256,39

Com este momento aplicado à secção (Mel) a força na laje de betão é calculada a partir de Mc,Ed / I * z…

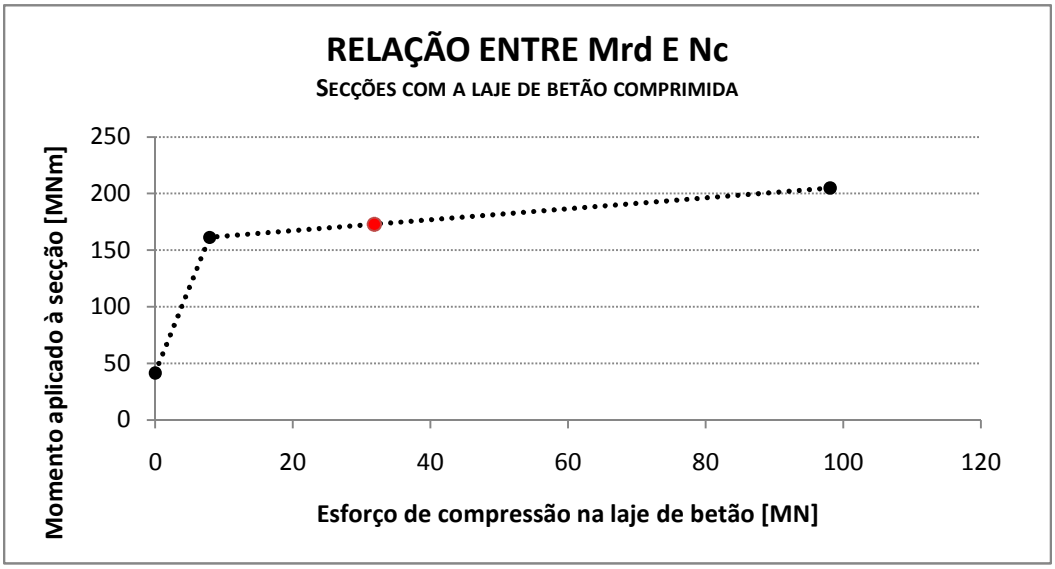
As tensões na laje quando actua são:

W [m3]	σ,sup [Mpa]	W [m3]	σ,inf [Mpa]
1,33E+00	15,42	1,76E+00	11,62

2. Força axial na laje de betão correspondente ao momento elástico

Dimensões da laje		Nc,el
b [mm]	h [mm]	[KN]
6500,00	300,00	7908,9904

3. Gráfico M(secção) - N(laje) para tirar o esforço axial na laje em função do momento aplicado.



	N [KN]	M [KNm]
a,Ed	0,00	41445,37
el,Rd	7908,99	161256,39
pl,Rd	98115,92	204853,56
Sd	31839,56	172822,08

O esforço de corte a que a laje terá de resistir na zona onde Msd é superior a Mel é a diferença entre Nsd e Nel, que são os esforços axiais que se observam na secção mais esforçada e de transição entre o regime elástico e plástico.

Nsd-Nel [KN]	L (A-B) [m]	vL,ED [KN/m]	Nº Conector	Espaça/ [m]	vL,RD [KN/m]	
23930,57	10,00	2393,06	4	0,175	2502,36	OK

ARMADURA TRANSVERSAL

A. IMPEDIR ESMAGAMENTO DAS ESCORAS DE BETÃO

$$v_{Ed} \leq v\, f_{cd} \sin\theta_f \cos\theta_f$$

$$v = 0{,}6\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

banzo comprimido

$$1{,}00 \leq \cot\theta_f \leq 2{,}00 \leftrightarrow 26{,}56º \leq \theta_f \leq 45º$$

banzo traccionado

$$1{,}00 \leq \cot\theta_f \leq 1{,}25 \leftrightarrow 38{,}66º \leq \theta_f \leq 45º$$

fcd	fck	ν	θf	νED ≤		vED,máx [KN/m2]
23,33	35,00	0,52	45,00	6020,00	OK	3988,43

OBS: vED,máx calculado com o plano de rotura a-a que será o mais desfavorável certamente.

B. VERIFICAR SE É NECESSÁRIA ARMADURA PARA ALÉM DA DE FLEXÃO (LONGITUDINAL)

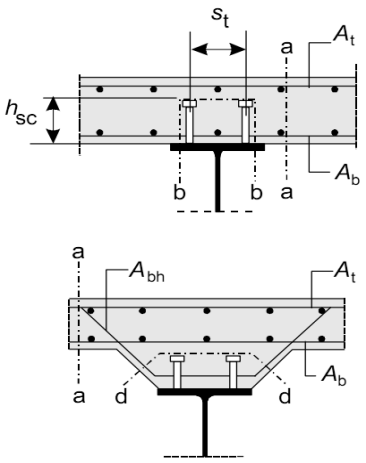
k	fctd [Mpa]	νED ≤ [Kpa]
0,40	2,78	1112,79

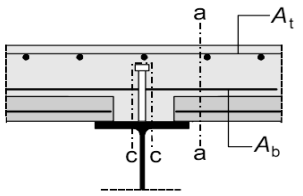
É necessária

C. ARMADURA

Será dimensionada para o maior esforço de corte. 2393,06 KN/m

$$\left(A_{sf} f_{yd}/s_f\right) \geq v_{Ed} h_f / \cot\theta_f$$





type	A_{sf}/s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2\,A_b$
c-c	$2\,A_b$
d-d	$2\,A_{bh}$

Duas superfícies possíveis de rotura possíveis:

a-a passa uma vez por ambas as armaduras transversais, superior e inferior.

b-b passa duas vezes pela armadura inferior.

<u>Plano de rotura a-a</u>

O esforço de corte vai metade para cada lado…

vED,a	hlaje	τed,a [KPa]	θf	fyd	Asf/sf
1196,53	0,30	3988,43	45,00	434,78	27,52

A armadura Asf/sf terá de se dispor pela camada superior e inferior…

Ab = At = 13,76 cm2/m (por ex. ϕ16//0,15m)

<u>Plano de rotura b-b</u>

b0	hf	τed,b [KPa]	hlaje	θf	fyd	Asf/sf
620	955	2505,82	0,30	45,00	434,78	17,29

Ainf = 8,64 cm2/m (por ex. ϕ12//0,15m)

Interacção corte longitudinal - flexão transversal

Aflex,inf		**Aflex,sup**	**Acis**
18,10		25,13	27,52
cm2/m		cm2/m	cm2/m

$$A_{inf} + A_{sup} \geq máx\left\{A_{cis}; \frac{A_{cis}}{2} + A_{flex,sup}; \frac{A_{cis}}{2} + A_{flex,inf}\right\}$$

43,23	OK	38,89
cm2/m		cm2/m

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

0. Dimensões do banzo com conectores

			espaçamento	
b [mm]	**h [mm]**	**nº**	**longit.**	**transv.**
1100,00	55,00	4	250	200

1. Espaçamento máximo dos conectores na direcção longitudinal centro a centro

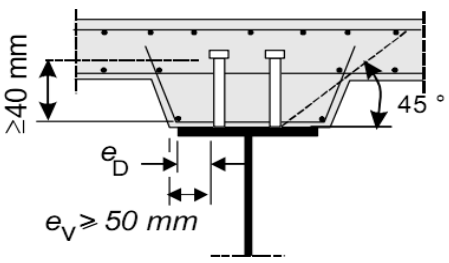
para que se considere que o banzo de betão está a travar o aço:	884,29	mm	
máximo absoluto:	800,00	mm	
s,máx	**800,00**	**mm**	OK

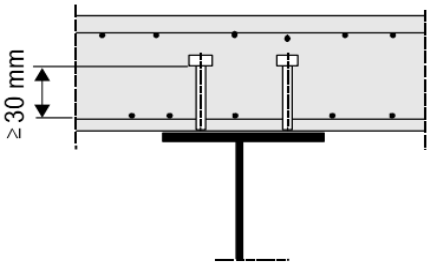
2. Espaçamento mínimo dos conectores, centro a centro

longitudinalmente	**110,00**	**mm**	OK
para laje maciça, transversalmente	**55,00**	**mm**	OK

3. Distâncias desde o limite do banzo até à primeira linha de conectores na direcção transversal

Igualmente espaçados	**b0**	622	**mm**	**máx**	**361,75**	**mm**	OK
	ed	239	**mm**	**mín, eD**	**25,00**	**mm**	OK





4. Para evitar o cumprimento de algumas condições relativas à separação longitudinal da laje de betão a distância entre o limite do banzo de betão e a primeira linha de conectores não deve ser inferior a:

300 **mm**

5. Para elementos em tracção e sujeitos a cargas repetitivas, por questões de fadiga, o diâmetro do perno não deve exceder 1,5 vezes a espessura do banzo a que está soldado.

d [mm]	tf [mm]
22,00	55,00

OK

6. Excepto quando estão directamente por cima da alma, o seu diâmetro não deve ser superior a 2,5x a espessura do elemento ao qual estão soldados.

d [mm]	tf [mm]
22,00	55,00

OK

ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

A. LIMITAÇÃO DE TENSÕES

1. AÇO ESTRUTURAL

1.1. Estado tensional da secção sobre o apoio (Secção S1)

SECÇÃO S1	h	h-yg	yg	A	Ig	tw
Metálica	4,00	2,02	1,98	0,46	1,48	25,00
Fissurada	4,30	2,23	2,07	0,48	1,57	25,00

Momento estático da secção

elemento	b	tf	yg
banzo sup.	1600,00	110,00	3945,00
banzo inf.	1600,00	120,00	60,00
alma	25,00	3770,00	2005,00

a	S1	S2
1935,77	0,40	0,40

CARGA	SECÇÃO	M (KNm)	V (KN)	S (m3)	τ (MPa)	Wsup (m3)	σsup (MPa)	Winf (m3)	σinf (MPa)
PESO PRÓPRIO									
PP-ESTM	Metálica	-25387,58	-1360,55	0,4014	14,75	0,73	34,71	0,75	33,86
PP-TRAV	Metálica	-3082,84	-143,91	0,4014	1,56	0,73	4,22	0,75	4,11
PP-LAJE	Metálica	-60115,32	-2806,24	0,4014	30,42	0,73	82,19	0,75	80,19
		-88585,74	**-4310,69**				**121,12**		**118,16**
FASE SERVIÇO									
PP-TRCP	Fissurada	-35202,07	-1751,67	0,4014	17,87	0,82	43,16	0,76	46,34
Wz	Fissurada	-23280,07	-1093,53	0,4014	11,16	0,82	28,54	0,76	30,65
gr1a	Fissurada	-65481,29	-3600,93	0,4014	36,75	0,82	80,28	0,76	86,20
		-123963,43	**-6446,13**				**151,99**		**163,19**

1.2. Combinação característica - verificação do critério de Von Mises

CARGA	COEF.	τ (MPa)	σsup (MPa)	σinf (MPa)
PESO PRÓPRIO				
PP-ESTM	1,00	14,75	34,71	33,86
PP-TRAV	1,00	1,56	4,22	4,11
PP-LAJE	1,00	30,42	82,19	80,19
FASE SERVIÇO				
PP-TRCP	1,00	17,87	43,16	46,34
Wz	1,00	11,16	28,54	30,65
gr1a	1,00	36,75	80,28	86,20
	TOTAL	**112,51**	**273,11**	**281,35**

CRITÉRIO DE VON MISES			fy
Fibra superior	335,51	OK	380,00
Fibra inferior	342,25	OK	380,00

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3.\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

2. TENSÃO NA ARMADURA ORDINÁRIA

2.1. Estado tensional da secção sobre o apoio (Secção S1)

SECÇÃO S1	h	h-yg	yg	A	Ig	recob
Fissurada	4,30	2,23	2,07	0,48	1,57	0,03

CARGA	SECÇÃO	M (KNm)	W As (m3)	σ As (MPa)
FASE SERVIÇO				
PP-TRCP	Fissurada	-35202,07	0,72	43,16
Wz	Fissurada	-23280,07	0,72	28,54
gr1a	Fissurada	-65481,29	0,72	80,28
		-123963,43		**151,99**

2.2. Combinação característica

CARGA	COEF.	σ As (MPa)
PP-TRCP	1,00	43,16
Wz	1,00	28,54
gr1a	1,00	80,28
	TOTAL	**151,99**

2.3. Falta ainda adicionar o termo Δσs, relativo ao aumento da rigidez na tracção.

αst	fctm [Mpa]	ρs	Δσs [Mpa]
1,11	3,21	1,05%	110,53

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a}$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{0{,}4 f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s}$$

Finalmente…

Fibra superior	262,52	OK	400,00

3. COMPRESSÃO NO BETÃO

3.1. Estado tensional da secção de meio-vão (Secção S2)

SECÇÃO S2	h	h-yg	yg	A	Ig
Metálica	4,0000	2,4276	1,5724	0,2345	0,7026
5,8550	4,3000	1,2150	3,0850	0,5675	1,6194
12,6511	4,3000	1,7053	2,5947	0,3886	1,3217
14,3219	4,3000	1,7808	2,5192	0,3707	1,2760

CARGA	SECÇÃO	M (KNm)	Wsup (m3)	σsup (MPa)	Winf (m3)	σinf (MPa)	σsup / η (MPa)	σinf / η (MPa)
PESO PRÓPRIO								
PP-ESTM	Metálica	8731,68	0,2894	-30,17	0,4468	19,54	-	-
PP-TRAV	Metálica	1071,64	0,2894	-3,70	0,4468	2,40	-	-
PP-LAJE	Metálica	20896,95	0,2894	-72,20	0,4468	46,77	-	-
		30700,28		**-106,07**		**68,70**		
FASE SERVIÇO								
ΔT+	5,8550	13609,38	1,3328	-10,21	0,5249	25,93	-1,74	-
PP-TRCP	14,3219	15515,56	0,7165	-21,65	0,5065	30,63	-1,51	-
		29124,94		**-31,86**		**56,56**	**-3,26**	**-**

3.2. Combinação quase-permanente

As acções que esforçam a laje de betão são apenas as relativas à fase de serviço.

CARGA	COEF.	σsup (MPa)		
FASE SERVIÇO				
ΔT+	0,50	-1,74		
PP-TRCP	1,00	-1,51		
		-2,38	OK	-15,75