

Avaliação da resistência ao esforço transversal de tabuleiros bi-viga mistos aço-betão

Sérgio Marcelo de Deus Nascimento

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Júri

Presidente: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Orientador: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Vogal: Professor Doutor Pedro António Martins Mendes

Dezembro 2016

AGRADECIMENTOS

A realização da presente dissertação de mestrado não só concluiu a incomparável experiência académica e pessoal vivida ao longo de cinco anos e meio, mas também alargou os horizontes e enriqueceu os conhecimentos científicos em assuntos não aprofundados nas disciplinas do mestrado integrado em Engenharia Civil, aumentando a motivação acerca da Engenharia de Estruturas. O desenvolvimento deste trabalho não seria o mesmo sem a contribuição de algumas pessoas, às quais gostaria de expressar o meu agradecimento.

Em primeiro lugar, devido ao incondicional apoio do orientador da dissertação de mestrado, gostaria de expressar a minha gratidão ao Professor José Oliveira Pedro, pela constante disponibilidade e tempo despendido para me acompanhar na realização do trabalho, bem como pelos extraordinários conhecimentos partilhados, e essencialmente pela motivação transmitida ao longo da investigação.

Ao Engenheiro Luís Simões da Silva, Professor no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, pela disponibilidade, colaboração e documentação cedida, importantes à realização da dissertação.

Aos Professores do Instituto Superior Técnico, em Lisboa, e da Universidade de Strathclyde, em Glasgow, que, longo do curso, transmitiram os conhecimentos necessários no percurso académico, estruturando o meu conhecimento desde a base, possibilitando no presente, não só a realização deste trabalho, bem como diversas oportunidades profissionais.

Aos meus familiares, que foram um apoio incansável ao longo meu percurso académico, através do incentivo e motivação, proporcionando ainda as condições necessárias a que tal fosse concluído com sucesso.

Por fim, aos meus amigos que, de forma excepcional, me acompanharam nesta jornada, pelo ambiente e motivação proporcionados e dos quais levo para a vida memórias únicas.

RESUMO

Tabuleiros mistos aço-betão de pontes do tipo bi-viga são uma solução estrutural que procura associar as melhores características de cada material constituinte, otimizando a relação custo / resistência da estrutura. Trata-se de uma solução muito competitiva no mercado pelo facto de ser formada por diferentes peças pré-fabricadas, facilitando a sua instalação em obra e o controlo de qualidade do seu fabrico.

No presente trabalho é estudada a resistência das vigas de aço de secção soldada com o formato em I ao esforço transversal, primeiro quando estas vigas estão inseridas numa estrutura metálica, e de seguida avaliando a situação em que uma laje de betão armado está conectada ao banzo superior da viga.

Assim, com o objetivo de avaliar capacidade última de uma viga metálica de secção composta soldada, é investigada a encurvadura de uma placa da alma ao corte, através de quatro modelos de análise propostos nos últimos 50 anos e que têm em consideração a resistência pós-crítica. Os resultados obtidos por estes modelos são comparados com os diversos resultados experimentais obtidos na literatura.

Este estudo é alargado à avaliação da capacidade última de vigas mistas aço-betão, apresentando-se dois modelos para este caso e confrontando os resultados com os poucos resultados laboratoriais existentes.

Os diversos modelos de análise são aplicados a um caso de estudo – uma ponte mista aço-betão do tipo bi-viga construída recentemente na Guiné Equatorial, avaliando-se para cada modelo a resistência ao corte, e evidenciando a contribuição da laje de betão armado.

Palavras-chave

Ponte mista aço-betão; Viga de secção soldada; Esforço transversal; Encurvadura de placa; Resistência pós-crítica.

ABSTRACT

Steel-concrete composite bridge decks combine the best characteristics of each constituent material, leading to an optimized cost / resistance ratio of the structure. This is a very competitive solution because it is formed by different prefabricated parts, making the construction faster and assuring its high quality.

In this dissertation, the resistance of slender plate girders with the I-shape subjected to shear loading is studied, first when these beams are inserted in a steel structure, and then evaluating the case in which a reinforced concrete slab is connected to the top flange of the plate girder.

Thus, in order to evaluate the ultimate strength of a slender steel plate girder, the plate buckling phenomenon due to shear stress is investigated through four different models proposed in the last 50 years, taking into account the post-critical resistance. The results obtained by these models are compared with the different experimental results obtained in the literature.

This study is extended to the evaluation of the ultimate capacity of composite plate girders, presenting two models for this case and comparing the results with the few existing laboratory tests results.

The different models of analysis are applied to a case study - a steel-concrete composite bridge recently constructed in Equatorial Guinea, evaluating for each model the shear strength, and evidencing the contribution of the reinforced concrete slab.

Keywords

Steel-concrete composite bridge; Plate girder; Pure shear; Plate buckling; Post-critical shear resistance.

ÍNDICE

1	Introdução	1
1.1	Considerações gerais	1
1.2	Objetivos do trabalho.....	1
1.3	Organização do trabalho	2
2	Pré-dimensionamento de vigas de aço de secção soldada.....	3
2.1	Considerações gerais.....	3
2.2	Pré-dimensionamento da secção.....	6
2.2.1	Considerações gerais sobre o funcionamento estrutural	6
2.2.2	Pré-dimensionamento da alma.....	6
2.2.3	Pré-dimensionamento dos banzos	7
2.2.4	Pré-dimensionamento dos reforços.....	7
2.3	Modos de rotura	7
3	Resistência ao esforço transversal	9
3.1	Considerações gerais.....	9
3.2	Comportamento e resistência pré-crítica	11
3.3	Comportamento e resistência pós-crítica.....	13
3.4	Modelos de avaliação resistente pós-encurvadura	14
3.4.1	Evolução histórica.....	14
3.4.2	Método proposto por Basler (modelo M1)	15
3.4.3	Método do campo diagonal de tração (modelo M2).....	20
3.4.4	Método simples pós-crítico (modelo M3)	25
3.4.5	Método do campo de tensões rodado (modelo M4).....	26
3.5	Interação de esforços	30
3.6	Resistência e verificação da segurança dos reforços	31
3.6.1	Reforços intermédios.....	31
3.6.2	Reforços de extremidade rígidos.....	32
3.6.3	Reforços de extremidade não rígidos	33
3.7	Comparação sumária entre os diferentes modelos.....	33
4	Estudo comparativo dos diferentes modelos para vigas de aço	35
4.1	Apresentação dos ensaios	35
4.1.1	Ensaio 1 – Universidade do Minho, Portugal	35
4.1.2	Ensaio 2 – Universidade de Dongguk, Coreia do Sul	36
4.1.3	Ensaio 3 – Universidade Nacional de Singapura, República de Singapura	37
4.2	Comparação dos resultados dos modelos com os resultados experimentais	38
4.2.1	Comparação de resultados para o Ensaio 1	39
4.2.2	Comparação de resultados para o Ensaio 2	41

4.2.3	Comparação de resultados para o Ensaio 3	45
4.3	Considerações finais sobre os resultados.....	47
5	Generalização dos modelos ao caso de secções mistas aço-betão	49
5.1	Considerações gerais.....	49
5.2	Contribuição da laje – Esquema de funcionamento.....	50
5.2.1	Modelo 1 de avaliação da contribuição da laje (ML1)	51
5.2.2	Modelo 2 de avaliação da contribuição da laje (ML2)	58
5.3	Apresentação dos ensaios de vigas mistas	60
5.3.1	Ensaio M. 1 – Universidade do Minho, Portugal	60
5.3.2	Ensaio M. 2 – Universidade Nacional de Singapura, República de Singapura	61
5.3.3	Ensaio M. 3 – Universidade Nacional da Malásia, Malásia	62
5.3.4	Ensaio M. 4 – EPFL, Suíça	63
5.4	Comparação dos resultados dos modelos com os resultados experimentais	65
5.4.1	Comparação de resultados para o Ensaio M. 1	65
5.4.2	Comparação de resultados para o Ensaio M. 2.....	66
5.4.3	Comparação de resultados para o Ensaio M. 3.....	68
5.4.4	Comparação de resultados para o Ensaio M. 4.....	69
5.5	Algumas considerações finais	70
6	Aplicação ao caso de estudo	71
6.1	Apresentação do caso de estudo.....	71
6.2	Resultados e discussão.....	73
7	Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	75
7.1	Síntese das principais conclusões	75
7.2	Desenvolvimentos futuros	76
	Referências	79
	Anexos.....	83
	Anexo A – Resultados parciais dos modelos para viga de aço	85
	Anexo B - Resultados parciais dos modelos para viga mistas	89
	Anexo C – Peças desenhadas	91
	Secção transversal tipo + alçado.....	93
	Corte longitudinal (parte metálica em mm) + esforços	94
	Secção transversal metálica + conetores.....	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Viga de secção soldada. Adaptado de [3]	3
Figura 2.2 – Viaduto de Alcântara [W1], [W2]	4
Figura 2.3 – Cobertura do Estádio do Dragão [W3], [W4]	4
Figura 2.4 – Ponte ferroviária sobre o Rio Sado [W5], [W6]	4
Figura 2.5 – Exemplo de diferentes secções de vigas de alma cheia. Adaptado de [4]	5
Figura 2.6 – Reforços transversais e longitudinais [3]	5
Figura 2.7 – Modos de rotura devido a forças transversais [10]	8
Figura 3.1 – Componente elástica e pós-crítica. Adaptado de [11]	9
Figura 3.2 – Fase pré-crítica (1) [13]	10
Figura 3.3 – Fase pós-crítica (2) [13]	11
Figura 3.4 – Fase de rotura (3) [13]	11
Figura 3.5 – Variação do coeficiente $k\tau$ [3]	12
Figura 3.6 – Mecanismo de resistência pós-crítica. Adaptado de [11]	13
Figura 3.7 – Três componentes que contribuem para a resistência última da alma [14]	14
Figura 3.8 – Contribuição dos banzos para o campo diagonal de tração [18]	15
Figura 3.9 – Esquema do modelo de Basler. Adaptado de [11]	16
Figura 3.10 – Cálculo de $V_{\sigma 1}$. Adaptado de [11]	16
Figura 3.11 – Cálculo de $V_{\sigma 2}$. Adaptado de [11]	17
Figura 3.12 – Vista geral e secção transversal do tabuleiro do caso de estudo	19
Figura 3.13 – Primeiro (a) e segundo (b) tramo do caso de estudo	19
Figura 3.14 – Esquema do método do campo diagonal de tração. Adaptado de [20]	20
Figura 3.15 – Relação do mecanismo com a treliça de Pratt. Adaptado de [4]	20
Figura 3.16 – Fases de carregamento até à rotura. Adaptado de [4]	21
Figura 3.17 – Curva da tensão de cedência, crítica e pós-crítica para o M2 [4]	22
Figura 3.18 – Variação do ângulo da diagonal tracionada ϕ . Adaptado de [4]	23
Figura 3.19 – Curva da tensão de cedência, crítica e pós-crítica para o M3 [4]	25
Figura 3.20 – Coeficiente de encurvadura ao corte de painéis de almas [3]	27
Figura 3.21 – Mecanismo de quadro segundo o M4 [3]	28
Figura 3.22 – Interação M-V [3]	31
Figura 3.23 – Área dos reforços transversais. Adaptado de [3]	31
Figura 3.24 – Distancia entre reforços de extremidade [3]	32
Figura 3.25 – Reforço de extremidade não rígido [3]	32
Figura 3.26 – Encurvadura por esforço transversal de um painel de extremidade [21]	33
Figura 4.1 – Configuração corrente das vigas do Ensaio 1	35
Figura 4.2 – Secção transversal das vigas do Ensaio 1 [dimensões em mm] [10]	36
Figura 4.3 – Configuração típica das vigas do Ensaio 2	37
Figura 4.4 – Configuração típica das vigas do Ensaio 3	37
Figura 4.5 – Aspeto final das vigas ensaiadas	40

Figura 4.6 – Precisão dos resultados do Ensaio 1.....	41
Figura 4.7 – Aspeto final das vigas dos ensaios 2.....	43
Figura 4.8 – Aspeto final das vigas com diferente modo de rotura.....	43
Figura 4.9 – Precisão dos resultados do Ensaio 2.....	45
Figura 4.10 – Aspeto final da viga SPG1	46
Figura 4.11 – Precisão dos resultados do Ensaio 3.....	46
Figura 4.12 – Precisão média dos modelos em relação aos ensaios.....	47
Figura 5.1 – Ação mista aço-betão numa viga de secção composta mista [24].....	49
Figura 5.2 – Quatro fases do mecanismo de resistência da alma. Adaptado de [29]	50
Figura 5.3 – Mecanismo de resistência pós-crítica. Adaptado de [22]	52
Figura 5.4 – Diagrama de corpo livre da alma na fase pós-crítica Adaptado de [22]	53
Figura 5.5 – Geometria e armaduras do banzo superior misto [21]	55
Figura 5.6 – Zonas B e D no plano longitudinal e zonas em compressão da laje de betão. Adaptado de [22].....	56
Figura 5.7 – Regiões B e D no plano transversal da laje. Adaptado de [22]	56
Figura 5.8 – Mecanismo de transferência de carga entre dois conetores sucessivos. Adaptado de [22]	56
Figura 5.9 – Diagrama de corpo livre na fase pós-crítica. Adaptado de [30].....	59
Figura 5.10 – Esquema tipo do ensaio MI 1.....	61
Figura 5.11 – Secção tipo da viga do ensaio MI 1	61
Figura 5.12 – Esquema tipo do ensaio MI 2.....	61
Figura 5.13 – Secção tipo das vigas do ensaio MI 2	61
Figura 5.14 – Armadura de esforço transversal em corte longitudinal. Adaptado de [22].....	62
Figura 5.15 – Esquema tipo do ensaio MI 3.....	62
Figura 5.16 – Secção tipo das vigas do ensaio MI 3	62
Figura 5.17 – Esquema do ensaio MI 4 para: (a) Painel 3 da viga F1; (b) Painel 5 da viga F1; (c) Painel 1 da viga F2.....	64
Figura 5.18 – Secção tipo das vigas do ensaio MI 4	65
Figura 5.19 – Aspeto final do ensaio MI 1 [10].....	66
Figura 5.20 – Aspeto final de uma viga testada no ensaio MI 2 [22]	67
Figura 5.21 – Aspeto final da viga G1C30 [30]	69
Figura 5.22 – Pormenor da laje de uma viga testada no ensaio MI 3 [30]	69
Figura 6.1 – Secção transversal tipo do caso de estudo [dimensões em mm].....	71
Figura 6.2 – Exemplo de traçado de diagrama de momentos flectores do caso de estudo.....	71
Figura 6.3 – Secções a analisar [dimensões em mm]	72
Figura 6.4 – Localização e dimensões dos painéis em análise [dimensões em mm]	73
Figura 6.5 – Seções em análise: (a) secção S1, (b) secção S2 e (c) secção S3 [dimensões em mm].....	73

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Contribuição χ_w para a resistência à encurvadura por esforço transversal da alma	27
Quadro 3.2 – Comparação entre os diferentes modelos apresentados	33
Quadro 3.3 – Análise comparativa dos vários métodos de quantificação da resistência ao corte de vigas de secção soldada.....	34
Quadro 4.1 – Dimensões e resistências das vigas do Ensaio 1	36
Quadro 4.2 – Dimensões e resistências das vigas do Ensaio 2	37
Quadro 4.3 – Dimensões e resistências das vigas do Ensaio 3	38
Quadro 4.4 – Resultados experimentais e dos modelos para o Ensaio 1	39
Quadro 4.5 – Avaliação da precisão de cada modelo	40
Quadro 4.6 – Resultados experimentais e dos modelos para o Ensaio 2	42
Quadro 4.7 – Influência dos banzos no Ensaio 2	42
Quadro 4.8 – Avaliação da precisão de cada modelo	44
Quadro 4.9 – Resultados experimentais e dos modelos para o Ensaio 3	45
Quadro 4.10 – Avaliação da precisão dos resultados de cada modelo	46
Quadro 5.1 – Dimensões e resistências das vigas do ensaio MI 2	61
Quadro 5.2 – Dimensões e resistências das lajes do ensaio MI 2	62
Quadro 5.3 – Dimensões e resistências das vigas do ensaio MI 3	63
Quadro 5.4 – Dimensões e resistências das lajes do ensaio MI 3	63
Quadro 5.5 – Dimensões e resistências das vigas do ensaio MI 4	64
Quadro 5.6 – Dimensões e resistências das lajes do ensaio MI 4	64
Quadro 5.7 – Resultados experimentais e dos modelos para o ensaio MI 1	65
Quadro 5.8 – Resultados experimentais e dos modelos para o ensaio MI 2	66
Quadro 5.9 – Resultados experimentais e dos modelos para o ensaio MI 3	68
Quadro 5.10 – Resultados experimentais e dos modelos para o ensaio MI 4	69
Quadro 5.11 – Avaliação da precisão do modelo M4 para secções de momento negativo	70
Quadro 6.1 – Esforços transversais resistentes pelos modelos apresentados	73
Quadro 6.2 – Percentagem de diferença entre M4 e os modelos ML1 e ML2	74
Quadro 6.3 – Percentagem da contribuição de cada parcela pelos modelos M4, ML1 e ML2	74
Quadro A.1 – Cálculos intermédios para o modelo de Basler	85
Quadro A.2 – Cálculos intermédios para o método do campo diagonal de tração.....	86
Quadro A.3 – Cálculos intermédios para o método simples pós-crítico	87
Quadro A.4 – Cálculos intermédios para o método do campo de tensões rodado	88
Quadro B.1 – Cálculos intermédios para o modelo ML1	89
Quadro B.2 – Cálculos intermédios para o modelo ML2	90

LISTA DE ABREVIACOES

EC2	Eurocódigo 2
EC3	Eurocódigo 3
EC4	Eurocódigo 4
MCDT	Método do Campo Diagonal de Traço
MSPC	Método Simples Pós-Crítico
MCTR	Método do Campo de Tensões Rodado
M1	Modelo 1 – Método proposto por Basler
M2	Modelo 2 – Método do campo diagonal de traço
M3	Modelo 3 – Método simples ps-crítico
M4	Modelo 4 – Método do campo de tensões rodado
ML1	Modelo Misto 1 para avaliação da contribuição da laje
ML2	Modelo Misto 2 para avaliação da contribuição da laje
P1	Painel 1
P2	Painel 2
P3	Painel 3
S1	Secção 1
S2	Secção 2
S3	Secção 3

LISTA DE SÍMBOLOS

Maiúsculas Latinas

A_c	Área de betão
A_e	Área de um reforço transversal de extremidade
A_{fb}	Área do banzo inferior
A_{ft}	Área do banzo superior
A_{rb}	Área de armadura superior
A_{rt}	Área de armadura inferior
A_{sl}	Área de armadura longitudinal
A_{st}	Área de um reforço transversal
A_{st}'	Menor área transversal perpendicular ao eixo da biela de compressão
A_{eff}	Área efetiva
C	Comprimento entre rótulas plásticas
C_c	Comprimento entre rótulas plásticas no banzo comprimido
C_t	Comprimento entre rótulas plásticas no banzo tracionado
$C_{rd,c}$	Coefficiente associado à resistência da laje ao esforço transversal
D_n	Diâmetro da cabeça do conetor
E	Módulo de elasticidade do aço ou betão
E_w	Módulo de elasticidade da alma
F_d	Força de tração na diagonal, de acordo com o modelo ML2
F_s	Força de compressão no reforço, de acordo com Basler
F_{AB}	Força na face AB
F_{AD}	Força na face AD
F_{BC}	Força na face BC
F_{DC}	Força na face DC
F_f	Força no banzo comprimido
F_{rb}	Força na armadura inferior
F_{rt}	Força na armadura superior
F_{st}	Resistência de uma biela comprimida sem recurso armadura de esforço transversal
G	Centro de gravidade de um reforço transversal
H	Componente horizontal de T_1
L	Vão da estrutura
L_e	Vão equivalente da estrutura
L_1	Vão do primeiro tramo do caso de estudo
L_2	Vão do segundo tramo do caso de estudo
L_3	Vão do terceiro tramo do caso de estudo

I_{st}	Inércia de um reforço transversal
$M_p = M_{f,Rk}$	Momento plástico do banzo em tração
M_{Ed}	Momento fletor atuante
$M_{f,k}$	Momento fletor característico dos banzos
M_{pn}	Momento plástico do banzo em compressão
$M_{f,Rd}$	Momento fletor resistente dos banzos
$M_{Nf,Rk}$	Momento fletor resistente reduzido dos banzos
$M_{pl,Rd}$	Momento fletor plástico dos banzos
$M_{Ed,máx}$	Momento fletor atuante máximo
N	Número de conetores utilizados
N_f	Número de conetores necessários para garantir a conexão total
N_{Ed}	Esforço normal atuante
N_S	Esforço normal num reforço transversal
N_{st}	Número de filas de conetores
$N_{f,Sd}$	Esforço normal atuante de dimensionamento nos banzos
P_{Rd}	Valor de cálculo da força resistente ao corte do conetor
R_a	Máxima força de compressão no betão
R_c	Máxima força de tração na viga de aço
T	Força de tração total da diagonal, de acordo com Basler
T_1	Força de tração da diagonal na zona 1, de acordo com Basler
T_2	Força de tração da diagonal na zona 2, de acordo com Basler
V_a	Resistência de uma laje ao esforço transversal
V_b	<i>Pull out capacity</i> dos conetores
V_c	Resistência do betão ao esforço transversal
V_f	Resistência ao esforço transversal pelo mecanismo de quadro
V_L	Força de corte longitudinal
V_s	Resistência do aço ao esforço transversal
V_R	Resistência total ao esforço transversal
V_t	Resistência ao esforço transversal pela diagonal
V_σ	Resistência pós-crítica
V_c^B	Resistência do betão ao esforço transversal na zona B
V_c^D	Resistência do betão ao esforço transversal na zona D
V_{cr}	Resistência crítica ao esforço transversal
V_{Ed}	Esforço transversal atuante
V_{M1}	Valor da resistência ao esforço transversal do modelo 1
V_{M2}	Valor da resistência ao esforço transversal do modelo 2
V_{M3}	Valor da resistência ao esforço transversal do modelo 3
V_{M4}	Valor da resistência ao esforço transversal do modelo 4
V_{ML}	Valor da resistência ao esforço transversal de um modelo misto
V_{Sd}	Esforço transversal atuante de dimensionamento

$V_{\sigma 1}$	Componente vertical do campo de trações
$V_{\sigma 2}$	Componente vertical do campo de trações onde não se desenvolvem
$V_{b,Rd}$	Resistência de dimensionamento ao esforço transversal, de acordo com o MCTR
V_{ML1}	Valor da resistência ao esforço transversal do modelo misto 1
V_{ML2}	Valor da resistência ao esforço transversal do modelo misto 2
V_{ult}	Resistência pós-crítica do aço ao esforço transversal de uma viga mista
$V_{ba,Rk}$	Resistência característica ao esforço transversal, de acordo com o MSPC
$V_{bb,Rk}$	Resistência característica ao esforço transversal, de acordo com o MCDT
$V_{bf,Rd}$	Resistência de dimensionamento dos banzos ao esforço transversal, de acordo com o MCTR
$V_{bw,Rd}$	Resistência de dimensionamento da alma ao esforço transversal, de acordo com o MCTR
V_{laje}	Esforço transversal resistido pela laje de betão
$V_{plw,Rd}$	Esforço transversal plástico da alma
V_{modelo}	Valor da resistência ao esforço transversal por um dos modelos propostos
$V_{experimental}$	Valor experimental da resistência ao esforço transversal
W_{eff}	Módulo de flexão efetivo
Y	Posição da linha neutra no banzo comprimido de uma secção mista

Letras minúsculas latinas

a	Espaçamento entre reforços transversais
b_f	Largura do banzo
b_s	Largura da laje
$b_{f,b}$	Largura do banzo inferior
$b_{f,t}$	Largura do banzo superior
b_{eff}	Largura efetiva da laje
$b_{eff,S1}$	Largura efetiva da laje da secção 1
$b_{eff,S2}$	Largura efetiva da laje da secção 2
$b_{eff,S3}$	Largura efetiva da laje da secção 3
c	Comprimento entre rótulas plásticas de acordo com o MCTR
d	Altura da alma
d_s	Altura efetiva da laje
d_{rb}	Distância da armadura inferior à linha neutra
d_{rt}	Distância da armadura superior à linha neutra

d_{st}	Largura da biela comprimida
e	Espaçamento entre reforços transversais de extremidade rígidos
e_N	Excentricidade do centro de gravidade de um reforço transversal
f_y	Tensão de cedência
f'_c	Resistência do betão à compressão
f_{cd}	Resistência de dimensionamento do betão à compressão
f_{ce}	Tensão atuante numa biela comprimida de acordo com o ML1
f_{ck}	Resistência característica do betão à compressão
f_{ctm}	Resistência média do betão à tração
f_{yf}	Tensão de cedência dos banzos
f_{yr}	Tensão de cedência da armadura
f_{yw}	Tensão de cedência da alma
$f_{yf,b}$	Tensão de cedência do banzo inferior
$f_{yf,t}$	Tensão de cedência do banzo superior
g	Largura do campo diagonal de tração
h	Altura da viga de secção soldada
h_n	Altura total do conetor
h_s	Altura total da laje
$h_{eq,S1}$	Altura equivalente da secção 1
$h_{eq,S2}$	Altura equivalente da secção 2
$h_{eq,S3}$	Altura equivalente da secção 3
k	Coefficiente associado à resistência da laje ao esforço transversal
k_T	Coefficiente de encurvadura
k_1	Constante associada à resistência da laje ao esforço transversal
l	Espaçamento longitudinal entre conetores
q_h	Tensão atuante no reforço de extremidade
s	Espaçamento transversal entre conetores
t_f	Espessura do banzo
t_s	Espessura da laje
t_w	Espessura da alma
$t_{f,b}$	Espessura do banzo inferior
$t_{f,t}$	Espessura do banzo superior

Letras minúsculas gregas

α	Rotação na aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais para o ML1
β_s	Coefficiente corretivo aplicado ao ML1

γ_G	Coeficiente de segurança
γ_{M0}	Coeficiente parcial de segurança
γ_{M1}	Coeficiente parcial de segurança
ε	Fator dependente da classe de aço
η	Coeficiente corretivo da resistência do aço devido ao seu endurecimento
η_1	Equação associada à interação de esforços M-V
η_3	Equação associada à interação de esforços M-V
$\bar{\eta}_1$	Equação associada à interação de esforços M-V
$\bar{\eta}_3$	Equação associada à interação de esforços M-V
θ	Inclinação da diagonal do painel da alma
λ_w	Esbelteza da alma
$\bar{\lambda}_w$	Esbelteza normalizada da alma
ν	Coeficiente de Poisson
ξ	Relação N/N_f
π	Pi
ρ_1	Porcentagem de armadura numa laje
σ_h	Tensão atuante na membrana diagonal do painel de extremidade
σ_t	Tensão atuante na membrana diagonal
σ_{cp}	Tensão do pré-esforço numa laje
τ	Tensão de corte numa placa
T_y	Tensão de cedência do aço
T_{ba}	Tensão total ao corte de uma placa, de acordo com o MSPC
T_{bb}	Tensão crítica de corte de uma placa, de acordo com o MCDT
T_{cr}	Tensão crítica de corte de uma placa
T_{yw}	Tensão de cedência de dimensionamento da alma
$T_{cr,red}$	Tensão crítica de corte reduzida de uma placa
χ_w	Fator de redução da resistência da alma
φ	Inclinação da membrana diagonal de pós-encurvadura
ϕ	Diâmetro da armadura
ω	Inclinação da biela de compressão entre dois conectores sucessivos

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

Durante as últimas décadas, as pontes mistas aço-betão que combinam vigas de aço de secção soldada com o pavimento formado por uma laje de betão têm sido amplamente utilizadas devido às suas vantagens económicas, construtivas e estruturais. Uma ponte mista aço-betão mobiliza as melhores características mecânicas de ambos os materiais estruturais.

O presente trabalho aborda especificamente o caso de tabuleiros de pontes em que a viga de aço é composta por uma secção soldada em forma de I , onde, em geral no banzo superior, se apoia a laje de betão e que, funcionando em conjunto proporcionam rigidez e resistência aos momentos flectores e esforços transversos atuantes. Trata-se de uma solução com grande versatilidade, sendo a sua aplicação competitiva desde pequenas passagens superiores a pontes atirantadas de grande vão, e tanto em tabuleiros pedonais como rodoviários e ferroviários.

Embora tratando-se de um tabuleiro com dois materiais a funcionar na mesma secção, as normas de projeto atuais admitem que os tabuleiros mistos de secção composta soldada devem ser dimensionados avaliando a resistência ao corte apenas das vigas de aço e, portanto, ignorando qualquer contribuição que possa existir por parte da laje de betão armado. Trata-se de uma hipótese simplificativa, do lado da segurança, e baseada em parte no pouco conhecimento existente da contribuição da laje para a resistência ao esforço transversal numa secção mista. Para esta hipótese contribui também o facto de a laje de betão poder estar ou não fissurada devido à flexão, o que altera a sua capacidade para contribuir de forma eficiente na resistência ao esforço transversal da secção.

1.2 Objetivos do trabalho

No âmbito do dimensionamento de vigas de secção soldada de aço ou mistas ao esforço transversal, identificam-se os seguintes objetivos principais do presente trabalho:

- ✓ Análise de diferentes modelos de cálculo que avaliam a resistência ao esforço transversal de vigas de secção composta de aço, e sua comparação com os resultados experimentais de ensaios em laboratório;
- ✓ Extensão dos modelos de avaliação da resistência ao esforço transversal ao caso de vigas de secção composta mistas aço-betão e sua comparação com resultados laboratoriais disponíveis;
- ✓ Aplicação dos modelos apresentados a um caso de estudo;

1.3 Organização do trabalho

O trabalho é composto por sete capítulos, iniciando-se com a presente introdução e concluindo-se com as conclusões gerais e os desenvolvimentos futuros. Os cinco capítulos de desenvolvimento do trabalho são organizados da forma seguinte:

- ✓ Capítulo 2 – Pré-dimensionamento de vigas de aço de secção soldada: são apresentadas as características das vigas de secção soldada, e exemplos de estruturas portuguesas em que foram adotadas; apresentam-se os critérios de pré-dimensionamento e introduz-se a verificação de estabilidade dos elementos constituintes da viga.
- ✓ Capítulo 3 – Resistência ao esforço transversal: é avaliada a resistência ao esforço transversal das vigas de secção soldada, tendo em conta a sua encurvadura de placa, e introduzidos diversos métodos de consideração da resistência pós-crítica ao esforço transversal desenvolvidos nas últimas décadas; são estudados em detalhe quatro destes modelos e exemplificada a sua aplicação a um caso de estudo; por fim, é apresentada a forma de avaliação conjunta da resistência ao esforço transversal com a flexão.
- ✓ Capítulo 4 – Estudo comparativo dos diferentes modelos para vigas de aço: são aplicados os quatro modelos estudados no Capítulo 3, a diferentes casos de vigas de aço de secção soldada ensaiadas em laboratório, sendo discutidas as diferenças entre os resultados dos vários modelos e com os resultados experimentais.
- ✓ Capítulo 5 – Generalização ao caso de secções mistas aço-betão: é introduzida a forma de consideração da contribuição da laje de betão para a resistência ao esforço transversal da viga mista aço-betão, através de dois modelos e avaliados os seus resultados por comparação com os resultados dos ensaios laboratoriais da bibliografia.
- ✓ Capítulo 6 – Aplicação a um caso de estudo: são aplicados os modelos que se consideram mais adequados a um caso de estudo, nomeadamente aqueles que consideram a contribuição da laje, comparando os resultados com os obtidos pelo modelo apresentado na versão atual do EC3-1-5 [1], e avaliada a possível contribuição da laje de betão.

O presente trabalho inclui ainda três anexos, organizados da seguinte forma:

- ✓ Anexo A – são apresentadas folhas de cálculo desenvolvidas para cada um dos modelos M1, M2, M3 e M4, e resultados intermédios relativos à sua aplicação às diferentes vigas de aço de secção soldada estudadas no trabalho;
- ✓ Anexo B – são apresentadas folhas de cálculo desenvolvidas para cada um dos modelos ML1 e ML2, e resultados intermédios relativos à sua aplicação às diferentes vigas mistas de secção soldada estudadas no trabalho;
- ✓ Anexo C – Incluem-se partes das peças desenhadas do tabuleiro da ponte que constitui o caso de estudo.

2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE AÇO DE SECÇÃO SOLDADA

2.1 Considerações gerais

Em grandes estruturas metálicas sujeitas a cargas elevadas e/ou com grandes vãos, como por exemplo pontes ou coberturas de edifícios industriais e de recintos desportivos, em que os esforços atuantes nas vigas são superiores à capacidade resistente dos perfis de aço comerciais laminados a quente (ou estes não constituem uma solução económica), justifica-se a utilização de vigas I constituídas por chapas soldadas entre si, designadas de vigas compostas de secção soldada (também conhecidas por vigas de alma cheia) [2] (Figura 2.1).

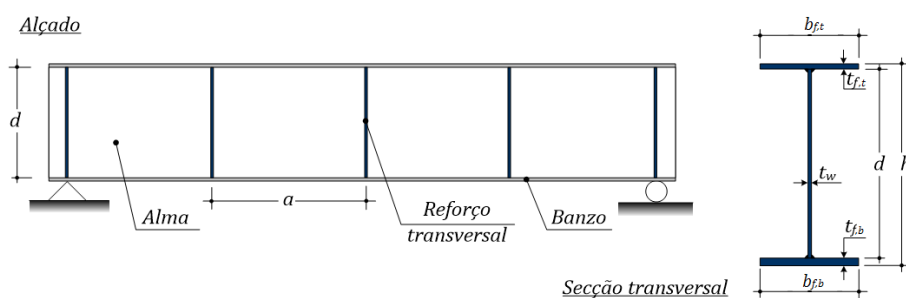


Figura 2.1 – Viga de secção soldada. Adaptado de [3]

As vigas de secção soldada garantem uma maior resistência a cargas elevadas e/ou em casos de grandes vãos. Um exemplo comum da sua utilização ocorre na construção de pontes metálicas e mistas, com vãos até 200 m e secções de 5 a 10 m de altura na zona dos apoios intermédios [4].

Existem diversos exemplos de estruturas importantes que utilizam vigas de secção soldada em Portugal, como o viaduto ferroviário de Alcântara. Concluído em 1998, este tabuleiro permite o acesso ferroviário à ponte 25 de Abril (Figura 2.2) [5], [6]. A cobertura do Estádio do Dragão, no Porto, construída em 2003, é também um exemplo relevante da aplicação das vigas de secção soldada em coberturas de grande vão (Figura 2.3) [7]. A nova Ponte ferroviária sobre o Rio Sado e os respetivos viadutos de acesso na Variante de Alcácer do Sal (Figura 2.4), concluída em 2012, é também um exemplo de uma obra de grande extensão em que um tabuleiro misto aço-betão com vigas de secção soldada foi utilizado, como certamente existem outros, a nível nacional [8]. Acresce que a utilização de vigas de secção soldada a nível internacional tem uma expressão muito relevante, nomeadamente nos tabuleiros mistos aço-betão e nas coberturas de grande vão.

Como as chapas que compõem a viga de secção soldada são fabricadas separadamente, cada elemento pode ser dimensionado individualmente. Assim as dimensões de cada banzo, alma, ou reforço que constituem a viga podem ser otimizadas tendo em conta a resistência necessária em cada secção, com o objetivo de minimizar o peso de aço total. Trata-se portanto de uma solução muito flexível em termos de conceção, ajustando a secção transversal às principais condicionantes do projeto (vãos, cargas aplicadas, faseamento construtivo ou geometria pretendida para as vigas) [3].



Figura 2.2 – Viaduto de Alcântara [W1], [W2]



Figura 2.3 – Cobertura do Estádio do Dragão [W3], [W4]



Figura 2.4 – Ponte ferroviária sobre o Rio Sado [W5], [W6]

Acresce que é ainda possível modificar numa secção, a resistência de aço das chapas, ou até alterar essa resistência em secções inteiras de zonas sujeitas a elevados esforços. As vigas com secção composta por chapas de diferentes resistências designam-se de Vigas Híbridas. É também possível variar a altura da alma da viga ao longo do vão, assim como a espessura e a largura dos banzos. A utilização de aberturas nas almas das vigas, designadas por Vigas Alveolares, de modo a reduzir o peso de aço, é também utilizada em pisos mistos e coberturas industriais. Nestes casos, esta solução tem a enorme vantagem de permitir a instalação de serviços ao nível das vigas.

As vigas compostas não são unicamente de secção transversal em \perp . Para além da possibilidade de utilizar secções fechadas em caixão, na Figura 2.5 (a), (b), (c), (d) e (e) são apresentadas diferentes configurações da secção transversal da viga de secção composta reforçadas transversalmente ou com banzos formados por perfis tubulares. Assim, (a) ilustra uma secção em I simétrica, (b) e (c) uma secção

simétrica para uma grua rolante, (d) uma secção soldada nomeada de delta e por fim em (e) uma secção composta soldada onde o banzo superior é um perfil tubular [4].

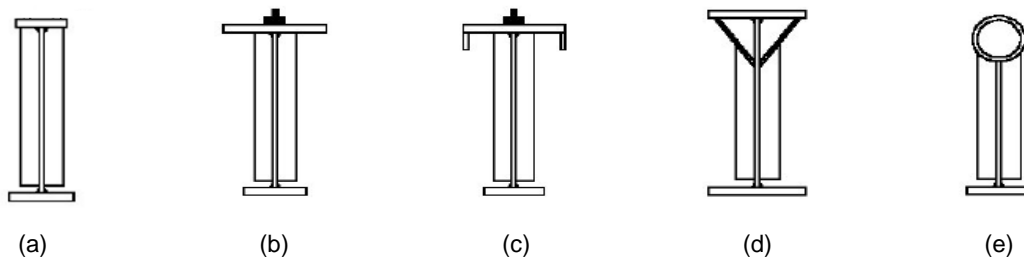


Figura 2.5 – Exemplo de diferentes secções de vigas de alma cheia. Adaptado de [4]

Tendo em conta todas estas possibilidades de dimensionamento, as vigas compostas de secção soldada constituem uma solução estruturalmente bastante eficiente e economicamente competitiva, em que se consegue otimizar a relação resistência/peso [3]. Por exemplo, numa zona de vão com momentos fletores mais baixos, pode reduzir-se a largura e/ou a espessura dos banzos. O mesmo acontece quando o valor do esforço transversal é baixo, podendo ser reduzida a espessura da alma.

Por outro lado, o bom comportamento estrutural das vigas de alma cheia está muito associado à sua altura. Em zonas de momentos elevados sobre os apoios intermédios existe necessidade de ter uma altura d da alma adequada para que a secção resista aos momentos fletores. Contudo, uma pequena espessura da alma t_w é suficiente para resistir ao esforço transversal, o que conduz geralmente a soluções com almas muito esbeltas (i.e., com uma elevada relação d/t_w), introduzindo possíveis problemas de estabilidade das almas. Uma forma de minorar este fenómeno consiste na adoção de chapas de reforço, que diminuem das dimensões dos painéis das almas e conseqüente aumentam muito o valor da sua carga crítica de encurvadura elástica. Estas chapas de reforço podem ser reforços transversais e/ou longitudinais consoante a sua posição em relação ao eixo da viga e ainda classificados de assimétricos ou simétricos, consoante se disponha num ou nos dois lados da viga, como ilustrado na Figura 2.6.

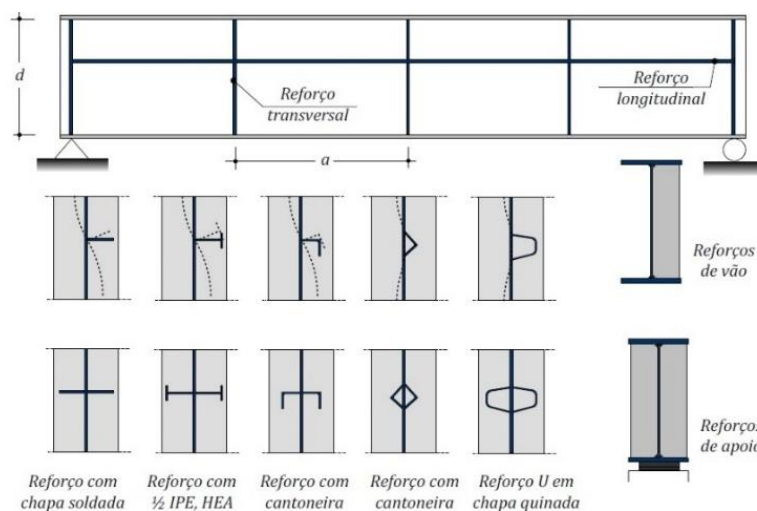


Figura 2.6 – Reforços transversais e longitudinais [3]

Os reforços transversais são utilizados não só com o objetivo de aumentar a resistência da alma ao corte, mas também em secções em que existem cargas concentradas de valor significativo. São exemplo, as secções dos apoios onde geralmente os reforços são dimensionados de forma simétrica. Os reforços longitudinais para além de reduzir as alturas dos painéis da alma, podem também ter a função de aumentar a resistência à flexão da viga pelo facto de aumentar a largura efetiva da alma, nas secções de classe 4. Os reforços longitudinais são normalmente assimétricos por forma a evitar o cruzamento com reforços transversais, exceto nas secções de apoio onde existem reforços transversais simétricos.

2.2 Pré-dimensionamento da secção

2.2.1 Considerações gerais sobre o funcionamento estrutural

Para dimensionar uma viga de secção soldada em Γ é importante entender a principal função de cada elemento constituinte por forma a compreender o seu funcionamento estrutural. Assim, a resistência ao corte da viga é maioritariamente assegurada pela alma, sendo função da sua área. A capacidade resistente à flexão é assegurada pelo binário de forças atuantes nos banzos, sendo esta resistência diretamente proporcional à altura da viga e à área da secção transversal de cada banzo. As soldaduras da ligação alma/banzo para além de garantirem a ligação, têm como objetivo resistir ao esforço transversal longitudinal que se desenvolve na ligação. Os reforços transversais são utilizados para melhorar a resistência à encurvadura da alma devido ao esforço transversal. Os reforços longitudinais têm como função aumentar a resistência aos esforços de corte e de flexão.

São apresentados alguns critérios de pré-dimensionamento correntes para vigas com secção em Γ . Estes critérios permitem uma primeira definição das dimensões para efetuar as verificações aos estados limites último e de serviço. A notação das dimensões de uma viga de secção soldada foi já introduzida na Figura 2.1, sendo $b_{f,t}$ a largura do banzo superior, $b_{f,b}$ a largura do banzo inferior, $t_{f,t}$ a espessura do banzo superior e $t_{f,b}$ a espessura do banzo inferior (índices $b=bottom$ e $t=top$). A distância d corresponde à altura da alma e t_w a sua espessura, sendo h a altura total da viga.

2.2.2 Pré-dimensionamento da alma

A altura h da viga é normalmente função do vão L . Contudo, a esbelteza L/h deve também ter em conta as cargas atuantes, as condições de apoio da viga e a classe de aço adotada. Assim, a esbelteza está normalmente compreendida entre os seguintes valores [2], [4]:

- | | |
|---------------------------|--------------------|
| ✓ Edifícios industriais | L_e/h de 15 a 25 |
| ✓ Pontes rodoviárias | L_e/h de 12 a 18 |
| ✓ Pontes ferroviárias | L_e/h de 10 a 15 |
| ✓ Pontes rolantes pesadas | L_e/h de 7 a 12 |

onde L_e representa um vão equivalente, sendo a distância compreendida entre os pontos de momento fletor nulo para um carregamento uniformemente distribuído. A altura da alma d é obtida a partir da

altura da viga h à qual se subtraem as espessuras dos banzos. A espessura da alma é dimensionada por forma a cumprir os requisitos de resistência ao corte, de fadiga e de corrosão. O valor da espessura da alma está normalmente compreendido entre 8 mm e 20 mm. Este valor deve também ser definido em função da esbelteza das almas d/t_w que pode ser considerada no domínio de valores entre 100 a 300, sendo prática comum utilizar valores entre 100 e 200. Esta espessura depende da utilização de reforços na viga, podendo a esbelteza das almas ser maior numa alma reforçada comparativamente a uma alma não reforçada [3], [4].

2.2.3 Pré-dimensionamento dos banzos

A largura b_f dos banzos é dimensionada com base em critérios de rigidez e resistência. Esta pode, de uma forma geral, tomar valores no intervalo $h/5$ a $h/3$, podendo atingir valores inferiores caso se trate de uma viga de alma cheia com banzo de compressão de betão. É frequente utilizarem-se múltiplos de 5 mm por facilidade construtiva [4]. Recomenda-se ainda que b_f seja superior a 400 mm e inferior a 1000 mm [2].

A espessura t_f dos banzos depende do tipo de esforço a que o banzo está sujeito. Deste modo, estando sujeito a esforços de tração é aceitável a espessura estar entre os valores 12 a 60 mm, definida por critérios de resistência. Caso esteja sujeito a esforços de compressão são recomendados valores que limitem a sua esbelteza b_f/t_f a valores inferiores a 30ε (com $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$) com o objetivo de evitar a encurvadura local [3], [4].

2.2.4 Pré-dimensionamento dos reforços

Como referido em 2.1, é frequentemente adotada uma elevada esbelteza da alma, por este motivo torna-se necessário reforços de forma a reduzir a dimensão dos painéis da alma e consequentemente aumentar significativamente a sua resistência. O espaçamento entre reforços a , está geralmente compreendido entre os valores $1.0 d$ a $1.5 d$ [3]. A secção transversal dos reforços (e nomeadamente a sua espessura) deve respeitar critérios de rigidez apresentados na secção 3.6.

2.3 Modos de rotura

Para além das resistências à flexão e esforço transversal definidas no EC3-1-1 [9] para as vigas de aço em geral, no caso de vigas de secção soldada torna-se necessário avaliar a estabilidade local e global dos elementos estruturais, nomeadamente:

- ✓ Resistência à encurvadura dos elementos: Encurvadura por flexão e encurvadura lateral de vigas;
- ✓ Resistência da alma à encurvadura por esforço transversal;
- ✓ Resistência da alma a forças transversais: Resistência ao esmagamento, resistência ao enrugamento e resistência à encurvadura local.

A resistência à encurvadura por flexão é considerada no EC 3-1-1 [9] por um fator de redução da resistência. A verificação baseia-se num modelo de barra comprimida com uma imperfeição inicial de forma sinusoidal, que permite simular o efeito das imperfeições geométricas e o efeito das tensões residuais. Ensaios e simulações numéricas permitiram definir quatro coeficientes de imperfeição equivalentes a quatro curvas de dimensionamento tendo em conta a encurvadura. A aplicação de cada curva depende da geometria da secção, do tipo de fabrico, e do eixo de encurvadura.

A encurvadura lateral de vigas é também considerada no EC3-1-1 [9], utilizando as mesmas curvas de dimensionamento, em função não só da geometria da secção e do tipo de fabrico, como também do diagrama de momentos flectores no elemento e do tipo e da posição do carregamento na secção.

A encurvadura da alma devido ao esforço transversal em regime elástico resulta da sua elevada esbelteza. Contudo, mesmo após encurvar, a alma tem capacidade suplementar para continuar a conduzir o esforço transversal para os apoios, evidenciando assim uma resistência de pós-encurvadura. De facto, verifica-se nos ensaios que uma viga composta reforçada transversalmente, depois da alma encurvar por esforço transversal, altera a forma como funciona, desenvolvendo-se na alma uma diagonal tracionada entre reforços semelhante ao funcionamento de uma treliça. Esta temática é abordada com pormenor no Capítulo 3.

Outros modos de rotura locais são ainda possíveis devido à esbelteza da alma quando sujeita a cargas concentradas transversais ao seu plano. A rotura por esmagamento da alma caracteriza-se pela plastificação da alma junto ao banzo onde a carga é aplicada, acompanhada de uma deformação plástica do banzo, como visível na Figura 2.7 (a). Já a rotura por enrugamento dá-se pela encurvadura da alma e esmagamento junto ao banzo, também acompanhada pela deformação plástica do banzo. Existe a formação de uma charneira plástica no banzo e em parte na alma na zona de aplicação da carga, como ilustrado na Figura 2.7 (b). Finalmente a rotura por encurvadura da alma afeta toda a altura da mesma, devido à aplicação de uma carga localizada no plano da alma, como sugerido na Figura 2.7 (c) [10].

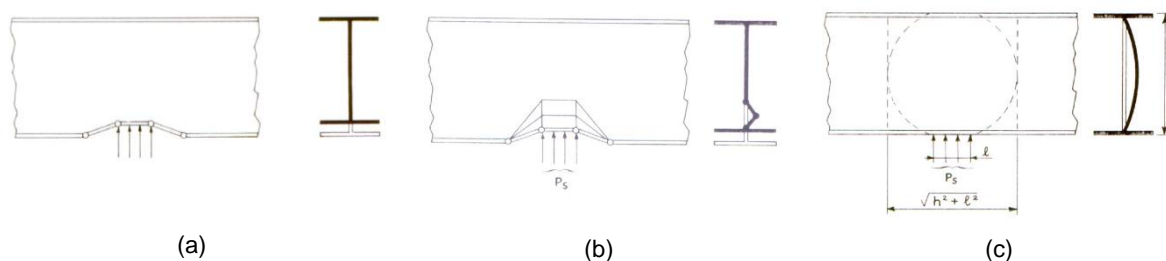


Figura 2.7 – Modos de rotura devido a forças transversais [10]

3 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

3.1 Considerações gerais

A capacidade resistente ao esforço transversal de uma viga de secção soldada é maioritariamente fornecida pela alma. Esta resistência V_R para um painel da alma pode ser obtido pela soma de duas contribuições, a resistência pré-crítica V_{cr} e a resistência pós-crítica V_t , tal que [11]:

$$V_R = V_{cr} + V_t \quad (3.1)$$

Apesar de, em 1886, Wilson ter identificado o comportamento pós-crítico das placas e, em 1929, terem sido desenvolvidos estudos por Wagner, que concluíram a teoria do campo diagonal de tração, até à década de 60 do século passado as almas eram dimensionadas tendo em conta apenas a resistência elástica pré-crítica das placas. Contudo, foi a partir de 1959 que se realizaram diversos estudos acerca do comportamento pós-crítico, nomeadamente os desenvolvidos por Basler e Thurlimann. Com base nos resultados destes estudos propôs-se um dimensionamento das almas ao esforço transversal efetuado também tendo em conta a resistência pós-crítica, associado ao comportamento pós-encurvadura das placas. Nas décadas seguintes foram propostos diversos modelos para ter em conta este comportamento de pós-encurvadura das placas, procurando aproximar os resultados dos modelos aos resultados experimentais obtidos em laboratório [12].

A fase pré-crítica de uma placa sujeita a corte puro está associada ao comportamento antes da sua encurvadura. Nesta fase, a placa está sujeita a um estado plano de tensão com trações e compressões de igual intensidade, a 45° relativamente aos cantos do painel, como representado na Figura 3.1 (a). A carga crítica é assim a tensão tangencial crítica que instabiliza lateralmente a placa esbelta da alma de uma viga. Esta encurvadura provoca deslocamentos significativos perpendiculares ao plano do painel dando início ao mecanismo de resistência pós-crítica.

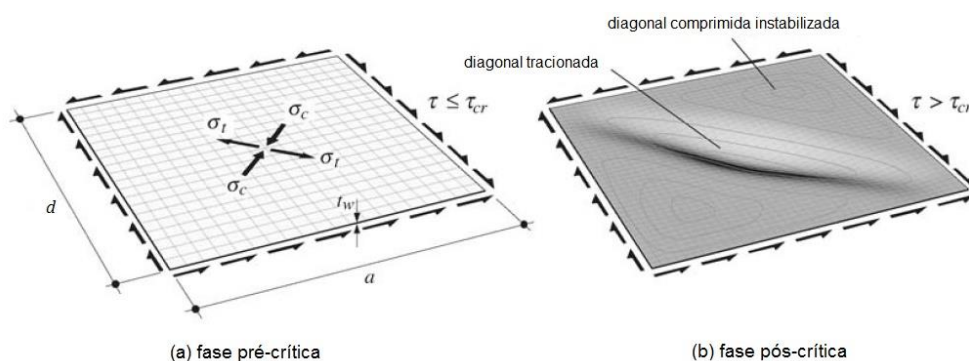


Figura 3.1 – Componente elástica e pós-crítica. Adaptado de [11]

Na maior parte dos casos práticos, as vigas são dimensionadas de tal forma que o esforço transversal atuante é relativamente reduzido comparado com o esforço axial nos banzos proveniente da flexão. Como resultado, a espessura da alma é geralmente bastante inferior que a dos banzos. Consequentemente, o painel da alma instabiliza para esforços transversos relativamente pequenos quando comparado com a capacidade resistente dos banzos [13].

Ocorrida esta encurvadura para fora do plano da placa, desenvolve-se um mecanismo que permite resistir a tensões tangenciais superiores à tensão crítica que provocou a encurvadura. Este fenómeno pode ser interpretado como uma reserva adicional de resistência por parte da placa o qual se associa à formação de um campo diagonal de tração na alma, como ilustrado na Figura 3.1 (b). A resistência pós-crítica depende, maioritariamente, da esbelteza das placas, sendo a capacidade resistente de um painel tanto maior quanto maior a sua esbelteza (i.e., da largura da diagonal de tração que se forma na alma após a encurvadura). É importante referir que, para que este mecanismo ocorra, o campo diagonal de tração necessita de elementos estruturais com rigidez suficiente para se ancorar. São exemplo destes elementos, numa viga de secção soldada metálica e reforçada transversalmente, os banzos e os reforços transversais.

Assim, o comportamento de uma viga metálica constituída por chapas soldadas, solicitada a um esforço de corte, apresenta três fases de comportamento distintas: (1) a fase pré-crítica, (2) a fase pós-crítica e (3) a rotura.

Durante a primeira fase, a alma apresenta um comportamento elástico, onde se mobiliza a resistência pré-crítica. A distribuição de tensões tangenciais na secção transversal da viga é linear até se atingir a capacidade elástica do material. Com recurso a uma análise por método de elementos finitos, são visíveis, na Figura 3.2, nesta primeira fase, uma distribuição de tensões algo uniforme no painel vertical e ainda pequenos deslocamentos da alma perpendicular ao seu plano devido à existência de imperfeições iniciais.

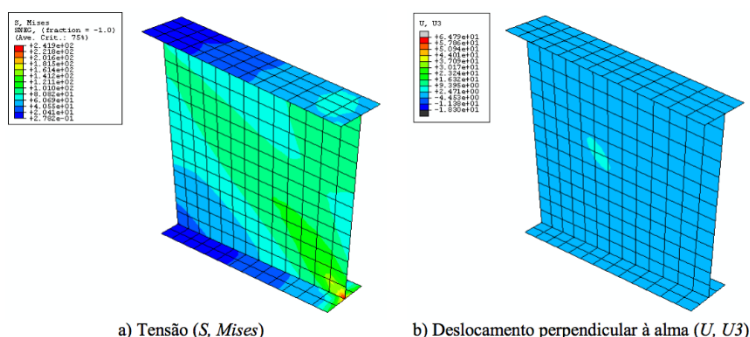


Figura 3.2 – Fase pré-crítica (1) [13]

A fase não linear, associada ao comportamento pós-crítico, atinge-se numa viga esbelta quando as tensões atuantes na viga ultrapassam a tensão crítica do painel da alma, originando deslocamentos significativos perpendicularmente ao seu plano inicial, visíveis na Figura 3.3. É também visível que o campo de tensões se alterou, observando-se uma diagonal onde o valor das tensões é maior.

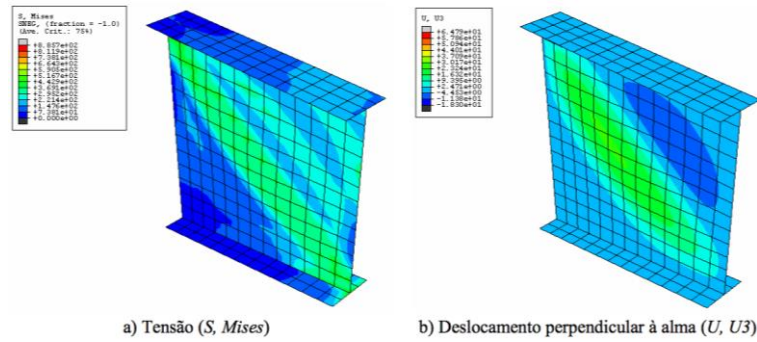


Figura 3.3 – Fase pós-crítica (2) [13]

A terceira fase, representada na Figura 3.4, está associada à rotura, que se dá após a fase pós-crítica, quando a tensão tangencial atuante é de tal forma elevada que os banzos e os reforços transversais não têm capacidade de ancorar a diagonal de tração, que se formou na alma. São assim formadas rótulas plásticas nos banzos que conduzem à rotura da viga.

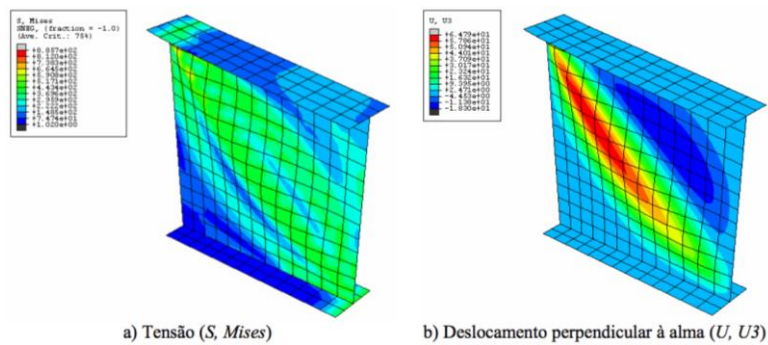


Figura 3.4 – Fase de rotura (3) [13]

3.2 Comportamento e resistência pré-crítica

A tensão tangencial elástica que provoca a encurvadura de placas esbeltas foi primeiramente estudada por Boobnoff e Timoshenko. Boobnoff estudou o problema da encurvadura de uma placa esbelta simplesmente apoiada em todo o seu contorno, submetida a estados de flexão e de compressão, onde se adotou a hipótese que as tensões atuavam no plano médio da placa. Já Timoshenko apresentou expressões analíticas para calcular a tensão crítica que provoca a encurvadura uma placa esbelta simplesmente apoiada. Após estes estudos, foram realizados diversos ensaios experimentais em vigas metálicas, com o objetivo de verificar essas expressões. Desta forma foi confirmado que o comportamento do painel da alma de uma viga poderia ser interpretado pela Teoria Clássica de Placas proposto por Timoshenko.

Através da teoria proposta por Timoshenko, o esforço transversal máximo que a alma pode resistir antes de instabilizar, é calculada usando a teoria elástica linear de encurvadura dada pela eq. (3.2)

$$V_{cr} = \tau_{cr} \cdot d \cdot t_w \quad (3.2)$$

onde d e t_w são, respetivamente, a altura e a espessura da alma, e τ_{cr} a tensão crítica que é obtida por:

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{d}\right)^2 = 0.9 \cdot k_{\tau} \cdot E \cdot \left(\frac{t_w}{d}\right)^2 \quad (3.3)$$

onde E representa o módulo de elasticidade do material, neste caso do aço, $E=210$ GPa, e ν o coeficiente de Poisson que, para o aço, toma o valor 0.3. Já o coeficiente de encurvadura, k_{τ} , depende das condições de apoio e da relação a/d do painel da alma, onde a é o espaçamento entre reforços transversais. Para uma placa com os quatro bordos simplesmente apoiados¹, o coeficiente de encurvadura é dado em função da relação a/d do painel por:

$$k_{\tau} = 4.0 + \frac{5.34}{(a/d)^2} \quad \text{se } a/d \leq 1 \quad (3.4)$$

$$k_{\tau} = 5.34 + \frac{4.0}{(a/d)^2} \quad \text{se } a/d > 1 \quad (3.5)$$

Caso a viga não tenha reforços verticais toma-se o valor $k_{\tau}=5.34$, associado a uma relação a/d a tender para infinito, que corresponde à assíntota horizontal do gráfico da Figura 3.5, onde se representa a variação do valor do coeficiente de encurvadura em função da relação a/d .

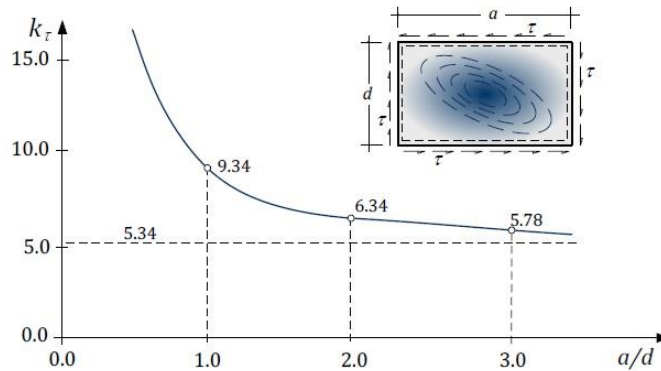


Figura 3.5 – Variação do coeficiente k_{τ} [3]

O coeficiente de encurvadura, k_{τ} , pode ser definido para diferentes condições de apoio, como para bordos encastrados. Diferindo apenas nas condições de apoio, mantendo a geometria da placa e o carregamento atuante, o valor da carga crítica é menor na placa com bordos simplesmente apoiados do que na placa com bordos encastrados. Numa situação real, a rigidez dos bordos corresponde à rigidez de torção dos reforços transversais e dos banzos. Esta rigidez dos bordos não é nula, caso do bordo apoiado, nem infinita, caso do bordo encastrado. Desta forma, é conservativo considerar uma placa da alma simplesmente apoiada, conduzindo a valores de carga crítica conservativos [12].

Para valores de esbelteza da alma reduzidos (relação d/t_w), e dependendo do valor do afastamento dos reforços transversais a , a tensão crítica τ_{cr} é próxima do valor da tensão de cedência do aço τ_y . Neste caso, pode ocorrer uma interação entre a encurvadura e perda de rigidez associada ao início da plastificação e, nesses casos, a tensão crítica τ_{cr} é reduzida caso exceda o valor de 80% da tensão de cedência ($0.8\tau_y$). Por outro lado, no caso de a esbelteza da alma ser muito baixa (alma compacta), a tensão crítica pode até exceder a tensão de cedência, não ocorrendo a encurvadura da alma antes da

¹ No caso de um painel com bordos encastrados o valor de k_{τ} é $k_{\tau} = 8.98 + \frac{5.60}{(a/d)^2}$ se $a/d > 1$ [13].

sua plastificação. Estas condições podem ser avaliadas a partir do conhecimento do valor da esbelteza normalizada da alma, $\bar{\lambda}_w$, dado por:

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\tau_y / \tau_{cr}} \quad (3.6)$$

Onde $\tau_y = f_{yw} / \sqrt{3}$. Este valor de esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_w$ pode estar contido nos seguintes intervalos:

a) $\bar{\lambda}_w \leq 0.9$, para almas compactas, sendo o esforço resistente dado por:

$$V_R = f_{yw} / \sqrt{3} \cdot d \cdot t_w \quad (3.7)$$

b) $0.9 \leq \bar{\lambda}_w \leq 1.12$, em que se tem $\tau_{cr} > 0.8 \tau_y$, a tensão crítica é reduzida e o esforço transversal crítico é dado por:

$$\tau_{cr,red} = \sqrt{0.8 \cdot f_{yw} / \sqrt{3} \cdot \tau_{cr}} \quad (3.8)$$

$$V_{cr} = \tau_{cr,red} \cdot d \cdot t_w \quad (3.9)$$

c) $\bar{\lambda}_w > 1.12$, em que alma é considerada esbelta, não ocorrendo redução da tensão crítica, e portanto a resistência crítica é dada pela eq. (3.10), sendo que τ_{cr} é dado pela eq. (3.3).

$$V_{cr} = \tau_{cr} \cdot d \cdot t_w \quad (3.10)$$

No entanto, pelo facto de a carga crítica de dimensionamento calculada elasticamente subestimar a resistência ao corte de almas esbeltas, pode nestes casos ter-se em conta na avaliação da sua capacidade a resistência de pós-encurvadura, analisada de seguida.

3.3 Comportamento e resistência pós-crítica

Quando é atingida a tensão crítica da placa da alma, dá-se a instabilidade lateral da alma. Contudo, este fenómeno não representa a rotura da alma, dado que, nesse momento, é mobilizada uma reserva de resistência, associada a uma mudança de direção do campo de tensões atuante. Este campo, no instante da encurvadura, perde a capacidade de resistir a tensões normais na direção das tensões principais de compressão. Contudo, as tensões normais de tração podem aumentar até se atingir a tensão de cedência do aço. É através deste aumento do campo de trações, gerado após a encurvadura, que é garantida a resistência pós-crítica da placa, também conhecida por resistência pós-encurvadura [12]. Os mecanismos considerados baseiam-se num mecanismo de treliça no qual as diagonais resistem à tração, os montantes (reforços transversais) à compressão, e o banzo inferior e superior a esforços normais de compressão e tração [11]. Este fenómeno é esquematizado na Figura 3.6.

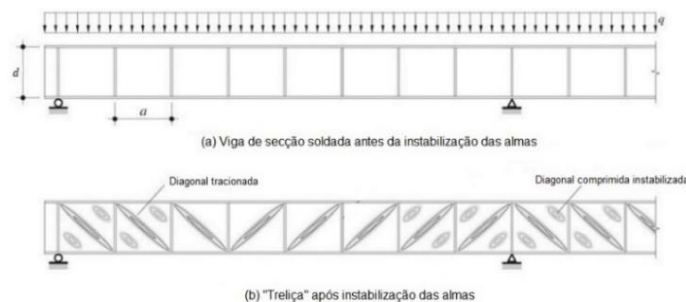


Figura 3.6 – Mecanismo de resistência pós-crítica. Adaptado de [11]

De uma forma simplificada, pode dizer-se que os modelos de campo diagonal de tração mais evoluídos se baseiam no princípio de que a resistência última de um painel de alma resulta de três contribuições, como ilustrado na Figura 3.7. São estas [14]:

- ✓ A componente do esforço transversal resistente associado à tensão crítica V_{cr} ;
- ✓ A componente do esforço transversal resistente associado ao campo diagonal de tração V_t ;
- ✓ A componente do esforço transversal resistente do mecanismo de quadro rígido V_f , resultante da rigidez de flexão dos banzos ligados rigidamente aos reforços transversais do painel.

Esquematizando-se o modelo com a decomposição das três contribuições para o esforço transversal resistente da viga de secção soldada em:

$$V_R = V_{cr} + V_t + V_f \quad (3.11)$$

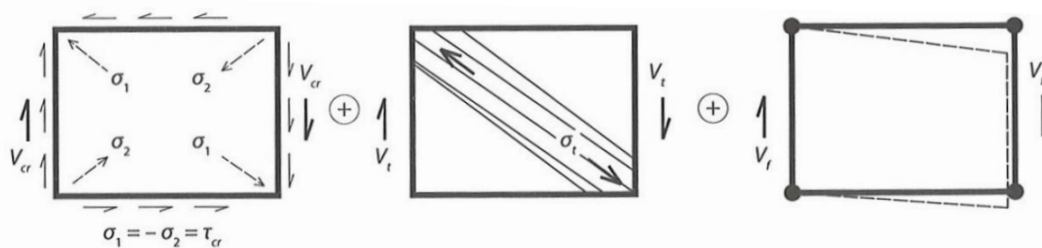


Figura 3.7 – Três componentes que contribuem para a resistência última da alma [14]

Contudo, existem diversos modelos disponíveis para determinar a resistência pós-crítica de uma viga sob o efeito de cargas verticais. Estes, geralmente, variam no modo como a diagonal de tração é ancorada (nos banzos, reforços e painel adjacente). Assim são analisados de seguida quatro modelos propostos na literatura. São estes:

- ✓ Modelo M1 – Modelo de Basler (Secção 3.4.2);
- ✓ Modelo M2 – Método do campo diagonal de tração (Secção 3.4.3);
- ✓ Modelo M3 – Método simples pós-crítico (Secção 3.4.4);
- ✓ Modelo M4 – Método do campo de tensões rodado (Secção 3.4.5).

3.4 Modelos de avaliação resistente pós-encurvadura

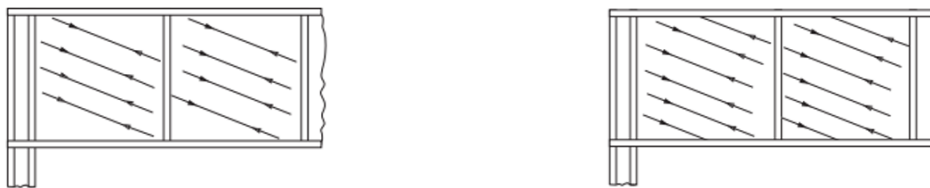
3.4.1 Evolução histórica

Embora o comportamento pós-crítico tenha sido inicialmente identificado por Wilson, em 1886, a teoria do campo diagonal de tração foi pela primeira vez formulada por Rode, em 1916, onde considerava o campo de tração com uma largura 50 vezes a espessura da alma. Na indústria aeronáutica eram estudadas estruturas do tipo membrana o que levou a que, em 1929, Wagner desenvolvesse o conceito de campo de trações “ideal ou completo”, onde se admitia a hipótese de as almas funcionarem como membranas sujeitas a um campo de tensão uniforme. Este modelo era mais ajustado ao domínio das estruturas aeronáuticas, onde as placas utilizadas têm esbeltezas muito superiores às utilizadas na

Engenharia Civil. Como alternativa, a resistência pós-crítica era indiretamente considerada no dimensionamento da alma pela redução do fator de segurança [15].

O comportamento de pós-encurvadura das placas de aço sujeitas ao corte, aplicado à Engenharia Civil, foi intensamente estudado durante a década de 50 do século passado, após a 2ª Guerra Mundial, com a contribuição dos Engenheiros Aeronáuticos. Foram desenvolvidas diversas teorias para explicar o comportamento e o mecanismo de resistência das placas durante a fase pós-crítica com principal objetivo de determinar a sua resistência última ao corte. Em 1959, Basler e Thurlimann realizaram numerosos ensaios de onde resultou o Modelo de Basler que, apresentado em 1961, correspondia a admitir um campo diagonal de tração que não se ancorava nos banzos, representado na Figura 3.8 (a). O modelo de Basler foi implementado como método de cálculo no *The American Institute Of Steel Construction* (AISC), em 1963, e mais tarde, em 1973, no *The American Association Of State Highway And Transportation Officials* (AASHTO) [16] [17].

Os estudos de Basler e Thurlimann foram seguidos por Rockey e Skaloud, em 1969, dando origem ao modelo de Cardiff, que se mostrou ajustado aos resultados das campanhas de ensaios realizadas. Este modelo considera a rigidez dos banzos, na tentativa de melhor correlacionar os resultados dos modelos com os experimentais, em que se verificava que a diagonal tracionada era também ancorada nos banzos (Figura 3.8 (b)) [14].



(a) Campo diagonal sem contribuição dos banzos (b) Campo diagonal com contribuição dos banzos

Figura 3.8 – Contribuição dos banzos para o campo diagonal de tração [18]

Em 1972, Dubas desenvolveu o modelo de Cardiff, de onde resulta o método simples pós-crítico. Este método, juntamente com o método do campo diagonal de tração, constituiu a base da pré-norma europeia ENV 1993-1-1 de 1992 [19], em vigor até 2005. Em 1998, com o objetivo de ter um método de aplicação mais simples, foi apresentado o modelo de Höglund, que já estudado em 1971 e recalibrado em 1995, foi introduzido na versão atual da norma europeia EC3-1-5 [1].

3.4.2 Método proposto por Basler (modelo M1)

O método proposto por Basler em 1961 foi pioneiro na avaliação da resistência pós-crítica ao corte dos painéis das almas de vigas. Baseado num programa experimental, este investigador suíço propôs pela primeira vez um modelo baseado num campo diagonal de tração incompleto.

Na teoria desenvolvida por Basler é assumido que o campo diagonal de tração apenas pode ser formado caso as condições de fronteira assim o permitam. Destas condições de fronteira fazem parte os reforços transversais, que formam os montantes do modelo de treliça, e os banzos, que formam as

cordas. No modelo de Basler assume-se que a rigidez vertical dos banzos e dos reforços longitudinais é muito reduzida, considerando-os flexíveis. Como consequência, a diagonal de tração apenas se consegue ancorar no painel seguinte através dos reforços transversais, que são admitidos como rígidos. Desta forma, a utilização destes reforços é obrigatória para a aplicação deste modelo.

Na Figura 3.9 estão representados dois painéis de alma adjacentes e o campo diagonal de trações segundo o modelo de Basler. O campo diagonal tem uma largura constante ao longo da alma e é limitado por duas linhas retas traçadas a partir dos cantos do painel. A força de tração T_2 que se gera num painel, a meia altura do reforço transversal, está em equilíbrio com a mesma força T_2 do painel seguinte. Já a força T_1 é ancorada pelo triângulo ABC do painel adjacente. Esta força T_1 é assim decomposta na sua componente horizontal H e na componente vertical F_s , que representa o esforço de compressão no reforço transversal.

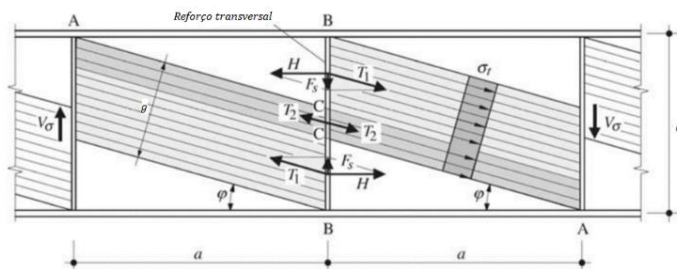


Figura 3.9 – Esquema do modelo de Basler. Adaptado de [11]

A diagonal tracionada que se forma após a encurvadura, em cada painel, faz com que seja “acionada” uma reserva de resistência que permite suportar um valor de esforço transversal adicional V_σ . Esta força adicional V_σ é definida com a ajuda da Figura 3.10, onde é realizado um corte I-I na alma da viga, e é dada pela eq. (3.12)

$$V_\sigma = V_{\sigma 1} + 2 \cdot V_{\sigma 2} \quad (3.12)$$

onde, de acordo com a mesma figura, $V_{\sigma 1}$ é a componente vertical da força de tração atuante na diagonal, dada pela eq. (3.13).

$$V_{\sigma 1} = \sigma_t \cdot t_w \cdot g \cdot \sin \varphi = \sigma_t \cdot t_w \cdot \sin \varphi \cdot (d \cdot \cos \varphi - a \cdot \sin \varphi) \quad (3.13)$$

A inclinação do campo diagonal de tensão φ pode ser determinada assumindo que $V_{\sigma 1}$ é máximo quando a resistência última ao esforço transversal é atingida. A largura da diagonal é definida por g .

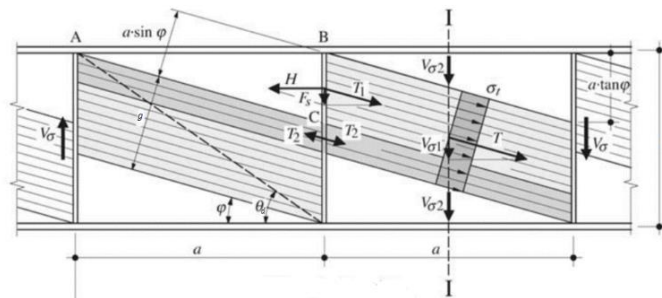


Figura 3.10 – Cálculo de $V_{\sigma 1}$. Adaptado de [11]

Desta forma o ângulo é calculado por $dV_{\sigma 1}/d\varphi=0$, de onde se obtém a eq. (3.14):

$$\tan 2\varphi = \frac{d}{a} = \tan \theta \quad (3.14)$$

concluindo-se que $\varphi = \theta/2$, ou seja, a inclinação da diagonal φ do regime pós-crítico é metade da inclinação da diagonal do painel da alma θ , a tracejado na Figura 3.10. Pelo facto de a força T_2 estar em equilíbrio de um painel para o painel seguinte, apenas a força T_1 necessita de ser ancorada nos elementos rígidos com forma triangular. Isolando o painel triangular ABC, é possível calcular o esforço transversal deste elemento pois é constante e igual à reação horizontal do respetivo apoio, como representado na Figura 3.11. A força horizontal H representa também o esforço axial atuante no banzo da viga no comprimento a que, por somatório de momentos fletores em B, resulta o valor da reação vertical do apoio A, $V_{\sigma 2}$, e é da é dado pela eq. (3.15):

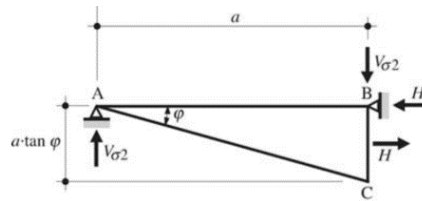


Figura 3.11 – Cálculo de $V_{\sigma 2}$. Adaptado de [11]

$$V_{\sigma 2} = \frac{H}{2} \cdot \tan \varphi \quad (3.15)$$

onde H é definido pela eq. (3.16).

$$H = \sigma_t \cdot t_w \cdot a \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi \quad (3.16)$$

Por fim, $V_{\sigma 2}$ é dado por:

$$V_{\sigma 2} = \frac{\sigma_t \cdot t_w \cdot a \cdot (\sin \varphi)^2}{2} \quad (3.17)$$

Assim, substituindo $V_{\sigma 1}$ e $V_{\sigma 2}$ em V_{σ} , e ainda tendo em conta que $\varphi = \theta/2$, a relação que define a resistência pós-crítica de um painel como função das suas dimensões e do campo de tensões diagonal atuante σ_t é obtida e definida simplesmente pela eq. (3.18).

$$V_{\sigma} = \frac{\sigma_t \cdot d \cdot t_w}{2} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + (a/d)^2}} \quad (3.18)$$

O valor de σ_t pode ser calculado tendo como base que a soma dos valores de τ_{cr} e σ_t , provenientes de V_{cr} e V_{σ} , tem que ser limitada pelo critério de Von Mises-Hencky à tensão cedência da alma, f_{yw} , resultando na eq. (3.19)

$$\sigma_t = \sqrt{f_{yw}^2 - \tau_{cr}^2 \cdot (3 - (1.5 \cdot \sin 2\varphi)^2) - 1.5 \cdot \tau_{cr} \cdot \sin 2\varphi} \quad (3.19)$$

que pode ser simplificada, de forma conservativa, na eq. (3.20)

$$\sigma_t = f_{yw} \cdot \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}\right) = \sqrt{3} \cdot (\tau_{yw} - \tau_{cr}) \quad (3.20)$$

em que $\tau_{yw} = f_{yw}/\sqrt{3}$. Assim, resulta finalmente que a contribuição pós-crítica V_{σ} é dada por:

$$V_{\sigma} = \frac{\sqrt{3} \cdot (\tau_{yw} - \tau_{cr})}{2 \cdot \sqrt{1 + (a/d)^2}} \cdot d \cdot t_w \quad (3.21)$$

Concluindo, assim, que a resistência total da alma ao esforço transversal, segundo o modelo de Basler, é dada pela eq. (3.22).

$$V_R = V_{cr} + V_{\sigma} = \left(\tau_{cr} + \frac{\sqrt{3} \cdot (\tau_{yw} - \tau_{cr})}{2 \cdot \sqrt{1 + (a/d)^2}} \right) \cdot d \cdot t_w \quad (3.22)$$

É de notar que quando a/d tende para infinito, V_{σ} resulta nulo, o que leva a concluir que segundo este modelo apenas se desenvolve resistência pós-crítica caso existam reforços transversais, para formar um mecanismo semelhante ao de uma treliça. Contudo, estudos desenvolvidos na Suécia, concluíram que, em vigas sem reforços transversais, o ângulo da diagonal de tração nunca é menor que o valor obtido para um painel com $a/d=3$. É possível concluir que, para vigas sem reforços transversais ou com espaçamento dos reforços tal que $a/d > 3$, o valor desta relação pode ser tomado igual a 3, considerando que o campo diagonal de tensões pode ser ancorado no painel de extremidade da viga [11].

Outros ensaios vieram demonstrar que, no caso de não serem utilizados reforços de extremidade suficientemente resistentes para ancorar o campo diagonal, não se mobiliza a totalidade da resistência pós-crítica. Nestes casos, o valor resistente do painel final da viga ao esforço transversal, com reforços simples, deve ser limitado ao seguinte valor:

$$V_R = 0.9 \cdot \sqrt{\tau_{yw} \cdot \tau_{cr}} \cdot d \cdot t_w \leq \tau_{yw} \cdot d \cdot t_w \quad (3.23)$$

onde τ_{cr} é dado pela eq. (3.3). Exemplifica-se de seguida a aplicação deste modelo a um caso prático.

EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO MODELO M1

Considera-se o exemplo de uma ponte mista bi-viga aço-betão, com três tramos, onde a secção de uma viga de secção soldada tem as características indicadas na Figura 3.12.

Pretende-se determinar o esforço transversal resistente da secção segundo o Modelo de Basler (M1), para o painel do tramo central com distância entre reforços $a=2535$ mm, da Figura 3.13, sabendo que o aço utilizado é S355 N com um módulo de elasticidade $E=210$ GPa.

A resistência última ao corte da alma é dada pela seguinte soma da eq. (3.12). Pela teoria clássica de placas, a resistência crítica V_{cr} é dada por:

$$V_{cr} = \tau_{cr} \cdot d \cdot t_w = 148.0 \cdot 1730 \cdot 18 = 4\,608\,684 \text{ N} = 4\,608.7 \text{ kN}$$

$$\tau_{cr} = 7.203 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000}{12 \cdot (1 - 0.3^2)} \cdot \left(\frac{18}{1730} \right)^2 = 148.0 \text{ MPa}$$

Pelo facto de a razão $a/d > 1$, o coeficiente de encurvadura k_{τ} :

$$k_{\tau} = 5.34 + \frac{4.0}{(2535/1730)^2} = 7.203$$

A resistência pós-crítica é dada pela soma: $V_{\sigma} = V_{\sigma_1} + 2 \cdot V_{\sigma_2}$, onde a primeira contribuição V_{σ_1} é calculada com o auxílio do ângulo φ que o campo de trações forma com a horizontal e da tensão atuante na alma σ_t .

$$\tan \theta = \frac{1730}{2535} = 34.31^{\circ} \rightarrow \varphi = \frac{34.31}{2} = 17.16^{\circ}$$

$$\sigma_t = \sqrt{3} \cdot \left(\frac{355}{\sqrt{3}} - 148.0 \right) = 98.7 \text{ MPa}$$

Assim, $V_{\sigma_1} = 98.7 \cdot 18 \cdot \sin 17.16 \cdot (1730 \cdot \cos 17.16 - 2535 \cdot \sin 17.16) = 474\,205 \text{ N} = 474.2 \text{ kN}$

A segunda contribuição da resistência pós-crítica V_{σ_2} é dada por:

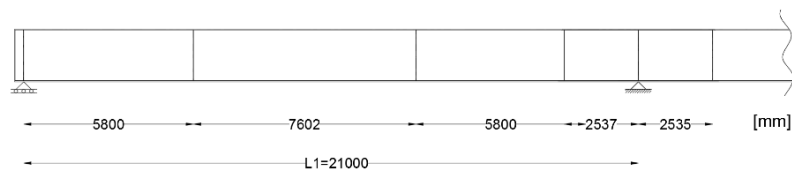
$$V_{\sigma_2} = \frac{98.7 \cdot 18 \cdot 2535 \cdot (\sin 17.16)^2}{2} = 195\,844 \text{ N} = 195.8 \text{ kN}$$

Finalmente a resistência última ao corte da alma é obtida por:

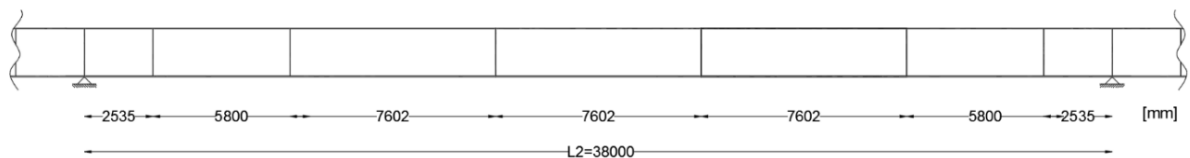
$$V_R = V_{cr} + V_{\sigma} = 4608.7 + (474.2 + 2 \cdot 195.8) = 5\,474.5 \text{ kN}$$



Figura 3.12 – Vista geral e secção transversal do tabuleiro do caso de estudo



(a)



(b)

Figura 3.13 – Primeiro (a) e segundo (b) tramo do caso de estudo

3.4.3 Método do campo diagonal de tração (modelo M2)

Apresentado em 1975, o método do campo diagonal de tração (*Tension Field Method*) foi baseado no modelo de Cardiff, tendo sido incluído na pré-norma europeia ENV 1993-1-1 [19]. Este modelo é válido para vigas reforçadas transversalmente com espaçamento dos reforços no intervalo $1 < a/d < 3$. No entanto, existem estudos que mostram que o campo diagonal de tração também se desenvolve em vigas com valor do espaçamento de reforços fora do intervalo definido, até mesmo em vigas não reforçadas, embora tal não tenha sido incluído no referido código de dimensionamento [12]. Na Figura 3.14 está representado um esquema do mecanismo em que o método se baseia. Assim, quando atingida a tensão crítica, o painel encurva, não sendo possível à alma suportar mais tensões de compressão. Na fase pós-crítica, um novo mecanismo de transmissão das cargas é desenvolvido, onde esforços de corte adicionais são suportados por uma membrana de tração inclinada na alma, o campo diagonal de tração. Este campo de tensões é ancorado nos banzos superior e inferior e ainda nos reforços transversais. Neste modelo, todos estes elementos de ancoragem são considerados como rígidos. O mecanismo de transmissão de cargas antes da encurvadura da alma pode ser traduzido por uma treliça cruzada onde uma diagonal está tracionada e outra comprimida. Já o mecanismo de transmissão de cargas após a encurvadura pode ser então associado ao de uma treliça de Pratt (treliça em N). A resistência do campo diagonal de tração pode assim ser assimilada à de uma diagonal do modelo de treliça, como se mostra a Figura 3.15.

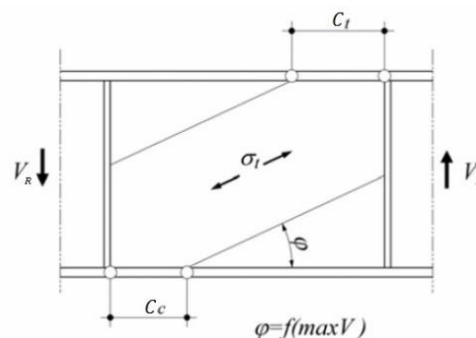


Figura 3.14 – Esquema do método do campo diagonal de tração. Adaptado de [20]

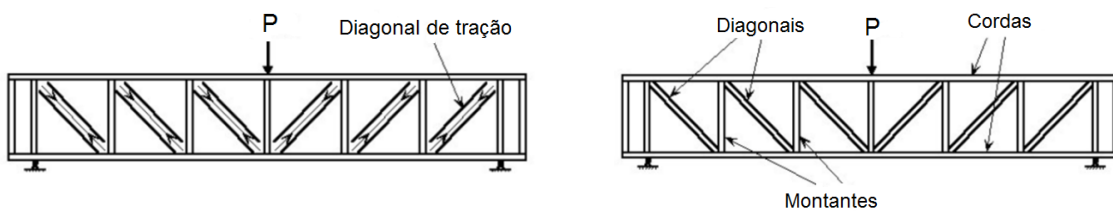


Figura 3.15 – Relação do mecanismo com a treliça de Pratt. Adaptado de [4]

A resistência ao esforço transversal $V_{bb,Rk}$ é dada pela soma da resistência elástica pré-crítica com a resistência pós-crítica:

$$V_{bb,Rk} = d \cdot t_w \cdot \tau_{bb} + 0.9 \cdot g \cdot t_w \cdot \sigma_t \cdot \sin \varphi \quad (3.24)$$

onde φ representa a inclinação da diagonal tracionada [19]. A Figura 3.16 representa de forma faseada o comportamento, da fase pré-crítica até à rotura, de um painel de alma. Na Figura 3.16 (a) é

representada a fase pré-crítica, antes da encurvadura da alma, ao qual corresponde o primeiro termo da eq. da resistência ao esforço transversal deste modelo. Nesta fase, as tensões de tração igualam as tensões de compressão, formando 45° relativamente ao canto do painel.

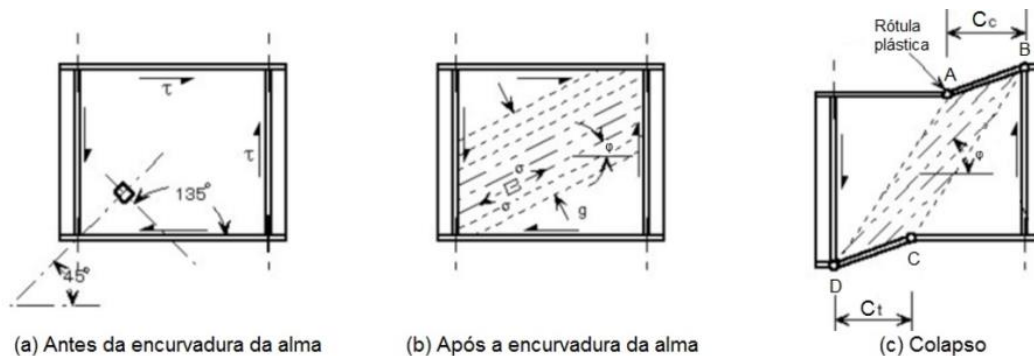


Figura 3.16 – Fases de carregamento até à rotura. Adaptado de [4]

A resistência crítica τ_{bb} (com o mesmo significado físico que τ_{cr}) é calculada a partir da Teoria Clássica das Placas desenvolvida por Timoshenko, que depende da esbelteza normalizada da alma $\bar{\lambda}_w$, dada pela eq. (3.6). Assim a tensão crítica é dada por:

- a) Alma espessa, $\bar{\lambda}_w \leq 0.8$, que corresponde à região AB na Figura 3.17. Neste caso a alma não instabiliza, a resistência depende da tensão de cedência do aço ao corte, dada por:

$$\tau_{bb} = \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (3.25)$$

- b) Alma de esbelteza intermédia, $0.8 < \bar{\lambda}_w < 1.25$, que corresponde à região BC na Figura 3.17. É representada uma fase de transição da zona de cedência até à de encurvadura. A resistência é calculada pela fórmula obtida empiricamente, dada por:

$$\tau_{bb} = [1 - 0.8 \cdot (\bar{\lambda}_w - 0.8)] \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (3.26)$$

- c) Alma fina/esbelta, $\bar{\lambda}_w \geq 1.25$, que corresponde à região CD na Figura 3.17. Neste caso a alma encurva antes de atingir a cedência, sendo a resistência dada pela fórmula de Winter:

$$\tau_{bb} = \left(\frac{1}{\bar{\lambda}_w^2} \right) \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (3.27)$$

A Figura 3.17 é obtida por estas três equações, onde é visível o efeito das imperfeições geométricas, representado pelo distanciamento da curva da tensão τ_{bb} em relação à tensão crítica τ_{cr} e de cedência τ_y no troço linear BC, a que correspondem esbeltezas no domínio $0.8 < \bar{\lambda}_w < 1.25$.

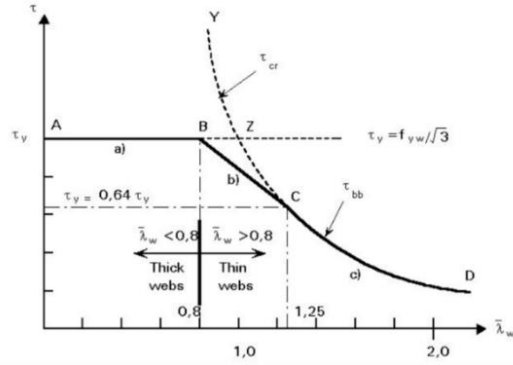


Figura 3.17 – Curva da tensão de cedência, crítica e pós-crítica para o M2 [4]

Conhecida a tensão τ_{bb} , a parcela elástica da resistência ao esforço transversal está definida. Na Figura 3.16 (b), uma vez atingida a tensão crítica, desenvolve-se uma diagonal de tração na alma, com uma inclinação φ com a horizontal. Os banzos da viga começam a fletir devido à força introduzida pelo campo diagonal. Nesta fase, o incremento de carga conduz a rotura da viga por esforço transversal, devido à sobreposição do efeito das tensões de membrana na fase pré-crítica com as tensões devido ao campo diagonal de tração na fase pós-crítica. O valor de tensão σ_t disponível até à cedência do material é dado pelo Critério de Von Mises-Hencky, dado pela eq. (3.28).

$$\sigma_t = \sqrt{f_{yw}^2 - \tau_{bb}^2 \cdot (3 - (1,5 \cdot \sin 2\varphi)^2)} - 1,5 \cdot \tau_{bb} \cdot \sin 2\varphi \cong \sqrt{3} \cdot (\tau_{yw} - \tau_{bb}) \quad (3.28)$$

Atingida a tensão de cedência da alma por tração na diagonal, ocorre o mecanismo representado na Figura 3.16 (c), correspondendo ao mecanismo de rotura da viga. Neste mecanismo formam-se quatro rótulas plásticas nos banzos. Através da análise do mecanismo de rotura, é possível definir a largura do campo diagonal de trações g dada pela eq. (3.29)

$$g = d \cdot \cos \varphi - (a - C_c - C_t) \cdot \sin \varphi \quad (3.29)$$

onde, de acordo com a Figura 3.16 (c), C_c e C_t representam a distância entre as rótulas plásticas geradas nos banzos comprimido e tracionado, respetivamente. A posição das rótulas plásticas é calculada partindo do pressuposto que estas se formam na secção de momento fletor máximo, que corresponde a esforço transversal nulo, nos banzos. Assim essa distância é definida por:

$$C = \frac{2}{\sin \varphi} \cdot \sqrt{\frac{M_{Nf,Rk}}{t_w \cdot \sigma_t}} \leq a \quad (3.30)$$

É imposto um comprimento máximo da referida distância, de valor igual ao espaçamento entre reforços, que corresponde a uma situação limite de um campo de tração completo. Já o valor do momento fletor resistente dos banzos, $M_{Nf,Rk}$, corresponde ao valor do momento reduzido, tendo em conta a existência simultânea de esforços axiais aplicados, $N_{f,Ed}$. Estes esforços normais reduzem a capacidade resistente ao momento fletor dos banzos. A curva de interação flexão-esforço axial para uma secção retangular traduz-se pela eq. (3.31).

$$M_{Nf,Rk} = 0.25 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{f,sa}}{b_f \cdot t_f \cdot f_{yf}} \right)^2 \right] \quad (3.31)$$

Note-se que, caso o esforço normal nos banzos seja reduzido ou mesmo nulo, o valor do momento fletor resistente dos banzos toma o valor máximo $M_{Nf,Rk}=0.25 b_f t_f^2 f_{yf}$. Caso o momento fletor resistente dos banzos seja nulo, $M_{Nf,Rk}=0$, o valor das distâncias das rótulas plásticas também o são, $C_c=C_t=0$, o que se traduz numa não contribuição dos banzos para a ancoragem do campo diagonal de trações que se gera na fase pós-crítica, e conseqüentemente a um modelo semelhante ao de Basler, onde apenas a alma e os reforços transversais contribuem para o mecanismo pós-crítico.

Todos os termos necessários para o cálculo da resistência total ao esforço transversal segundo o método do campo diagonal de tração são agora conhecidos, à exceção do valor da inclinação da diagonal tracionada, φ . O valor deste ângulo não pode ser calculado de forma direta, sendo necessário recorrer a um método iterativo. Neste processo, para cada ângulo da diagonal adotado, é calculado o valor da resistência ao corte $V_{bb,Rk}$. Este procedimento é repetido até se obter o ângulo que maximiza o valor da resistência ao corte da alma. Este valor de φ está no intervalo $\theta/2 < \varphi < \theta$, onde θ é o ângulo que representa a inclinação da diagonal do painel da alma, donde $\theta=\tan^{-1}(d/a)$, como representado na Figura 3.18. Um estudo paramétrico concluiu que, para vigas reforçadas de proporções normais, o valor de φ que produz o valor máximo da resistência ao esforço transversal é dado por $\varphi=\theta/1.5$, que também pode ser utilizado como um bom valor de primeira iteração, até convergir em poucas iterações para o ângulo φ que maximiza a resistência $V_{bb,Rk}$ [4].

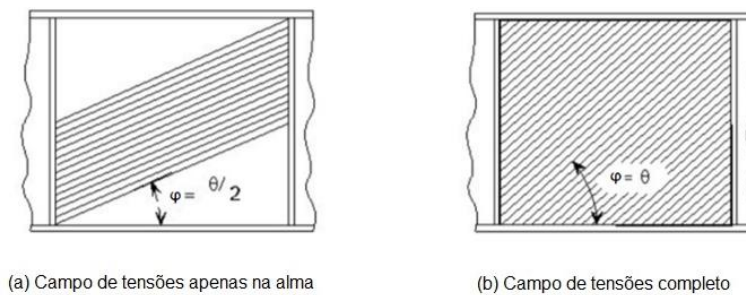


Figura 3.18 – Variação do ângulo da diagonal tracionada φ . Adaptado de [4]

EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO MODELO M2

Considere-se o exemplo considerado no ponto 3.4.2 de uma ponte mista bi-viga aço-betão. Pretende-se determinar o esforço transversal resistente da secção segundo o Modelo do Campo Diagonal de Tração, para o painel com distância entre reforços $a=2535$ mm, em aço S355 N. Considere-se ainda que o esforço normal aplicado nos banzos no respetivo painel é nulo.

A resistência última ao corte da alma é dada por:

$$V_{bb,Rk} = d \cdot t_w \cdot \tau_{bb} + 0.9 \cdot g \cdot t_w \cdot \sigma_t \cdot \sin \varphi$$

Sendo a tensão τ_{bb} , o ângulo φ , a tensão σ_t dados por:

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{(355/\sqrt{3})/148.0} = 1.177 \rightarrow \tau_{bb} = [1 - 0.8 \cdot (1.177 - 0.8)] \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} = 143.2 \text{ MPa}$$

$$\varphi_1 \approx \frac{\theta}{1.5} = \frac{34.31}{1.5} = 22.87^\circ \text{ (este valor pode ser otimizado iterativamente)}$$

$$\sigma_t = \sqrt{3} \cdot \left(\frac{355}{\sqrt{3}} - 143.2 \right) = 107.0 \text{ MPa}$$

O comprimento do campo diagonal g depende das distâncias das rótulas plásticas C_t e C_c , respetivamente nos banzos tracionado e comprimido, que tomam os valores:

$$C_t = \frac{2}{\sin 22.87} \cdot \left(\frac{47925 \cdot 10^3}{18 \cdot 73.4} \right)^{0.5} = 811.6 \text{ mm} \leq 2535 \text{ mm}$$

$$C_c = \frac{2}{\sin 22.87} \cdot \left(\frac{99400 \cdot 10^3}{18 \cdot 73.4} \right)^{0.5} = 1068.8 \text{ mm} \leq 2535 \text{ mm}$$

De onde:

$$M_{Nf,Rk t} = 0.25 \cdot 600 \cdot 30^2 \cdot 355 \cdot \left[1 - \left(\frac{0}{600 \cdot 30 \cdot 355} \right)^2 \right] / 1000 = 47\,925 \text{ kNm}$$

$$M_{Nf,Rk c} = 0.25 \cdot 700 \cdot 40^2 \cdot 355 \cdot \left[1 - \left(\frac{0}{700 \cdot 40 \cdot 355} \right)^2 \right] / 1000 = 99\,400 \text{ kNm}$$

$$g = 1730 \cdot \cos 22.87 - (2535 - 1068.8 - 811.6) \cdot \sin 22.87 = 1378.4 \text{ mm}$$

Resulta assim que na primeira iteração a resistência última ao corte da alma é obtida por:

$$V_{bb,Rk} = 1730 \cdot 18 \cdot 143.2 + 0.9 \cdot 1378.4 \cdot 18 \cdot 107.0 \cdot \sin 22.87 = 5\,387\,302 \text{ N} = 5\,387.3 \text{ kN}$$

Realizando um processo iterativo até maximizar a contribuição da parcela da resistência pós-crítica obtém-se $V_{bb,Rk} = 5388.7$ kN para $\varphi=23,9^\circ$ (praticamente igual ao valor da 1ª iteração).

3.4.4 Método simples pós-crítico (modelo M3)

Conhecido por *Simple Post-Critical Method*, este método foi desenvolvido por Dubas, em 1974. O método é aplicável tanto em vigas reforçadas como a vigas não reforçadas transversalmente, o que lhe permite uma grande aplicabilidade, embora seja normalmente considerado como mais conservativo que os restantes métodos [10]. A resistência ao esforço transversal neste método é dada simplesmente pela eq. (3.32):

$$V_{ba,Rk} = d \cdot t_w \cdot \tau_{ba} \quad (3.32)$$

onde todos os termos da expressão são conhecidos à exceção da tensão resistente pós-crítica τ_{ba} [19]. Mais uma vez, o cálculo deste termo depende da esbelteza normalizada da alma $\bar{\lambda}_w$, definida pela eq. (3.6). Conhecida a esbelteza normalizada da placa da alma é determinada a tensão pós-crítica, que depende da esbelteza. Assim, caso a alma seja:

- a) Espessa, $\bar{\lambda}_w \leq 0.8$, que corresponde à região AB na Figura 3.19. Neste caso a alma não instabiliza, a resistência depende da tensão de cedência do aço ao corte, dada por:

$$\tau_{ba} = \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (3.33)$$

- b) Intermédia, $0.8 < \bar{\lambda}_w < 1.2$, que corresponde à região BC na Figura 3.19, de transição entre a cedência e a encurvadura elástica. A resistência é calculada pela fórmula empírica:

$$\tau_{ba} = [1 - 0.625 \cdot (\bar{\lambda}_w - 0.8)] \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (3.34)$$

- c) Fina/esbelta, $\bar{\lambda}_w \geq 1.2$, que corresponde à região CD na Figura 3.19. Neste caso a alma encurva muito antes de atingir o regime plástico, sendo a resistência é obtida de forma empírica por:

$$\tau_{ba} = \left(\frac{0.9}{\bar{\lambda}_w} \right) \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (3.35)$$

Desta forma o cálculo da resistência ao esforço transversal pelo método simples pós-crítico resume-se a obter a esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_w$ e de seguida a tensão τ_{ba} , que traduz a resistência última e engloba já as parcelas pré-crítica e pós-crítica. Na Figura 3.19 é possível visualizar o andamento das três equações definidas anteriormente para a tensão pós-crítica τ_{ba} .

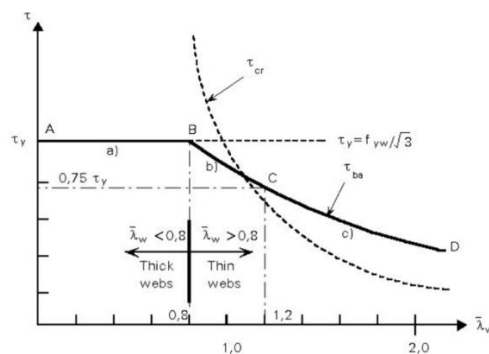


Figura 3.19 – Curva da tensão de cedência, crítica e pós-crítica para o M3 [4]

EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO MODELO M3

Considere-se o exemplo considerado no ponto 3.4.2 de uma ponte mista bi-viga aço-betão. Pretende-se determinar o esforço transversal resistente da secção segundo o Modelo Simples Pós-Crítico, para o painel com distância entre reforços $a=2535$ mm, em aço S355 N.

A resistência última ao corte da alma é dada por:

$$V_{ba,Rk} = d \cdot t_w \cdot \tau_{ba}$$

Onde a tensão τ_{ba} é obtida em função de $\bar{\lambda}_w$ por:

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{(355/\sqrt{3})/148.0} = 1.177 \rightarrow \tau_{ba} = [1 - 0.625 \cdot (1.177 - 0.8)] \cdot \frac{355}{\sqrt{3}} = 156.7 \text{ MPa}$$

Logo, a resistência última ao corte da alma é simplesmente dada por:

$$V_{ba,Rk} = 1730 \cdot 18 \cdot 156.7 = 4\,879\,349 \text{ N} = 4\,879.3 \text{ kN}$$

3.4.5 Método do campo de tensões rodado (modelo M4)

A inexistência de um método capaz de avaliar a resistência das almas não reforçadas ou reforçadas transversalmente e/ou longitudinalmente levou à adoção pelo EC3 do modelo de Höglund, designado por Método do campo de tensões rodado, também conhecido na língua inglesa por *Rotated Stress Field Theory*. O modelo foi primeiramente apresentado por Höglund em 1971 e mais tarde, em 1995, recalibrado de modo a ser adotado na versão mais recente da parte 1-5 do EC3 [14]. Este método permite a determinação da resistência em painéis de alma com qualquer distância entre reforços transversais e ainda a possibilidade de contabilizar reforços longitudinais, garantido ao modelo uma larga aplicabilidade aliada a uma precisão adequada. Tem ainda a vantagem de ser mais simples em termos de aplicação que os métodos anteriormente adotados na pré-norma europeia ENV 1993-1-1 [19], mas é menos explícito em termos da identificação das parcelas pré-críticas e pós-críticas da resistência de uma placa ao esforço transversal. Com base neste modelo, a resistência última da alma ao esforço transversal é definida pela eq. (3.36)

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq V_{plw,Rd} \quad (3.36)$$

onde $V_{bw,Rd}$ representa a resistência da alma ao esforço transversal, incluindo a contribuição pré e pós-crítica, ou seja, V_{cr} e V_t , representando $V_{bf,Rd}$ a contribuição dos banzos por intermédio do mecanismo plástico de quadro [1].

A resistência última da alma ao corte $V_{b,Rd}$ está limitada pela resistência plástica da alma $V_{plw,Rd}$, definida pela tensão de cedência do aço. Contudo, é tida em conta o efeito de endurecimento do aço, o qual pode ser admitido em almas pouco esbeltas. Assim a tensão de cedência ao corte τ_y pode ser aumentada para $\eta \tau_y$ em que η é um coeficiente que, segundo o EC3-1-5, toma seguintes valores:

$$\eta = 1.0 \text{ a } 1.2 \text{ para } f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2 \quad (3.37)$$

$$\eta = 1.0 \quad \text{para } f_y > 460 \text{ N/mm}^2 \quad (3.38)$$

Assim, a resistência plástica da alma é definida por:

$$V_{plw,Rd} = \frac{\eta \cdot d \cdot t_w \cdot f_{yw} / \sqrt{3}}{\gamma_{M1}} \quad (3.39)$$

Em que γ_{M1} é o coeficiente parcial de segurança associado a fenómenos de instabilidade, que toma em geral o valor de 1.0, e 1.1 para o caso específico das pontes.

A contribuição da alma para a resistência ao corte da viga $V_{bw,Rd}$ é calculada com base no modelo do campo rodado de tensões a partir da eq. (3.40), calibrada de modo a ter em conta o efeito de imperfeições geométricas e a correlação com resultados experimentais:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot d \cdot t_w \cdot f_{yw} / \sqrt{3}}{\gamma_{M1}} \quad (3.40)$$

onde χ_w é o fator que define a contribuição da alma para a resistência ao esforço transversal, tendo em conta a sua encurvadura local. Note-se que, consoante seja ou não possível garantir a ancoragem do campo diagonal de tração no painel de extremidade, é feita a distinção entre almas com reforços de extremidade rígidos e almas com reforços de extremidade não rígidos. Assim o fator de redução pode ser classificado em função da sua esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_w$ e da distinção entre reforço de extremidade rígido ou não rígido, como sugerido no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Contribuição χ_w para a resistência à encurvadura por esforço transversal da alma

$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw} / \sqrt{3}}{\tau_{cr}}}$	Reforços de extremidade rígidos	Reforços de extremidade não rígidos
$\bar{\lambda}_w < 0.83/\eta$	η	η
$0.83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$	$0.83/\bar{\lambda}_w$	$0.83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$1.37/(0.7 + \bar{\lambda}_w)$	$0.83/\bar{\lambda}_w$

Onde τ_{cr} continua a ser dada pela eq. (3.3) da secção 3.2. A Figura 3.20 representa graficamente as expressões definidas no quadro. Note-se que para almas pouco esbeltas, $\bar{\lambda}_w < 0.83/\eta$, e para almas de esbelteza intermédia, $0.83/\eta < \bar{\lambda}_w < 1.08$, ambas possuem o mesmo coeficiente de redução χ_w . Apenas para $\bar{\lambda}_w \geq 1.08$ existe diferença no coeficiente de redução, sendo este menor para um reforço de extremidade não rígido comparativamente a um reforço de extremidade rígido.

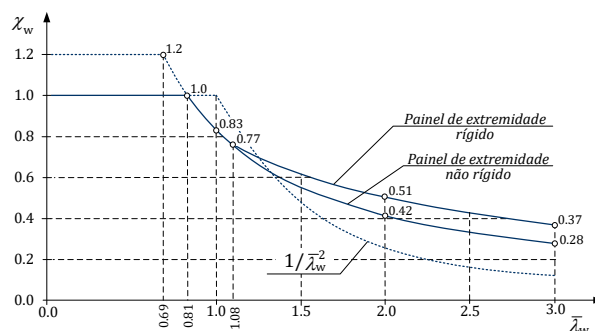


Figura 3.20 – Coeficiente de encurvadura ao corte de painéis de almas [3]

É curioso verificar que nas almas muito pouco esbeltas, $\bar{\lambda}_w < 0.69$, até ao aço S460, a rotura se dá com valor de esforço transversal 20% superior que o esforço transversal associado à cedência [14].

A contribuição dos banzos é geralmente pequena quando comparada com a resistência total da alma. Esta contribuição está associada ao mecanismo de quadro referido na secção 3.3, onde se admite a formação de quatro rótulas plásticas nos banzos à distância c dos reforços transversais, representado na Figura 3.21. A contribuição dos banzos é dada pela eq. (3.41)

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2}{c} \cdot \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right] \quad (3.41)$$

sabendo que c é dado pela eq. (3.42)

$$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t_w \cdot d^2 \cdot f_{yw}} \right) \quad (3.42)$$

onde b_f e t_f representam as dimensões do banzo com menor resistência axial.

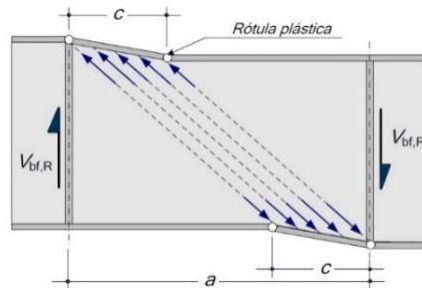


Figura 3.21 – Mecanismo de quadro segundo o M4 [3]

A contribuição dos banzos para a resistência ao esforço transversal $V_{bf,Rd}$ pode ser reduzida na presença de momento fletor atuante M_{Ed} na viga, que se traduz pelo quociente $M_{Ed}/M_{f,Rd}$. O momento fletor resistente dos banzos da viga $M_{f,Rd}$ é dado pela eq. (3.43), que tem em conta a redução adicional que pode existir no caso de estarem instalados esforços axiais N_{Ed} nos banzos:

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}} \cdot \left[1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{ft} + A_{fb}) \cdot \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}}} \right] \quad (3.43)$$

onde

$$M_{f,k} = \min(A_{ft} \cdot f_{yft} \cdot d; A_{fb} \cdot f_{yfb} \cdot d) \quad (3.44)$$

em que A_{ft} e A_{fb} representam, respetivamente, a área da secção do banzo superior e do banzo inferior, com tensões de cedência, respetivamente, de f_{yft} e f_{yfb} . Em zonas onde o momento fletor ou o esforço normal atuante sejam significativos, a contribuição dos banzos para a resistência ao esforço transversal pode ser desprezada. Neste caso a parcela $V_{bf,Rd}$ torna-se bastante pequena quando comparada com a parcela $V_{bw,Rd}$. Assim, caso $M_{Ed} \geq M_{f,Rd}$ despreza-se a contribuição dos banzos.

EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO MODELO M4

Considere-se ainda o exemplo considerado no ponto 3.4.2 de uma ponte mista bi-viga aço-betão. Pretende-se determinar o esforço transversal resistente da secção segundo o Modelo do Campo de Tensões Rodado, para o painel interior mais condicionante $a=2535$ mm, em aço 355 N. Considere-se também o momento fletor atuante no painel de -16017 kNm.

A resistência última ao corte da alma é dada por:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq V_{plw,Rd}$$

Tomando o fator $\eta=1.0$, e $\gamma_{M1}=1.0$ para o resultado ser comparável com o dos restantes métodos, a capacidade plástica da alma toma o valor,

$$V_{plw,Rd} = \frac{1.0 \cdot 355 \cdot 1730 \cdot 18}{1.0 \sqrt{3}} = 6\,382\,434 \text{ N} = 6382.4 \text{ kN}$$

Já a resistência da alma $V_{bw,Rd}$ reduzida pelo fator χ_w é

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{(355/\sqrt{3})/148.0} = 1.177 \rightarrow \chi_w = 1.37/(0.7 + 1.177) = 0.730$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{0.730 \cdot 1730 \cdot 18 \cdot 355}{1.0 \sqrt{3}} = 4\,658\,945 \text{ N} = 4\,658.9 \text{ kN}$$

A contribuição do banzo $V_{bf,Rd}$ para a resistência pós encurvadura da alma é dada por

$$V_{bf,Rd} = \frac{600 \cdot 30^2}{674.4} \cdot \frac{355}{1.0} \cdot \left[1 - \left(\frac{16017}{11055} \right)^2 \right] = 0 \text{ N} = 0 \text{ kN} (*)$$

$$c = 2535 \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot 600 \cdot 30^2 \cdot 355}{18 \cdot 1730^2 \cdot 355} \right) = 674.4 \text{ mm}$$

$$M_{f,k} = \min(600 \cdot 30 \cdot 355 \cdot 1730; 700 \cdot 40 \cdot 355 \cdot 1730)/10^6 = 11\,054.7 \text{ kNm}$$

(*) Como $|M_{Ed}| > M_{f,Rd} = M_{f,k}$ a contribuição do banzo é desprezada. Desta forma, a resistência última ao corte da alma é obtida por:

$$V_{b,Rd} = 4658.9 + 0 = 4658.9 \text{ kN}$$

Por fim, no caso de vigas de secção composta mistas, isto é, com uma laje de betão devidamente conectada ao banzo superior, é usual a aplicação dos mesmos modelos de avaliação da resistência ao corte. Esta aproximação é feita dado que, na região dos apoios intermédios, a laje de betão está submetida a tensões de tração e assim a contribuição da laje fendilhada, apesar de existir, é geralmente pequena e conseqüentemente ignorada. Já nas secções onde a laje está comprimida, a sua contribuição é também desprezada devido à dificuldade de a estimar, embora se reconheça existir uma contribuição que já foi identificada em diversos ensaios de vigas mistas.

3.5 Interação de esforços

Em geral, as secções transversais das vigas de secção composta estão sujeitas à atuação conjunta de diversos esforços, em simultâneo. A sua interação deve ser considerada na verificação de segurança, particularmente a interação momento fletor-esforço transverso (M-V).

A interação entre o momento fletor e o esforço transverso apenas é tida em conta, no dimensionamento de uma viga de secção composta soldada, caso as duas condições seguintes não sejam verificadas:

$$\begin{cases} V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{bw,Rd} \\ M_{Ed} \leq M_{f,Rd} \end{cases} \quad (3.45)$$

Podendo assim desprezar esta verificação caso o esforço transverso atuante seja inferior ou igual a metade da capacidade resistente da alma ao corte e/ou caso o momento fletor atuante seja inferior ao momento resistente dos banzos.

Caso exista necessidade de proceder à verificação de segurança da interação, o EC3-1-5 refere as seguintes condições:

- ✓ Caso $\bar{\eta}_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} \leq 0.5$, em geral, não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes;
- ✓ Se $\bar{\eta}_3 > 0.5$, as secções de vigas de alma cheia onde $M_{Ed} > M_{f,Rd}$ devem satisfazer a condição dada pela eq. (3.46).

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1.0 \quad (3.46)$$

- ✓ Deve ainda ser verificado que $\eta_1 < 1.0$ e $\eta_3 < 1.0$;
- ✓ A verificação da interação M-V deve ser efetuada para todas as secções do elemento estrutural exceto as situadas a uma distância $d/2$ de um apoio com reforços transversais.

Os parâmetros necessários à verificação são os seguintes:

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \quad (3.47)$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \quad (3.48)$$

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{W_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \quad (3.49)$$

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \quad (3.50)$$

A Figura 3.22 apresenta o diagrama de interação entre estes dois esforços definidos em função dos parâmetros expressos nas equações anteriores. A interação, quando existe, é definida pela eq. (3.46).

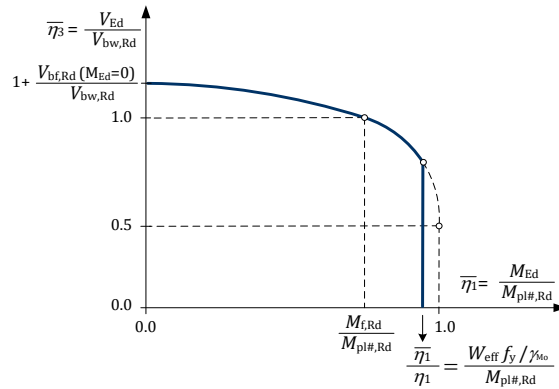


Figura 3.22 – Interação M-V [3]

Note-se que, as equações sugeridas em 3.5 para avaliação da interação de esforços M-V são válidas na hipótese de esforço axial N de baixo valor [19], que no caso de secções de classe 1 e 2, a tensão devido a N nas almas deve ser inferior a metade da tensão de cedência. Acrescenta-se ainda que a presença de esforço normal é contabilizada nos modelos M2 e M4 pela redução da capacidade resistente dos banzos à flexão.

3.6 Resistência e verificação da segurança dos reforços

De modo a resistirem aos elevados esforços transmitidos pelas almas e para funcionarem como apoios rígidos fora do plano até à encurvadura das almas, os reforços transversais devem verificar valores mínimos de resistência e de rigidez. Estas verificações são distintas caso se trate de um reforço intermédio ou um reforço de extremidade. Contudo, qualquer que seja o caso, prova-se experimentalmente que a definição da área da secção transversal da alma a funcionar com o reforço, A_{sw} , deve ter em consideração um comprimento de influência da alma de $15 \varepsilon t_w$ para cada lado do reforço, como representado na Figura 3.23. Caso se trate de um reforço não simétrico, é necessário considerar uma excentricidade e_N do centro de gravidade do reforço face à alma, que provoca flexão.

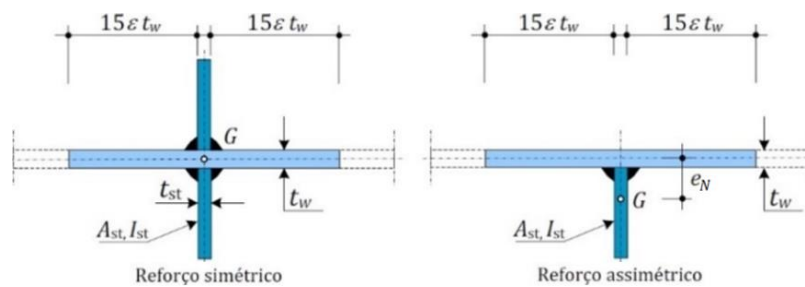


Figura 3.23 – Área dos reforços transversais. Adaptado de [3]

3.6.1 Reforços intermédios

Com o objetivo de se comportar como um apoio rígido do painel da alma, hipótese definida inicialmente, os reforços intermédios devem verificar os critérios de rigidez apresentados na parte 1-5 do EC3. Estes critérios são satisfeitos verificando as seguintes expressões referentes à inércia mínima dos reforços:

$$I_{st} \geq 1.5 \cdot d^3 \cdot t_w^3 / a^2 \quad \text{se } a/d < \sqrt{2} \quad (3.51)$$

$$I_{st} \geq 0.75 \cdot d \cdot t_w^3 \quad \text{se } a/d \geq \sqrt{2} \quad (3.52)$$

De forma conservativa, pode ser admitido que os reforços transversais têm de resistir a um esforço axial igual ao esforço transversal dessa secção. Porém, de forma mais realista, os reforços transversais apenas têm de resistir ao esforço axial associado aos mecanismos de resistência pós-crítica da alma, dado que a parcela do esforço transversal associado à tensão crítica é equilibrada diretamente pelas tensões tangenciais ao longo do bordo de separação entre painéis adjacentes, não contribuindo para o esforço axial do reforço transversal. Deste modo, o esforço axial do reforço pode ser estimado por:

$$N_s = V_{sd} - \frac{1}{\bar{\lambda}_w^2} \cdot \frac{d \cdot t_w \cdot f_{yw} / \sqrt{3}}{\gamma_{M1}} \quad (3.53)$$

Na verificação da resistência, o comprimento de encurvadura do reforço pode ser tomado de forma conservativa pela altura da alma d , desde que o banzo comprimido seja travado fora do plano. Por outro lado, o EC3-1-5 refere que o comprimento de encurvadura não deve ser inferior a $0.75d$. A resistência axial deve ser determinada recorrendo à curva c de dimensionamento das colunas. O reforço é calculado como coluna, caso seja simétrico, ou como coluna-viga, caso seja não simétrico. Neste último caso, as cargas axiais devido à excentricidade entre o centro de gravidade do reforço e pela parte colaborante da alma e o plano médio da alma, da Figura 3.23, provocam um momento fletor, levando à necessidade de verificação do reforço como uma coluna-viga.

3.6.2 Reforços de extremidade rígidos

No reforço de extremidade de uma viga, as forças impostas pelo campo diagonal de trações têm de ser resistidas inteiramente pelo último reforço transversal, o qual deve ter uma rigidez suficiente para ancorar estas tensões sem qualquer contribuição de painéis adjacentes. Segundo o EC3-1-5, para dimensionar o reforço de extremidade como rígido deve ter-se um reforço duplo constituído por chapas com uma secção transversal cuja área não poderá ser inferior a (ver Figura 3.24):

$$A_e = 4 \cdot d \cdot t_w^2 / e \quad (3.54)$$

e em que a distância e entre os eixos dos reforços seja superior a um décimo da altura da alma ($e > d/10$). No caso de se utilizar um perfil laminado para reforço de extremidade o seu módulo de flexão, em relação a um eixo horizontal perpendicular à alma, não deve ser inferior a $4 d t_w^2$. A ancoragem do campo diagonal de tração aos apoios dá origem a momentos fletores no reforço, sendo por isso necessário adotar reforços de extremidade duplos e simétricos. Este reforço deve assim ser dimensionado como uma coluna-viga.

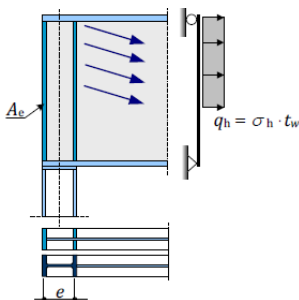


Figura 3.24 – Distancia entre reforços de extremidade [3]

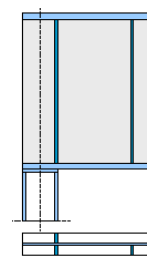


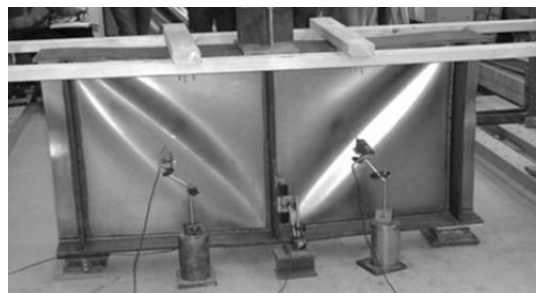
Figura 3.25 – Reforço de extremidade não rígido [3]

3.6.3 Reforços de extremidade não rígidos

Pode optar-se contudo por escolher um reforço de extremidade que não tenha rigidez suficiente para ancorar a totalidade do campo de tensões (Figura 3.25). Um painel deste tipo pode ser dimensionado pelo método do campo de tensões rodado, onde se prevê uma redução do fator de redução χ_w para os casos de painéis de extremidade não rígidos. O reforço é dimensionado apenas como uma coluna, podendo admitir-se de forma conservativa que está sujeito à totalidade da reação vertical de apoio. Na Figura 3.26 é possível visualizar a diferença de comportamento de um reforço rígido de extremidade (a) quando comparado ao reforço não rígido de extremidade (b).



(a) Reforço de extremidade rígido



(b) Reforço de extremidade não rígido

Figura 3.26 – Encurvadura por esforço transversal de um painel de extremidade [21]

3.7 Comparação sumária entre os diferentes modelos

No Quadro 3.2 apresenta-se um resumo das características dos quatro métodos apresentados para quantificar a resistência ao esforço transversal dos painéis de alma de uma viga composta soldada, nomeadamente em relação à sua aplicabilidade a painéis considerados não rígidos.

Quadro 3.2 – Comparação entre os diferentes modelos apresentados

Modelo	Rígido	Não rígido	V_R caso de estudo
M1 – Modelo de Basler	✓	✓	5474.5 kN
M2 – Método do campo diagonal de tração	✓	✗	5388.7 kN
M3 – Método simples pós-crítico	✓	✓	4879.1 kN
M4 – Método do campo de tensões rodado	✓	✓	4658.9 kN

No mesmo quadro resumem-se igualmente as resistências obtidas por cada um dos métodos para o painel interior junto do apoio intermédio do exemplo de estudo. Verifica-se que o modelo 4 é que conduz neste caso à menor resistência ao corte e que o modelo M1 e M2 conduzem a resistências até 20% superiores e muito próximas para estes dois modelos. Este mesmo resultado é referido em [22], para o caso de painéis esbeltezas normalizadas moderadas (no intervalo 0.83 a 1.25), sendo uma das fortes justificações fornecidas para a adoção do método M4 na versão atual do EC3-1-5.

No Quadro 3.3 é feita uma análise comparativa dos vários métodos de quantificação da resistência ao esforço transversal.

Quadro 3.3 – Análise comparativa dos vários métodos de quantificação da resistência ao corte de vigas de secção soldada

Critério	Modelo M1	Modelo M2	Modelo M3	Modelo M4
Hipóteses associadas ao funcionamento das almas em regime pós-crítico	Considera um campo diagonal de tração incompleto, isto é, não considera os banzos rígidos o suficiente para ancorar a totalidade do campo de tração que se desenvolve nas almas	Admite um campo de tração que se ancora parcialmente nos banzos e nos reforços transversais	Admite um campo de tração que se ancora parcialmente nos banzos e nos reforços transversais	Admite um campo de tensões de tração que vai rodando com o incremento de tensões atuantes na fase pós-crítica, diferindo neste ponto em relação aos restantes
Forma de quantificação da resistência ao corte	É um método em que a resistência ao corte é obtida pela soma de diferentes parcelas calculadas individualmente, ou seja, a soma da resistência crítica com a componente vertical do campo de trações e a componente vertical do campo onde não se desenvolvem trações $V_R = V_{cr} + (V_{\sigma 1} + 2V_{\sigma 2})$	Individualiza a parcela pré-crítica e a parcela pós-crítica na resistência ao corte da alma; Na dedução da contribuição da parcela pós-crítica, é tida em conta a contribuição do mecanismo de quadro associado à formação de quatro rótulas plásticas nos banzos do painel de alma e quantificada a largura da diagonal tracionada da alma	É considerada a contribuição do mecanismo de quadro associado à formação de quatro rótulas plásticas nos banzos do painel de alma, de forma indireta na calibração da resistência ao corte da alma, dada simplesmente por: $V_{ba,Rk} = d \cdot t_w \cdot \tau_{ba}$	Não individualiza explicitamente as duas parcelas pré-crítica e pós-crítica que contribuem para a resistência ao corte da alma $V_{bw,Rd}$; Individualiza apenas a contribuição do mecanismo de quadro associado à formação de quatro rótulas plásticas nos banzos, e permite dessa forma a consideração da contribuição dos banzos $V_{bf,R}$
Válido para almas reforçadas / não reforçadas?	É válido apenas para almas reforçadas transversalmente	É aplicável apenas a almas com reforços transversais; o espaçamento entre reforços transversais deve estar no intervalo ente $1 < a/d < 3$	É aplicável a almas com ou sem reforços transversais	É aplicável a almas com ou sem reforços transversais e/ou longitudinais, sendo o único dos quatro modelos que o permite fazer
Válido para painéis interiores e de extremidade?	É aplicável a painéis intermédios e a painéis de extremidade que sejam rígidos ou não rígidos	É válido para painéis intermédios e de extremidade, mas apenas se os últimos forem rígidos	É aplicável a painéis intermédios e de extremidade rígidos e não rígidos	É válido para painéis intermédios e painéis de extremidade rígidos e não rígidos
Forma de quantificação da resistência ao corte no caso dos painéis de extremidade	Distingue os dois tipos de painéis de extremidade: os rígidos e não rígidos, através uma redução da capacidade resistente do painel não rígido relativamente ao rígido	Apresenta uma formulação ajustada e condições complementares associadas à formação das rótulas plástica para o caso dos painéis de extremidade	Distingue os dois tipos de painéis de extremidade: os rígidos e não rígidos, sendo a resistência do painel não rígido obtida utilizando a tensão crítica do painel de extremidade	Distingue os dois tipos de painéis de extremidade: os rígidos e não rígidos, através da variação do fator de redução χ_w a aplicar à resistência plástica da alma
Simplicidade estrutural e de aplicação?	Compreensível do ponto de vista estrutural, mas mais trabalhoso para aplicar que os métodos M3 e M4	Requer um processo iterativo até se obter o máximo valor resistente ao corte, fazendo variar o ângulo que a diagonal tracionada faz com a horizontal; É um método claro do ponto de vista estrutural mas de todos o mais complexo de aplicar	Carateriza-se por ser um método muito simples de aplicar, embora a calibração da resistência ao corte da alma seja empírica, i.e., não existe um modelo estrutural que o sustente	Carateriza-se por ser um método relativamente simples de aplicar, embora tal como o método M3 a calibração da resistência ao corte da alma seja empírica, i.e., não existe um modelo estrutural que o sustente

4 ESTUDO COMPARATIVO DOS DIFERENTES MODELOS PARA VIGAS DE AÇO

De modo a validar os modelos M1, M2, M3 e M4 apresentados, os seus resultados são comparados com os resultados de ensaios experimentais de vigas de secção soldada encontrados na bibliografia. As campanhas de ensaios cujos resultados são utilizados, e de seguida se caracterizam de forma resumida, foram:

- 1) Do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho (1999), o Eng. Carlos Gomes ensaiou oito vigas de secção composta soldada diferentes, uma das quais com laje de betão, no âmbito do trabalho de investigação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil com o tema “Pontes Mistas: Conceção, Projeto, Execução e Investigação” [10].
- 2) Também em 1999, Sung C. Lee e Chai H. Yoo, docentes na Universidade de Dongguk, da Coreia do Sul, e na Universidade de Auburn, EUA, respetivamente, ensaiaram dez vigas de secção soldada, onde se fez variar diversas dimensões, com o objetivo de validar o seu modelo para vigas metálicas [16].
- 3) Em 2003, N. E. Shanmugam e K. Baskar, da Universidade Nacional de Singapura, desenvolveram uma extensa campanha de ensaios experimentais, onde procuravam estudar a influência da laje de betão na resistência ao esforço transversal da viga de alma cheia [23].

4.1 Apresentação dos ensaios

4.1.1 Ensaio 1 – Universidade do Minho, Portugal

O Eng. Carlos Gomes ensaiou um conjunto de cinco vigas de secção soldada com diversas configurações de reforços transversais, como se apresenta na Figura 4.1. A nomenclatura atribuída é V1 para a viga com reforços transversais apenas junto aos apoios e VT para as vigas com várias configurações de reforços transversais [10]. Foram ainda estudadas vigas reforçadas transversalmente bem como longitudinalmente sendo que estas não são objeto de estudo na presente dissertação. A viga mista do tipo VT1 com uma laje apoiada no banzo superior, é introduzida na secção 5.3.1.

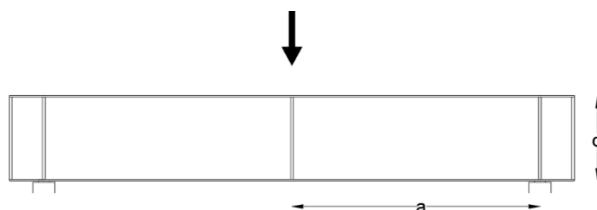


Figura 4.1 – Configuração corrente das vigas do Ensaio 1

Devido à dimensão e à rigidez do pórtico de carregamento, as vigas foram dimensionadas e executadas com um vão de apenas 1.80 m. As dimensões da secção transversal foram escolhidas por forma a garantir que a rotura se desse por encurvadura dos painéis da alma devido ao esforço transversal, à exceção da viga V1 cujo o modo de rotura é por enrugamento da alma. A alma tem 300 mm de altura

e 2 mm de espessura, o que corresponde a uma esbelteza de $\lambda_w=150$. Os banzos têm 100 mm de largura e 5 mm de espessura. Finalmente, os reforços têm 5 mm de espessura. Estas chapas foram soldadas por um cordão contínuo de 3.5 mm de espessura na ligação alma-banzos e na ligação dos reforços. As dimensões da secção das vigas são resumidas na Figura 4.2.

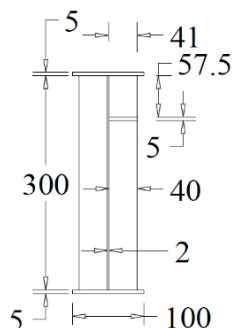


Figura 4.2 – Secção transversal das vigas do Ensaio 1 [dimensões em mm] [10]

Os reforços transversais foram espaçados de 900, 600 e 300 mm por forma a conseguir uma relação entre o afastamento dos reforços e a altura da alma (a/d) de 3, 2 e 1, respetivamente. No Quadro 4.1 são resumidos todos os dados geométricos bem como as tensões de cedência do aço necessárias à estimativa da sua capacidade resistente. Toda a restante informação referente ao pórtico de carregamento, atuadores hidráulicos, células de carga, extensómetros entre outra instrumentação necessária à realização do ensaio é fornecida na referência [10].

Quadro 4.1 – Dimensões e resistências das vigas do Ensaio 1

Viga	d (mm)	a (mm)	a/d	t_w (mm)	t_f (mm)	b_f (mm)	$f_{yf,t}$ (MPa)	$f_{yf,b}$ (MPa)	f_{yw} (MPa)	E_w (GPa)
V1	300	1800	6.0	2.0	5	100	275	275	275	207
VT1	300	900	3.0	2.0	5	100	275	275	275	207
VT2	300	600	2.0	2.0	5	100	275	275	275	207
VT3	300	300	1.0	2.0	5	100	275	275	275	207

4.1.2 Ensaio 2 – Universidade de Dongguk, Coreia do Sul

Foram ensaiadas dez vigas secção soldada com a geometria geral da Figura 4.3. No seu dimensionamento foram adotadas diversas alturas da alma d , espaçamento de reforços a e espessuras t_f e larguras b_f dos banzos. A variação das dimensões dos banzos teve como objetivo avaliar a contribuição da rigidez do banzo para a capacidade resistente da viga ao esforço transversal [16]. Os ensaios tiveram como finalidade validar o modelo proposto por Lee e Yoo em 1998.

Os autores nomearam as dez vigas de G1 a G10, (G corresponde a *girder*). As dimensões da secção transversal foram escolhidas por forma a que a rotura se desse preferencialmente por encurvadura dos painéis da alma. A alma das vigas varia de altura, sendo 400 ou 600 mm, mantendo-se a espessura constante de 4 mm, o que corresponde a ter esbeltezas de $\lambda_w=100$ ou 150. Os banzos têm espessuras de 10, 15 ou 20 mm e largura de 130 ou 200 mm. A resistência de aço utilizado nas almas é diferente

da utilizada nos banzos. O módulo de elasticidade é de 204 GPa. No Quadro 4.2 são apresentadas as diferentes configurações geométricas das dez vigas de secção composta soldada e as respectivas tensões de cedência das almas e dos banzos. Informação adicional sobre os procedimentos dos ensaios é fornecida na referência [16].

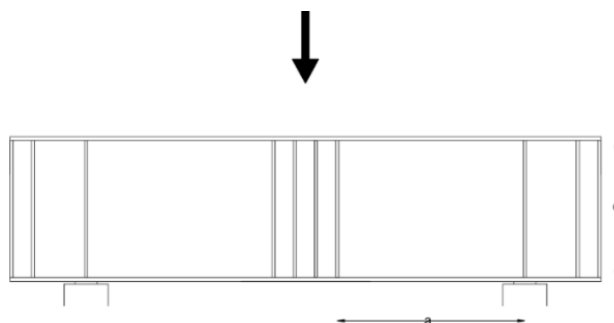


Figura 4.3 – Configuração típica das vigas do Ensaio 2

Quadro 4.2 – Dimensões e resistências das vigas do Ensaio 2

Viga	d (mm)	a (mm)	a/d	t_w (mm)	t_f (mm)	b_f (mm)	$f_{yf,t}$ (MPa)	$f_{yf,b}$ (MPa)	f_{yw} (MPa)	E_w (GPa)
G1	400	400	1.0	4.0	15	130	303.8	303.8	318.5	204
G2	600	600	1.0	4.0	10	200	303.8	303.8	318.5	204
G3	600	600	1.0	4.0	15	200	303.8	303.8	318.5	204
G4	400	600	1.5	4.0	15	130	303.8	303.8	318.5	204
G5	600	900	1.5	4.0	10	200	303.8	303.8	318.5	204
G6	600	900	1.5	4.0	20	200	303.8	303.8	318.5	204
G7	600	1200	2.0	4.0	10	200	303.8	303.8	285.2	204
G8	600	1200	2.0	4.0	15	200	303.8	303.8	285.2	204
G9	400	1200	3.0	4.0	10	130	303.8	303.8	293.0	204
G10	400	1200	3.0	4.0	15	130	303.8	303.8	293.0	204

4.1.3 Ensaio 3 – Universidade Nacional de Singapura, República de Singapura

Em 2003, N. E. Shanmugam e K. Baskar ensaiaram duas vigas de secção soldada metálicas e quatro vigas mistas com 2.4 m de vão, até à rotura. As vigas metálicas, sem laje, serviram como referência ao estudo das vigas mistas [23]. Na Figura 4.4 é representado o procedimento dos ensaios realizados.

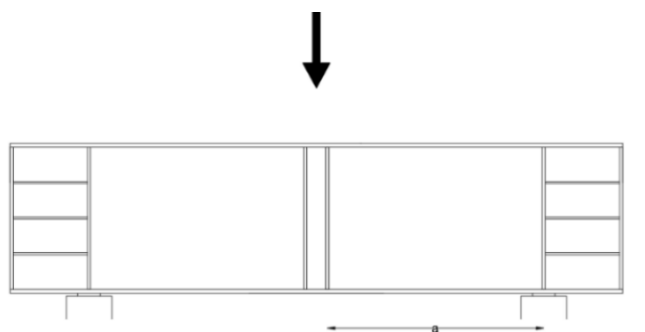


Figura 4.4 – Configuração típica das vigas do Ensaio 3

As vigas designadas de SPG1 e SPG2 (*Steel Plate Girder*), foram dimensionadas com uma relação d/t_w de 250 e 150, respetivamente. Nestas duas vigas metálicas ensaiadas fizeram-se variar dimensões como a largura b_f dos banzos e a espessura da alma t_w . A resistência de aço adotado nas vigas é ligeiramente diferente das almas para os banzos. Informação detalhada relativa ao ensaio e ao seu procedimento encontra-se na referência [23]. No Quadro 4.3 são resumidas as principais geometrias de cada viga.

Quadro 4.3 – Dimensões e resistências das vigas do Ensaio 3

Viga	d (mm)	a (mm)	a/d	t_w (mm)	t_f (mm)	b_f (mm)	$f_{yf,t}$ (MPa)	$f_{yf,b}$ (MPa)	f_{yw} (MPa)	E_w (GPa)
SPG1	750	1141	1.52	3.0	20	200	272	273	286	202
SPG2	750	1141	1.52	5.0	20	260	300	292	275	202

4.2 Comparação dos resultados dos modelos com os resultados experimentais

Nesta secção são comparados os valores da resistência ao corte da alma, provenientes dos ensaios experimentais, com os resultados obtidos pelos quatro modelos apresentados. As resistências obtidas por cada modelo provêm de folhas de cálculo incluídas no Anexo A.

Foi assumido que os momentos fletores e esforços normais nas vigas eram nulos nos painéis de extremidade das vigas, e portanto, as resistências calculadas não são reduzidas devido à presença destes outros esforços. Esta hipótese é necessária nos modelos M2 e M4, como referido em 3.4.3 e 3.4.5, respetivamente. Em consequência, é considerada a totalidade da contribuição dos banzos para a resistência ao corte da alma no método do campo de tensões rodado M4, com o intuito de melhor estimar a capacidade resistente, aproximando os resultados deste modelo dos resultados experimentais.

A comparação de cada modelo com os resultados experimentais é feita em quadros que resumem as razões $V_{\text{experimental}}/V_{\text{modelo}}$, que permitem avaliar a qualidade das estimativas obtidas por cada modelo. Assim, um rácio inferior à unidade está associado a um resultado do modelo superior ao que realmente se verifica no ensaio experimental. Já um rácio superior à unidade corresponde a estimativas dos modelos propostos inferiores ao que se registou nos ensaios.

Finalmente, os painéis de alma de extremidade estudados são rígidos em todos os ensaios realizados. Desta forma, não existem reduções de resistência por incapacidade de os reforços ancorarem a diagonal de tração.

4.2.1 Comparação de resultados para o Ensaio 1

No Quadro 4.4 são apresentados os resultados da carga e do modo de rotura de cada viga ensaiada na Universidade do Minho. Não foram considerados os resultados relativos às vigas reforçadas longitudinalmente e, para já, da viga mista. Os valores da carga de rotura obtidos nos ensaiados são designados $V_{\text{experimental}}$. São também apresentados os valores estimados da resistência ao corte das vigas pelos vários modelos.

Quadro 4.4 – Resultados experimentais e dos modelos para o Ensaio 1

Viga	a/d	$V_{\text{experimental}}$ (kN)	V_{modelo}				Modo de Rotura
			V_{M1} (kN)	V_{M2} (kN)	V_{M3} (kN)	V_{M4} (kN)	
V1	6.0	35.0	36.9	NA	45.8	52.2	Enrugamento
VT1	3.0	55.0	47.0	42.6	47.2	54.7	Encurvadura
VT2	2.0	55.0	56.3	50.8	49.4	57.8	Encurvadura
VT3	1.0	75.0	76.4	73.1	60.0	69.7	Encurvadura

A viga V1 é constituída por reforços transversais apenas nos apoios, ou seja, não tem reforços na zona da aplicação de carga, conduzindo a que a rotura se desse pelo enrugamento da alma em vez de encurvadura da mesma. Também devido a esta distribuição de reforços, a relação a/d é 6, fora do intervalo 1 a 3, o que leva a que o método do campo diagonal de tração (M2) não seja aplicável (indicação no quadro NA). Para esta viga, é o modelo de Basler (M1) o qual melhor estima a capacidade resistente. Já o método atual do EC3-1-5, o método do campo de tensões rodado (M4), é o que estima uma maior resistência.

Para razões a/d iguais ou inferiores a 2, valor comum na prática de projeto, todos os modelos à exceção do método simples pós-crítico (M3), apresentam boas estimativas dos resultados experimentais. Contudo, com o aumento dessa razão os resultados obtidos pelos modelos tornam-se conservativos, à exceção dos valores obtidos pelo modelo M4.

Observa-se, como seria de esperar, o aumento da resistência da viga em função da diminuição do rácio entre o espaçamento dos reforços e a altura da alma (a/d). Isto é, para a mesma altura d da viga, a adoção de um maior número de reforços, resulta numa maior carga de rotura da viga, evidenciando-se o interesse em ter reforços nas vigas de secção soldada. Este facto resulta essencialmente do aumento da resistência pré-crítica das almas, onde o coeficiente de encurvadura k_r é tanto maior quanto menor o afastamento entre reforços transversais (ver secção 3.2).

Nas tabelas do Anexo A apresentam-se valores intermédios necessários ao cálculo do valor resistente da alma ao esforço transversal para cada modelo de cálculo. As variáveis com maior interesse de análise são a tensão atuante na diagonal (σ ou τ), o ângulo da diagonal tracionada com a horizontal

(φ), o coeficiente de encurvadura (k_T), a esbelteza normalizada da alma ($\bar{\lambda}_w$), distância entre rótulas plásticas (C_t e C_c), e o fator de redução (χ_w).

Na Figura 4.5, são mostradas as vigas ensaiadas, sendo visível a sua deformação no final dos ensaios. Assim, as Figura 4.5 (a), (b), (c) e (d) dizem respeito, respetivamente, às vigas V1, VT1, VT2 e VT3. O Quadro 4.5 resume as relações $V_{\text{experimental}}/V_{\text{modelo}}$ para cada modelo.



(a) Viga V1



(b) Viga VT1



(c) Viga VT2



(d) Viga VT3

Figura 4.5 – Aspeto final das vigas ensaiadas [10]

Quadro 4.5 – Avaliação da precisão de cada modelo

Viga	$V_{\text{experimental}}/V_{\text{modelo}}$			
	M1	M2	M3	M4
V1	0.95	NA	0.76	0.67
VT1	1.17	1.29	1.17	1.01
VT2	0.98	1.08	1.11	0.95
VT3	0.98	1.03	1.25	1.08
Média	1.04	1.13	1.18	1.01

Devido à rotura da viga V1 se dar por enrugamento da alma, situação que ocorre antes da encurvadura por corte, os modelos estudados não se aplicam, pois estimam erradamente a carga de rotura. Por este motivo, a razão entre a carga de rotura experimental e a analítica resulta inferior à unidade. Assim, os respetivos dados experimentais são ignorados na nesta análise, nomeadamente no cálculo da média dos resultados de cada modelo (a laranja no Quadro 4.5).

Conclui-se que, no geral, os quatro modelos em estudo apresentam valores de resistência ao corte do lado da segurança, avaliando de forma conservativa a capacidade resistente da viga. Geralmente, o modelo mais preciso é o método do campo de tensões rodado. Já o método simples pós-crítico é o que mais subestima a capacidade da viga ao esforço transversal, onde todos os valores de resistência calculados foram inferiores à resistência real das vigas ensaiadas. A precisão de cada método pode ainda ser representada graficamente na Figura 4.6. Nesta figura, a boa relação entre os ensaios experimentais e os resultados teórico é evidente para os modelos M1, M2 e M4, para a relação a/d menor ou igual a 2. Reforça-se ainda a não validade das estimativas para o ensaio da viga V1, a qual não tem reforços transversais intermédios, e por isso a rotura local da alma ocorre prematuramente e não ocorre por corte.

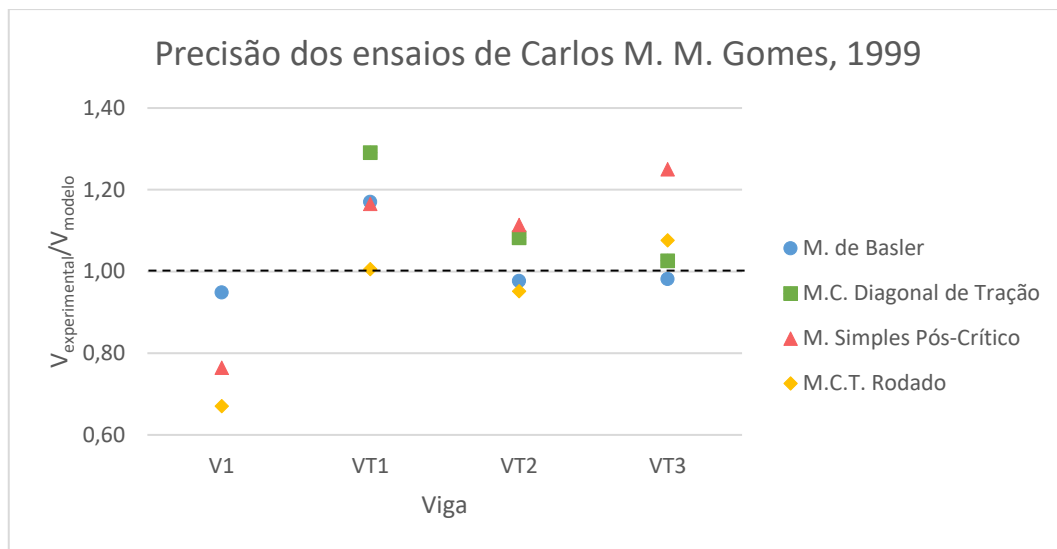


Figura 4.6 – Precisão dos resultados do Ensaio 1

4.2.2 Comparação de resultados para o Ensaio 2

No Quadro 4.6 apresentam-se os valores das resistências ao corte obtidas pelos quatro modelos, para as dez vigas ensaiadas por Sung C. Lee e Chai H. Yoo. São também apresentados os valores experimentais e o modo de rotura das dez vigas ensaiadas. Os resultados reafirmam que o valor resistente da viga ao corte aumenta com a diminuição do rácio a/d , isto é, com adoção de um maior número de reforços transversais. Quando a relação a/d e t_w são constantes, a resistência aumenta com o aumento da área da alma, e com a maior rigidez dos banzos.

O modelo que mais subestima a capacidade resistente da viga é, novamente, o método simples pós-crítico (M3), sendo o valor de resistência geralmente inferior ao valor correspondente dos restantes modelos. O modelo do campo de tensões rodado (M4). permite obter os valores de resistência mais próximos dos valores experimentais. As vigas G9 e G10 não foram consideradas na análise dado que modos de roturas não corresponderam à encurvadura da alma.

Quadro 4.6 – Resultados experimentais e dos modelos para o Ensaio 2

Viga	a/d	$V_{\text{experimental}}$ (kN)	V_{modelo}				Modo de Rotura
			V_{M1} (kN)	V_{M2} (kN)	V_{M3} (kN)	V_{M4} (kN)	
G1	1.0	282.4	266.1	299.3	251.3	294.2	Encurvadura
G2	1.0	332.5	341.5	318.5	256.3	306.1	Encurvadura
G3	1.0	337.4	341.5	348.0	256.3	345.3	Encurvadura
G4	1.5	268.8	250.4	265.5	223.7	260.3	Encurvadura
G5	1.5	286.4	284.7	253.5	223.7	269.1	Encurvadura
G6	1.5	312.8	284.7	304.7	223.7	324.9	Encurvadura
G7	2.0	258.9	229.5	206.7	199.8	236.8	Encurvadura
G8	2.0	276.5	229.5	225.7	199.8	255.9	Encurvadura
G9	3.0	161.8	198.0	197.9	193.4	200.8	Flexão
G10	3.0	194.6	198.0	207.2	193.4	212.0	Flexão e Encurvadura

Relativamente à influência da rigidez dos banzos na capacidade resistente ao corte da viga, é analisada pela comparação dos resultados experimentais das vigas G2 e G3, G5 e G6 e ainda G7 e G8. Pela comparação dos resultados obtidos relativos aos modelos M2 e M4, é interessante constatar que, com o aumento da espessura dos banzos, conseqüentemente da sua rigidez, incrementa a capacidade resistente da viga ao corte. A contribuição mais elevada verifica-se na viga G6 comparativamente à viga G5, onde o aumento de resistência é cerca de 21%, para o método do campo de tensões rodado. Por consulta do Quadro 4.7 é possível quantificar este contributo dos banzos para a resistência ao corte de cada uma das vigas.

Quadro 4.7 – Influência dos banzos no Ensaio 2

Viga	a/d	t_i/t_w	$M_{Ed,max}/M_{pl,Rd}$	$V_{\text{experimental}}$ (kN)	Diferença (%)
G2	1.0	2.50	0.63	332.5	1.5
G3	1.0	3.75	0.46	337.4	
G5	1.5	2.50	0.72	286.4	8.5
G6	1.5	5.00	0.44	312.8	
G7	2.0	2.50	0.75	258.9	6.3
G8	2.0	3.75	0.57	276.5	

Assim, é possível concluir que, na prática, o contributo dos banzos não é tão significativo quanto os modelos previram. Para os ensaios realizados, este contributo varia de aproximadamente 2 a 9%. No Anexo A apresentam-se alguns valores intermédios essenciais ao cálculo da resistência ao corte para cada modelo. Na Figura 4.7 são apresentadas as vigas de secção soldada testadas após atingida a

carga de rotura. É visível a deformação diagonal que se forma na fase pós-crítica bem como, para alguns exemplares, a deformação nos banzos.

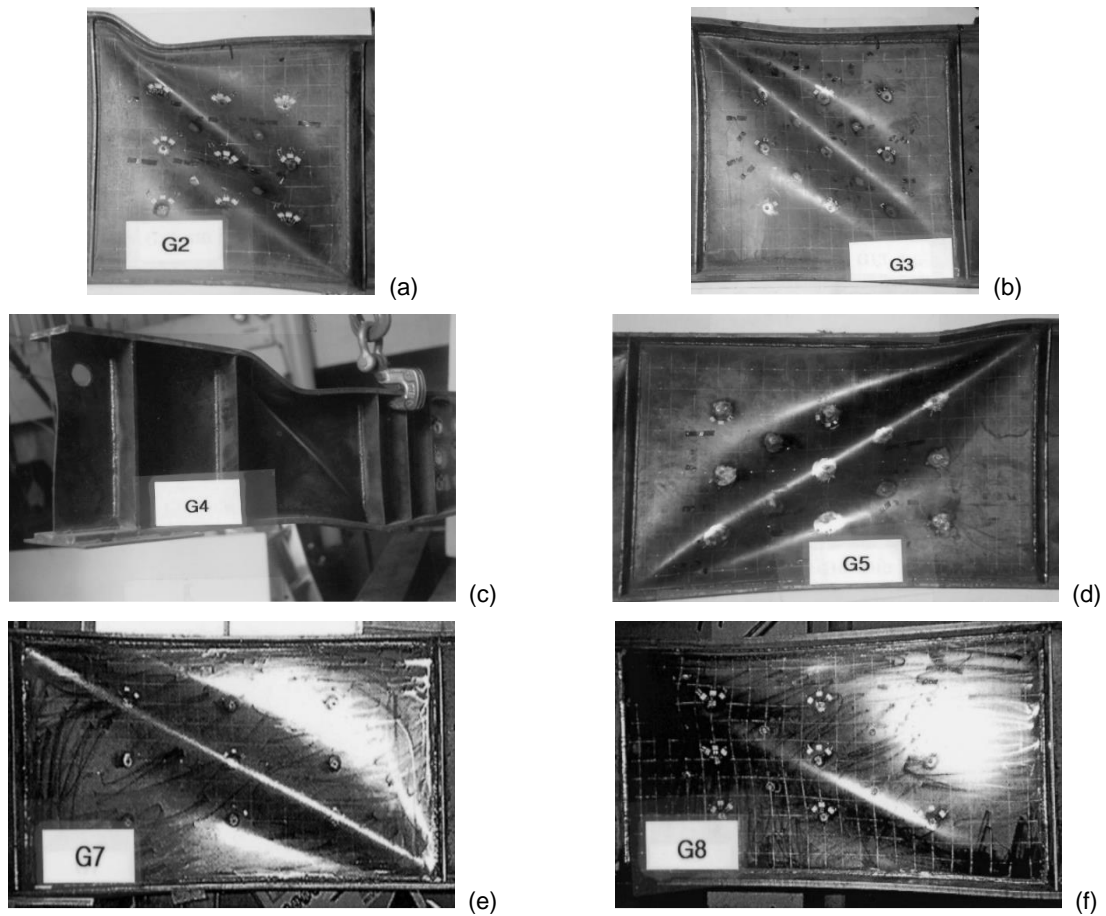


Figura 4.7 – Aspeto final das vigas dos ensaios 2 [16]

Como é possível observar na Figura 4.8 (a), a rotura da viga G9 deu-se por encurvadura e cedência do banzo comprimido. Já a rotura da viga G10 foi devida à ação combinada de corte com momento fletor (Figura 4.8 (b)).

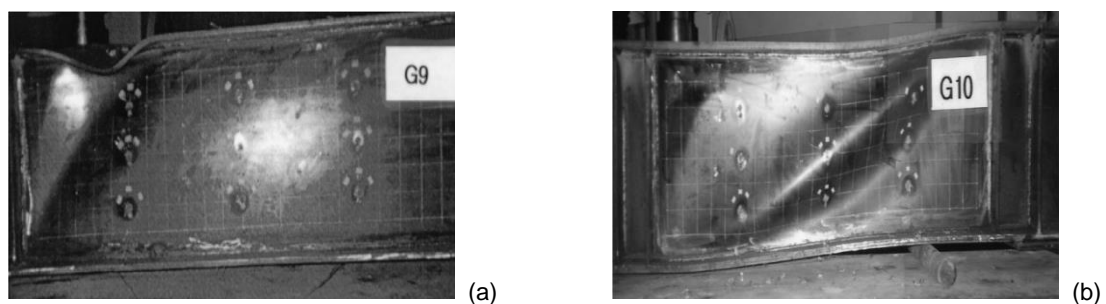


Figura 4.8 – Aspeto final das vigas com diferente modo de rotura [16]

De modo a melhor avaliar a precisão de cada modelo em estudo, o Quadro 4.8 apresenta a relação $V_{\text{experimental}}/V_{\text{modelo}}$.

Quadro 4.8 – Avaliação da precisão de cada modelo

Viga	$V_{\text{experimental}}/V_{\text{modelo}}$			
	M1	M2	M3	M4
G1	1.06	0.94	1.12	0.96
G2	0.97	1.04	1.30	1.09
G3	0.99	0.97	1.32	0.98
G4	1.07	1.01	1.20	1.03
G5	1.01	1.13	1.28	1.06
G6	1.10	1.03	1.40	0.96
G7	1.13	1.25	1.30	1.09
G8	1.20	1.22	1.38	1.08
G9	0.82	0.82	0.84	0.81
G10	0.98	0.94	1.01	0.92
Média	1.07	1.08	1.29	1.03

Note-se que, devido à pequena discrepância verificada entre os vários resultados obtidos por cada modelo, considera-se adequado o cálculo da precisão média de cada modelo. Assim, o valor médio do rácio $V_{\text{experimental}}/V_{\text{modelo}}$ tem em conta apenas as vigas que cederam por encurvadura lateral da alma devido ao esforço transversal e varia entre 1.03 e 1.29. Continua o modelo mais preciso a ser o modelo do campo de tensões rodado, resultando, em média, valores muito próximos da carga de rotura real da viga de secção soldada. Já o método simples pós-crítico é, novamente, o método mais conservativo na avaliação da capacidade resistente da viga ao corte.

Destacam-se ainda as excelentes estimativas obtidas pelos modelos de Basler e do campo diagonal de tração para relações a/d iguais ou inferiores a 1.5, com valores médios da razão $V_{\text{experimental}}/V_{\text{modelo}}$ de aproximadamente 1.03 e 1.02, respetivamente. Para uma relação a/d superior a 1.5, os resultados destes modelos afastam-se de certa forma dos experimentais, obtendo-se resultados demasiado conservativos, como é possível verificar no Quadro 4.6 e Quadro 4.8.

A precisão pode ainda ser analisada graficamente pela Figura 4.9, onde a precisão do método do campo de tensões rodado pode ser visualizada, bem como a grande discrepância dos valores dos modelos obtidos pelo método simples pós-crítico comparativamente aos valores experimentais. É ainda visível, devido à razão $V_{\text{experimental}}/V_{\text{modelo}}$ das vigas G9 e G10, que os quatro modelos em estudo são apenas aplicáveis quando o modo de rotura da viga é a encurvadura da alma devido ao esforço transversal, e não outro modo de rotura, não previsto pelos modelos.

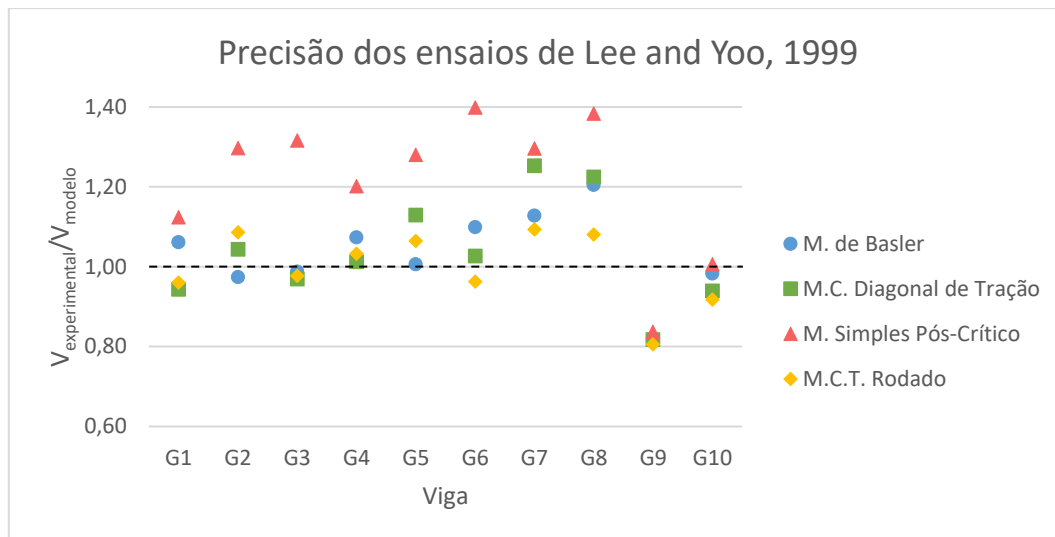


Figura 4.9 – Precisão dos resultados do Ensaio 2

4.2.3 Comparação de resultados para o Ensaio 3

No Quadro 4.9, são apresentados os valores obtidos da resistência ao corte, por cada um dos quatro modelos, para as vigas de secção soldada ensaiadas na Universidade Nacional de Singapura, bem como os valores experimentais e o modo de rotura das duas vigas.

Quadro 4.9 – Resultados experimentais e dos modelos para o Ensaio 3

Viga	a/d	$V_{\text{experimental}}$ (kN)	Bordos	V_{modelo}				Modo de Rotura
				V_{M1} (kN)	V_{M2} (kN)	V_{M3} (kN)	V_{M4} (kN)	
SPG1	1.52	244.0	Apoiados	202.9	202.3	118.9	204.5	Encurvadura
			Encastrados	217.9	221.2	150.9	234.4	
SPG2	1.52	402.5	Apoiados	396.0	406.5	322.1	432.0	Encurvadura

Para a viga SPG1, os resultados dos modelos mostram-se bastante diferentes do resultado experimental. Contudo, observando que a alma tem apenas 3 mm e que está ligada na horizontal a banzos de 20 mm e na vertical existem reforços de 16 mm muito próximos entre si, a hipótese de obter a carga crítica com um modelo de painel simplesmente apoiado pode estar mais longe da realidade. Nesse sentido, obtiveram-se as resistências ao esforço transversal considerando um painel encastrado. Verifica-se que, neste caso, os resultados dos modelos estão mais próximos do resultado do ensaio, mas ainda em qualquer caso inferiores.

Apesar da pequena amostra, é possível concluir que o método simples pós-crítico (M3) volta a ser o modelo que avalia de forma mais conservativa a capacidade resistente da viga ao corte, quando comparado com os outros modelos. É também interessante constatar que, para a mesma altura da alma $d=750$ mm, uma variação de 2 mm (de 3 para 5 mm) da espessura da alma, aliada ao aumento

da largura do banzo de 60 mm (de 200 para 260 mm), duplicou a estimativa resistência ao corte da alma fornecida pelos modelos. Na Figura 4.10 é visível a deformação final da viga SPG1.

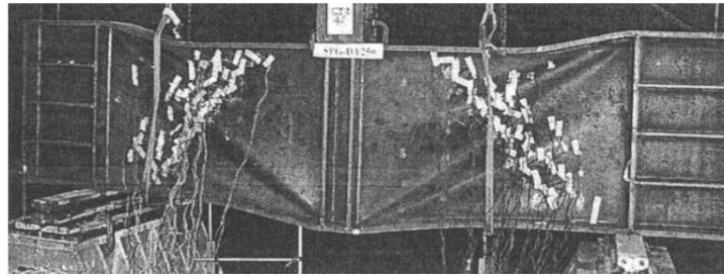


Figura 4.10 – Aspeto final da viga SPG1 [23]

Com o objetivo de avaliar a precisão dos resultados de cada modelo, é apresentada no Quadro 4.10 a razão $V_{\text{experimental}}/V_{\text{modelo}}$. Embora apresente uma precisão inferior à unidade, o modelo do campo de tensões rodado é novamente o mais rigoroso. O modelo de Basler e do campo diagonal de tração apresentam também boas estimativas. O método simples pós-crítico, uma vez mais é o que mais se afasta dos resultados experimentais, apresentando valores sempre conservativos. A precisão dos resultados é avaliada de forma gráfica na Figura 4.11.

Quadro 4.10 – Avaliação da precisão dos resultados de cada modelo

Viga	Bordos	$V_{\text{experimental}}/V_{\text{modelo}}$			
		M1	M2	M3	M4
SPG1	Encastrados	1.12	1.10	1.62	1.04
SPG2	Apoiados	1.02	0.99	1.25	0.93
Média		1.07	1.05	1.43	0.99

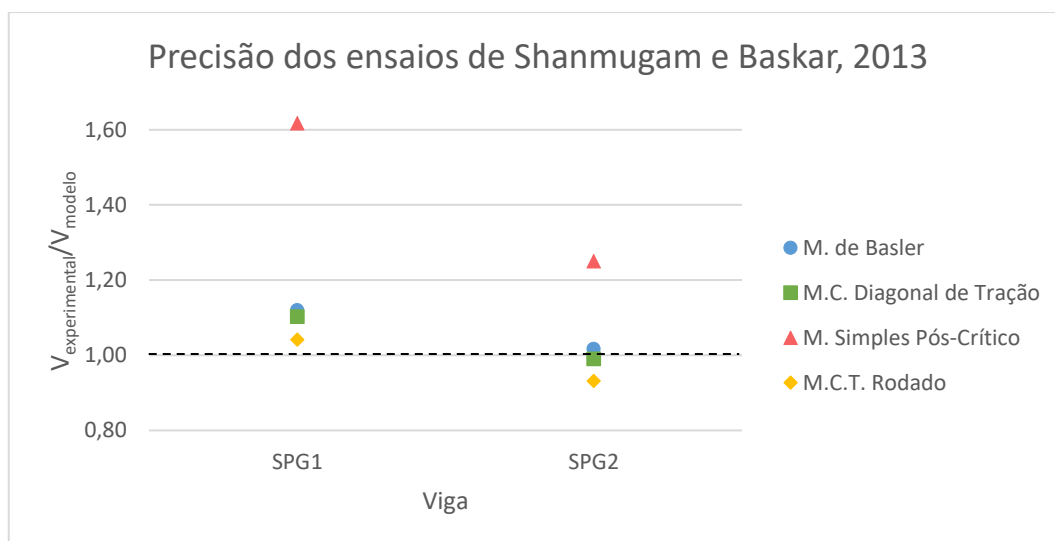


Figura 4.11 – Precisão dos resultados do Ensaio 3

4.3 Considerações finais sobre os resultados

O modelo de Basler (M1), apesar da época em que foi desenvolvido e das simplificações assumidas para a sua utilização, como por exemplo o facto de o campo diagonal de tração apenas se ancorar nos reforços transversais, mostra-se ser bastante rigoroso na previsão da resistência ao corte das vigas. Este modelo, para os ensaios realizados, têm uma precisão média de aproximadamente 1.06, aproximando-se por isso bastante bem as estimativas da capacidade real das vigas ensaiadas, e maioritariamente do lado da segurança.

O método do campo diagonal de tração (M2) é relativamente rigoroso na estimativa da resistência ao corte das vigas, com uma precisão média de 1.08, embora a complexidade na sua aplicação (nomeadamente no processo iterativo associado ao cálculo da inclinação da diagonal tracionada que conduz ao máximo da resistência pós-crítica), dificulte a sua aplicabilidade.

Em contrapartida, o modelo simples pós-crítico (M3), sendo de muito simples aplicação, subestima muito a capacidade resistente das vigas ao corte, obtendo-se sistematicamente valores demasiado conservativos, o que conduz ao sobredimensionamento das almas das vigas. A precisão média deste método é de 1.28.

Finalmente, o método do campo de tensões rodado (M4), verifica-se ser o mais rigoroso, aliando a simplicidade de aplicação, a resultados bastante próximos do valor resistente ao corte das vigas ensaiadas. A precisão média é cerca de 1.02, o que evidencia de alguma forma o interesse em considerar a pequena contribuição dos banzos para a resistência ao esforço transversal da viga. Sem a contabilização desta contribuição o valor médio da precisão não era tão próximo da unidade, conduzindo a resultados um pouco mais conservativos.

O gráfico da Figura 4.12 resume a precisão dos resultados para os três grupos de vigas ensaiadas.

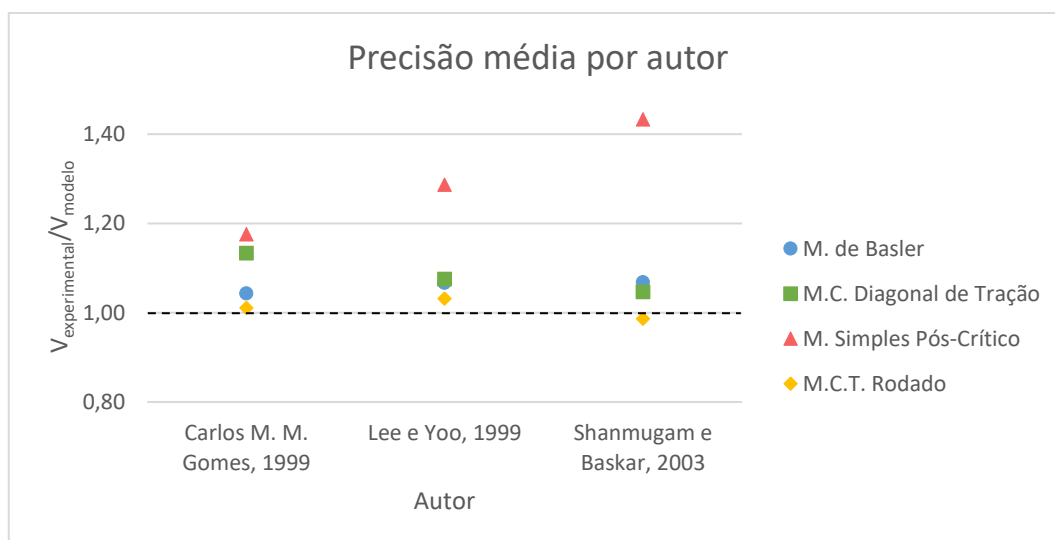


Figura 4.12 – Precisão média dos modelos em relação aos ensaios

5 GENERALIZAÇÃO DOS MODELOS AO CASO DE SECÇÕES MISTAS AÇO-BETÃO

5.1 Considerações gerais

Em tabuleiros de pontes e pisos de edifícios, as vigas de secção soldada suportam correntemente pavimentos formados por lajes de betão armado. Embora seja evidente que as vigas de secção soldada, conectadas a uma laje de betão armado através de conectores soldados ao banzo superior da viga, tornam o conjunto mais resistente e mais rígido, em relação à estrutura portante formada apenas pelas vigas, as normas atuais ignoram na avaliação da resistência ao esforço transversal o comportamento misto da secção, assumindo que são apenas as vigas metálicas que resistem ao esforço transversal. Esta hipótese conduz, em geral, a um dimensionamento conservativo [24].

É contudo evidente que, no caso em que se tem a laje simplesmente apoiada sobre o banzo superior, isto é, sem recurso aos conectores, a viga deve ser dimensionada desprezando a contribuição da laje de betão. Neste caso a viga e a laje funcionam de forma independente ocorrendo um descolamento relativo entre elas, como representado na Figura 5.1 (a). Quando a laje está conectada à viga, pode ser tida em conta a contribuição mista da secção que aumenta a resistência à flexão, e também ao esforço transversal, aumentando a largura do campo diagonal de trações da alma, e contribuindo com a resistência ao esforço transversal da própria laje para a resistência última da secção, conforme é visível na Figura 5.1 (b) [25].

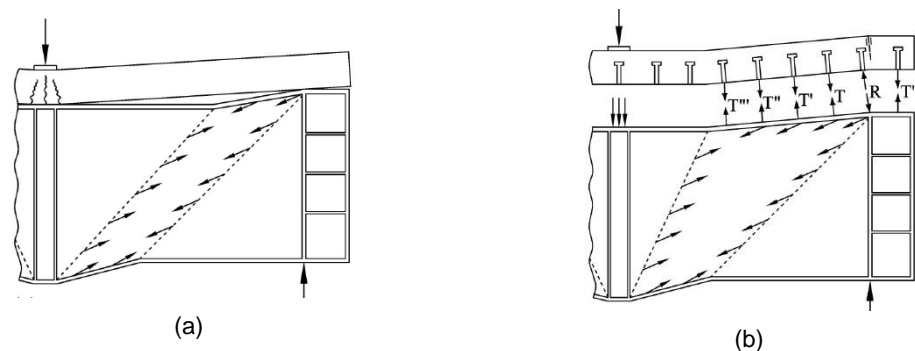


Figura 5.1 – Ação mista aço-betão numa viga de secção composta mista [25]

De facto, nas vigas de secção soldada mistas, o campo diagonal de tensões da alma altera-se significativamente devido à ação mista entre a viga e a laje. O comportamento ao longo do processo de carregamento, desde a fase elástica até à rotura, é diferente do descrito para uma viga isolada, e a resistência ao corte é mais elevada. Este incremento deve-se no caso da viga mista:

- ✓ Ao aumento da largura do campo diagonal de trações devido à maior distância entre as rótulas plásticas que se formam no banzo conectado à laje, devido ao aumento da sua resistência, quando comparado à distância entre rótulas plásticas no outro banzo;
- ✓ À resistência da laje de betão ao esforço transversal, função da classe do betão, da armadura da laje e dos conectores que garantem a ligação.

Alguns, poucos, estudos realizados investigaram o comportamento das vigas mistas ao corte e flexão, procurando distinguir a fase elástica e plástica. Allison et al. (1982) conduziu uma investigação experimental em vigas de secção soldada mistas sob o efeito combinado de esforço transversal e momento negativo. Uma viga de secção soldada metálica e cinco mistas foram testadas a partir das quais, com base nos resultados, foram propostas equações para determinar a carga de rotura da viga mista [26]. Estudos experimentais realizados por Porter and Cherif (1987) [27] e prosseguidos por Narayanan et al. (1989) testaram até à rotura oito vigas mistas de secção soldada com aberturas retangulares nas almas, e propuseram equações para prever a carga última desse tipo de vigas [28]. Roberts and Al-Amery (1991) também conduziram diversos ensaios experimentais em vigas mistas de secção soldada com aberturas na alma, tendo concluído que os conectores são os elementos fundamentais para assegurar o comportamento misto sob a ação de um esforço transversal [29]. Ainda Shanmugam and Baskar [23] prosseguiram os estudos anteriormente realizados em 2003, propondo em 2012, um modelo para prever a resistência ao corte de vigas mistas [25], [30]. Em 2015, M. Y. M. Yatim, N. E. Shanmugam e W. H. Wan Badaruzzaman propuseram também um modelo de cálculo para estimar a resistência última de uma viga mista de secção composta [31], [32].

5.2 Contribuição da laje – Esquema de funcionamento

Com base na observação dos ensaios realizados e na informação dos modelos de elementos finitos desenvolvidos por N. E. Shanmugam e K. Baskar, concluiu-se que a viga mista de secção soldada apresenta por quatro fases distintas até atingir a rotura, como ilustrado na Figura 5.2.

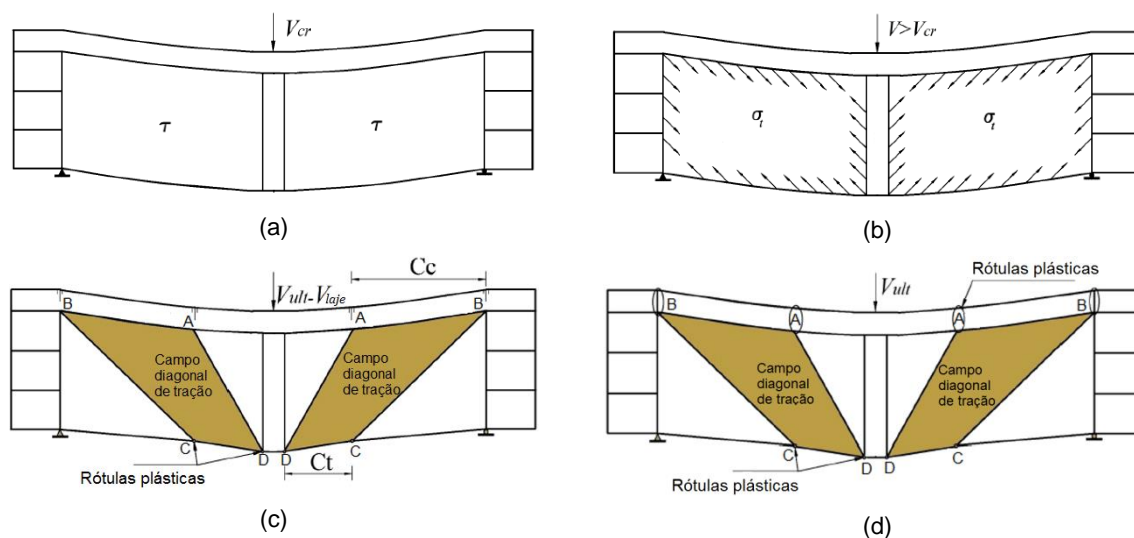


Figura 5.2 – Quatro fases do mecanismo de resistência da alma. Adaptado de [30]

Assim, na primeira fase (a), as tensões de tração e de compressão são desenvolvidas até atingir a tensão crítica da alma, levando à formação à sua encurvadura e à formação de um novo mecanismo de resistência na alma. Neste ponto, qualquer esforço adicional passa a ser resistido pelo campo diagonal de tração, correspondente à fase (b). Após a encurvadura lateral da alma, o esforço atuante aumenta até o limite correspondente a se atingir a tensão de cedência do aço no campo diagonal da alma, em que se formam as rótulas plásticas nos banzos superior e inferior, associado à fase (c). Como

o banzo superior está conectado à laje por meio de conectores, este campo diagonal de tração que se desenvolve na alma é em parte ancorado à laje de betão. Assim, devido à maior rigidez relativa do banzo misto, o comprimento entre as rótulas A e B, que corresponde à distância C_c , é maior do que o comprimento entre as rótulas C e D, relativo à distância C_t , o que conduz a uma maior capacidade pós-crítica resistente por parte da viga mista. Até à rotura existe ainda o contributo da laje de betão para a resistência última da viga mista. Atinge-se a fase (d) quando a fendilhação da laje for excessiva, correspondente à formação das rotulas plástica na rotura. Conclui-se assim, que o comportamento misto da secção se traduz numa maior capacidade de carga por parte da viga mista quando comparado com a viga de secção soldada não mista [30].

É importante referir que, numa secção mista onde a laje está conectada ao banzo comprimido, o contributo desta para a resistência ao corte da viga é consideravelmente superior quando comparado com a situação em que a laje está tracionada. Este facto deve-se maioritariamente à perda de capacidade resistente do betão fendilhado devido ao esforço de tração atuante, que se traduz numa resistência da laje ao esforço transversal muito reduzida e simultaneamente numa menor capacidade para ancorar o campo diagonal de tração.

Foram desenvolvidos dois modelos distintos para a avaliação da resistência ao esforço transversal de vigas mistas de secção soldada, considerando a contribuição da laje, que se apresentam de seguida.

5.2.1 Modelo 1 de avaliação da contribuição da laje (ML1)

Este modelo foi desenvolvido por S. F. Darehshouri, N. E. Shanmugam e S. A. Osman e publicado num artigo do *Journal of Structural Engineering* ASCE em março de 2012, com o título "Collapse Behaviour of Composite Plate Girders Loaded in Shear" [25].

O principal objetivo do trabalho desenvolvido na Malásia foi a formulação de um modelo de avaliação da resistência ao corte de vigas mistas de secção soldada, em conjunto com um momento fletor positivo, isto é, para a situação em que a laje de betão dá o contributo máximo para a resistência por estar comprimida. O modelo proposto foi validado por comparação com resultados experimentais, realizados por N. E. Shanmugam e K. Baskar em 2003 [23], e ainda recorrendo a modelos numéricos utilizando um método de elementos finitos.

Neste modelo, a carga última da viga mista de secção soldada pode ser considerada como a capacidade resistente combinada da viga de aço (V_s), dada pela soma da parcela crítica com a parcela pós-crítica, e da laje de betão (V_c). Assim, estas duas componentes podem ser calculadas em separado e somadas de forma a obter o esforço resistente da viga mista. Cada uma destas componentes é introduzida de seguida.

A. Capacidade resistente ao corte da viga metálica (V_s)

O método proposto para determinar a capacidade resistente da alma da viga é similar ao modelo de Cardiff [33]. Este não faz parte dos quatro modelos apresentados no Capítulo 3, no entanto trata-se de

um modelo semelhante ao método do campo diagonal de tração (M2), onde a capacidade resistente da alma pode ser estimada, mediante um processo iterativo, com recurso às distâncias entre rótulas plásticas.

Durante a fase linear, o painel da alma é assumido como simplesmente apoiado nos quatro bordos. Apesar das condições de fronteira reais serem função da rigidez dos banzos e dos reforços, esta simplificação é conservativa como já referido em 3.2. Assim, a parcela crítica é obtida pela eq. (3.2), desenvolvida por Timoshenko.

Assim, após atingida a capacidade crítica, desenvolve-se uma membrana de tração de certa dimensão com uma inclinação ótima que necessitam de ser determinadas, como representado na Figura 5.3. Segundo Porter et al. a tensão atuante σ_t nessa membrana é dada pela eq. (3.28) na sua forma completa.

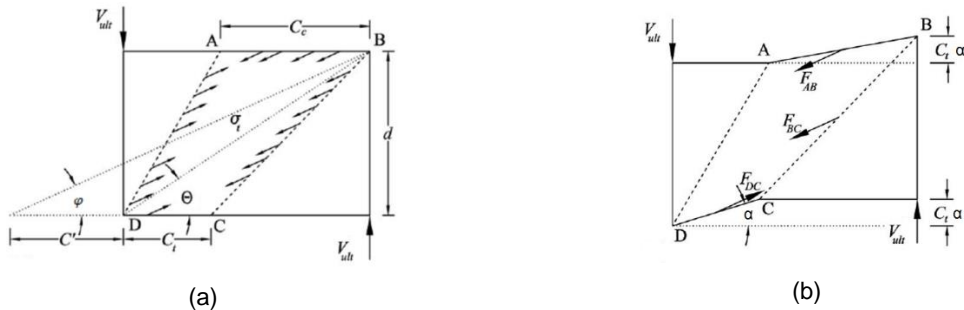


Figura 5.3 – Mecanismo de resistência pós-crítica. Adaptado de [23]

Com o objetivo de determinar a carga última do painel da alma, aplica-se o Princípio dos Trabalhos Virtuais à viga na rotura. Assim, a região ABCD é substituída por um campo de trações diagonal, de inclinação φ , como ilustrado na Figura 5.3 (a). Considere-se agora uma rotação α na rótula plástica D, a qual produz um deslocamento $C_t \cdot \alpha$ em C e B, como sugerido na Figura 5.3 (b). Desta forma a rótula plástica em A tem uma rotação correspondente a $C_t \cdot \alpha / C_c$. Durante a aplicação da rotação, a face BC terá um deslocamento de $C_t \cdot \alpha$, sendo que o deslocamento médio dos banzos é $C_t \cdot \alpha / 2$. Apenas as tensões nas faces AB, BC e DC contribuem para a realização de trabalho, assim, durante a aplicação do princípio, a face AD não produz trabalho, mantendo-se estacionária. As tensões da membrana podem ser representadas pela sua força resultante, dadas por:

$$F_{AB} = \sigma_t \cdot t_w \cdot C_c \cdot \sin \varphi \quad (5.1)$$

$$F_{DC} = \sigma_t \cdot t_w \cdot C_t \cdot \sin \varphi \quad (5.2)$$

$$F_{BC} = \sigma_t \cdot t_w \cdot (C' + C_t) \cdot \sin \varphi = \sigma_t \cdot t_w \cdot (d \cdot (\cot \varphi - \cot \theta)) \cdot \sin \varphi \quad (5.3)$$

$$F_{AD} = 0 \quad (5.4)$$

onde θ representa o ângulo que a diagonal do painel faz com a horizontal e φ a inclinação do campo de tensões σ_t .

Somando o trabalho das forças internas associado à plastificação das quatro rótulas e o trabalho exterior realizado pelas forças resultantes da membrana de tração e da força V_{ult} obtém-se:

$$V_{ult} \cdot (C_t \cdot \alpha) = 2M_p \cdot (\alpha) + 2M_{pn} \left(\frac{C_t \cdot \alpha}{C_c} \right) + F_{BC} \cdot \sin \varphi \cdot (C_t \cdot \alpha) + F_{AB} \cdot \sin \varphi \cdot \left(\frac{C_t \cdot \alpha}{2} \right) - F_{DC} \cdot \sin \varphi \cdot \left(\frac{C_t \cdot \alpha}{2} \right) \quad (5.5)$$

onde M_p é o momento plástico do banzo em tração e M_{pn} o momento plástico do banzo em compressão. Substituindo as equações (5.1), (5.2), (5.3) e (5.4) e dividindo os dois membros por $C_t \cdot \alpha$ na eq. (5.5), resulta o esforço transversal que o campo de trações consegue suportar, dado por:

$$V_{ult} = \frac{2M_p}{C_t} + \frac{2M_{pn}}{C_c} + \sigma_t \cdot t_w \cdot C_t \cdot \sin^2 \varphi + \sigma_t \cdot t_w \cdot d \cdot (\cot \varphi - \cot \theta) \cdot \sin^2 \varphi + \frac{1}{2} \cdot \sigma_t \cdot t_w \cdot C_c \cdot \sin^2 \varphi - \frac{1}{2} \cdot \sigma_t \cdot t_w \cdot C_t \cdot \sin^2 \varphi \quad (5.6)$$

Pelo facto de ainda não serem conhecidas as variáveis C_t e C_c , ainda não é possível estimar a capacidade do painel da alma. Assim, por equilíbrios dos banzos superior e inferior e com recurso a um diagrama de corpo livre dos mesmos, como ilustrado na Figura 5.4, as distâncias entre rótulas podem ser determinadas.

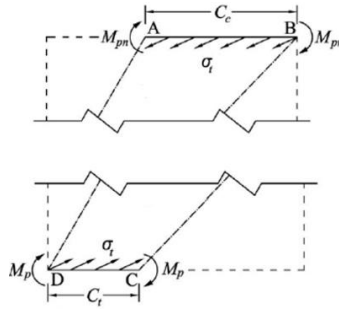


Figura 5.4 – Diagrama de corpo livre da alma na fase pós-crítica Adaptado de [23]

Para um dos banzos, a rótula plástica interior forma-se na zona de maior momento fletor, correspondente à secção de esforço transversal nulo. Por exemplo, fazendo equilíbrio de momentos em torno de D, para a secção CD, e em seguida substituindo nele a eq. (5.2) vem:

$$2M_p = \frac{1}{2} \cdot F_{DC} \cdot C_t \cdot \sin \varphi = \frac{1}{2} \cdot \sigma_t \cdot t_w \cdot C_t^2 \cdot \sin^2 \varphi \quad (5.7)$$

No entanto, o banzo superior da viga metálica está conectado à laje de betão, comportando-se como uma secção mista. Por este motivo, o momento plástico M_{pn} nesta secção é diferente do obtido pelo momento em D e C. Assim, com o aumento da carga, desenvolve-se a rótula plástica em A. A expressão para o M_{pn} pode ser obtida pelo equilíbrio de momentos em torno de B para a secção AB, sendo esta dado pela eq. (5.8).

$$2M_{pn} = \frac{1}{2} \cdot F_{AB} \cdot C_c \cdot \sin \varphi = \frac{1}{2} \cdot \sigma_t \cdot t_w \cdot C_c^2 \cdot \sin^2 \varphi \quad (5.8)$$

Substituindo as Equações (5.7) e (5.8) na eq. (5.6), vem que finalmente:

$$V_{ult} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_t \cdot t_w \cdot C_t \cdot \sin^2 \varphi + \frac{1}{2} \cdot \sigma_t \cdot t_w \cdot C_c \cdot \sin^2 \varphi + \sigma_t \cdot t_w \cdot C_t \cdot \sin^2 \varphi + \sigma_t \cdot t_w \cdot d \cdot (\cot \varphi - \cot \theta) \cdot \sin^2 \varphi + \frac{1}{2} \cdot \sigma_t \cdot t_w \cdot C_c \cdot \sin^2 \varphi - \frac{1}{2} \cdot \sigma_t \cdot t_w \cdot C_t \cdot \sin^2 \varphi \quad (5.9)$$

em que esta eq. (5.9) pode ser representada de forma simplificada pela eq. (5.10)

$$V_{ult} = (C_t + C_s) \cdot \sigma_t \cdot t_w \cdot \sin^2 \varphi + \sigma_t \cdot t_w \cdot d \cdot (\cot \varphi - \cot \theta) \cdot \sin^2 \varphi \quad (5.10)$$

onde as distâncias entre rótulas plásticas C_c , análoga à eq. (3.30), e C_t podem ser obtidas a partir das equações (5.11) e (5.12)

$$C_c = \frac{2}{\sin \varphi} \cdot \sqrt{\frac{M_{pn}}{\sigma_t \cdot t_w}} \quad (5.11)$$

$$C_t = \frac{2}{\sin \varphi} \cdot \sqrt{\frac{M_p}{\sigma_t \cdot t_w}} \quad (5.12)$$

em que M_p representa o momento fletor plástico do banzo metálico em tração, dado por $M_p = f_{yf} \cdot b_f \cdot t_f^2$. Já o momento plástico do banzo misto é calculado na secção B da Figura 5.4. Nesta secção, sobre o apoio de extremidade, a laje está tracionada (ver Figura 5.1 b)), sendo o momento plástico dado pela eq. (5.13)

$$M_{pn} = \frac{F_f}{2 \cdot t_f} \cdot \left[Y^2 + (t_f - Y)^2 \right] + (F_{rt} \cdot d_{rt} + F_{rb} \cdot d_{rb}) \quad (5.13)$$

na qual d_{rt} e d_{rb} correspondem à distância do centro de gravidade da armadura superior e inferior, respetivamente, à linha neutra. É ainda assumida que a linha neutra plástica se localiza no banzo superior da viga, sendo que Y representa a distância do topo do banzo superior até à mesma, dada por:

$$Y = \left(\frac{t_f}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{F_{rt} + F_{rb}}{F_f} \right) \quad (5.14)$$

A força resultante das tensões nas armaduras ordinárias da laje de betão são designadas, respetivamente, por F_{rt} a força na armadura superior e F_{rb} a tensão na armadura inferior. Já a força no banzo é representada por F_f . Estas são dadas por:

$$F_{rt} = f_{yr} \cdot A_{rt} \quad (5.15)$$

$$F_{rb} = f_{yr} \cdot A_{rt} \quad (5.16)$$

$$F_f = f_{yf} \cdot b_f \cdot t_f \quad (5.17)$$

onde A_{rt} e A_{rb} representam a área de armadura superior e inferior, respetivamente. Já f_{yr} e f_{yf} são, respetivamente, as tensões de cedência das armaduras ordinárias e a tensão de cedência do banzo. Todas estas variáveis são exemplificadas na Figura 5.5 (a) e (b).

Por forma a garantir que o momento fletor plástico negativo ocorre no banzo misto, é imperativo ancorar a laje de betão na secção do apoio de extremidade. Caso tal não suceda, a laje de betão não contribui

para o momento plástico resistente M_{pn} e, por consequência, a carga de rotura do campo diagonal de tração é igual da obtida pelo modelo de Cardiff, isto é, $C_c = C_t$.

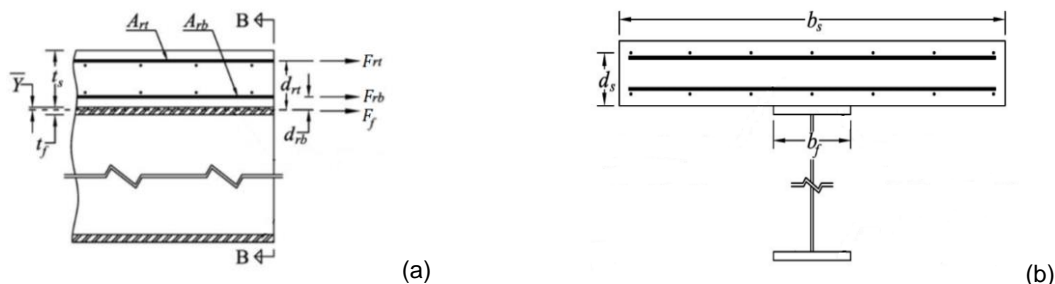


Figura 5.5 – Geometria e armaduras do banzo superior misto [21]

Finalmente, a resistência total do painel da alma é obtida pela soma dada pela eq. (5.18)

$$V_s = \tau_{cr} \cdot t_w \cdot d + (C_t + C_s) \cdot \sigma_t \cdot t_w \cdot \sin^2 \varphi + \sigma_t \cdot t_w \cdot d \cdot (\cot \varphi - \cot \theta) \cdot \sin^2 \varphi \quad (5.18)$$

onde todos os termos dependem de uma única variável – o ângulo do campo diagonal de tração φ . O valor ótimo do ângulo pode ser determinado por meio de um processo iterativo com o objetivo de obter o valor máximo da resistência ao corte. Como primeira iteração sugere-se a adoção de $\varphi=2/3\theta$, ou conservativamente, $\varphi=0.6\theta$, sendo estes os valores recomendados para a aplicação do método de Cardiff. De notar que a eq. (5.18) é equivalente à eq. (3.24) não considerando o fator multiplicativo de 0.90 na parcela da resistência pós-crítica. Assim, simplificada V_s pode ser representado pela eq. (5.19), onde a largura da diagonal de tração g é dada pela eq. (3.29).

$$V_s = \tau_{cr} \cdot t_w \cdot d + g \cdot t_w \cdot \sigma_t \cdot \sin \varphi \quad (5.19)$$

B. Capacidade resistente da laje de betão (V_c)

Diversos investigadores concluíram que o comportamento misto função do nível de conexão entre a viga metálica e a laje de betão armado. Esta conexão é proporcionada por conectores soldados ao banzo superior da viga metálica. O modo de rotura por esforço transversal depende de fatores como a distribuição, espaçamento e dimensões dos conectores, da classe de betão entre outras propriedades dos materiais constituintes da secção. Note-se ainda que o presente modelo é apenas aplicável em contexto de conexão total. Devido à grande variedade de combinações possíveis destes parâmetros, não é fácil prever o comportamento da viga mista ao corte.

Contudo, com o objetivo de estimar o contributo da laje de betão para a resistência ao esforço transversal, o vão da viga é dividido em duas zonas distintas. As zonas B são onde as descontinuidades entre a laje e a viga são mínimas ou nulas, já as regiões D são em que se manifestam maiores descontinuidades, como ilustrado na Figura 5.6.

Na zona D os conectores estão situados sobre o campo diagonal de tração, onde a resistência do betão é função do espaçamento longitudinal l entre conectores e a sua altura h_n . Para rácios l/h_n inferiores a 2, o funcionamento desta região assemelha-se ao de uma viga de betão armado. Assim, para analisar

esta região um modelo escoras e tirantes pode ser utilizado, tal como no dimensionamento de uma viga de betão armado.

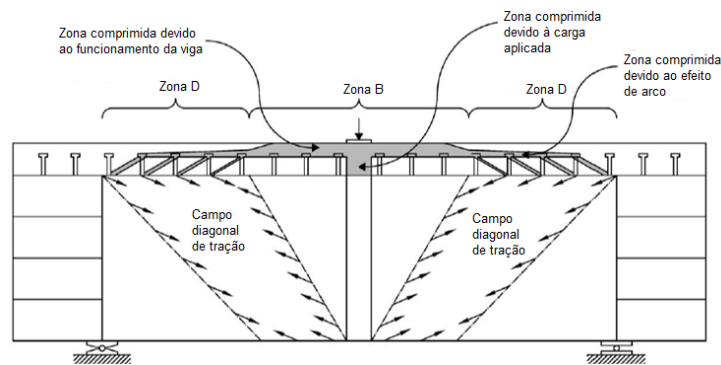


Figura 5.6 – Zonas B e D no plano longitudinal e zonas em compressão da laje de betão. Adaptado de [23]

No entanto, este comportamento não se verifica em toda a largura efetiva da laje, pelo que na direção transversal a largura da laje é também dividida numa zona B e D, como apresentado na Figura 5.7. Desta forma, a zona D define-se sobre o banzo com a mesma dimensão deste, sendo o comprimento restante da laje associado à zona B.

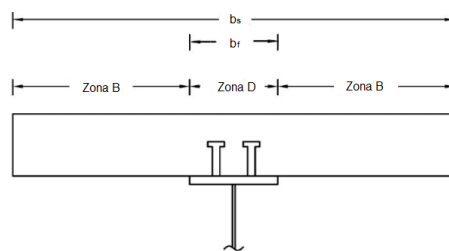


Figura 5.7 – Regiões B e D no plano transversal da laje. Adaptado de [23]

Ambas as contribuições da zona B e D devem ser contabilizadas para o cálculo do esforço transversal resistente da laje de betão. A contribuição da laje de betão na zona D, V_{cD} , pode ser tido em conta com o modelo da Figura 5.8 (a) e (b). Neste modelo o mecanismo de transferência de carga entre a laje e a viga é formado pelos tirantes, materializados pelos conectores, e pelas bielas, formadas pelas zonas de betão a sombreado entre dois conectores sucessivos. Nesta zona o banzo encontra-se localmente tracionado.

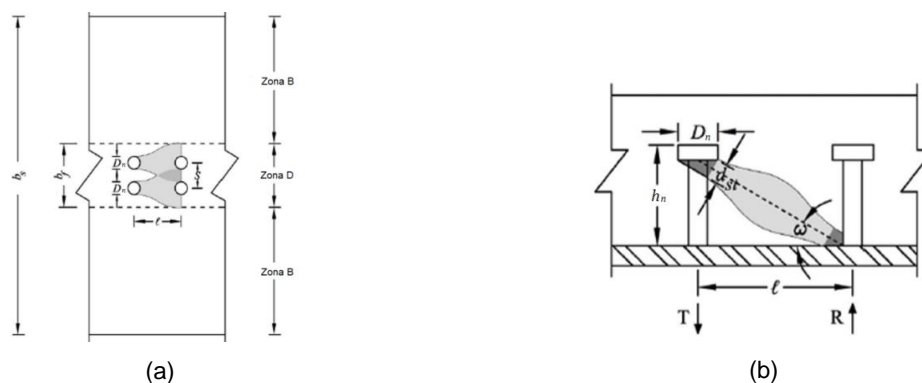


Figura 5.8 – Mecanismo de transferência de carga entre dois conectores sucessivos. Adaptado de [23]

Assim, de acordo com a norma do *American Concrete Institute* (ACI) 318M-05 de 2005 [34], a resistência de uma biela comprimida sem recurso a armadura de esforço transversal, F_{st} , é obtida simplesmente pela eq. (5.20)

$$F_{st} = f_{ce} \cdot A_{st}' \quad (5.20)$$

onde

$$f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_s \cdot f'_c \quad (5.21)$$

Sabendo que o fator β_s deve ser tomado 1.0 no caso de se considerar a biela de compressão com secção uniforme, 0.75 no caso desta ter uma forma *bottle shape* com armadura transversal e 0.6 para a mesma forma *bottle shape* com pouca armadura transversal. Já f'_c corresponde à resistência à compressão do betão em MPa, obtida em provetes cilíndricos. O termo A_{st}' exprime a menor área transversal perpendicular ao eixo da biela de compressão. As dimensões desta secção transversal são definidas pela sua largura e espessura. Esta espessura é perpendicular ao plano do modelo de escoras e tirantes, sendo que a largura é paralela a esse mesmo plano. Por conseguinte, a largura da biela comprimida pode ser determinada pela eq. (5.22)

$$d_{st} = D_n \cdot \sin \omega \quad (5.22)$$

onde

$$\omega = \tan^{-1} \left(\frac{h_n}{l} \right) \quad (5.23)$$

Como é possível observar na Figura 5.8 (a) e (b), as bielas de compressão têm uma forma irregular (em que se optou por manter a designação original *bottle shape*) em planta bem como em alçado, correspondendo à espessura e à largura, respetivamente, da área A_{st}' . Por este motivo, a menor espessura da biela pode ser considerada igual ao diâmetro da cabeça do conector, D_n . Logo, a menor área da biela comprimida é dada por:

$$A_{st}' = d_{st} \cdot D_n \quad (5.24)$$

Assim a capacidade resistente da zona D é dada pela eq. (5.25), onde N_{st} representa o número de filas de conectores:

$$V_c^D = F_{st} \cdot \sin \omega \cdot N_{st} \quad (5.25)$$

Já a contribuição das regiões B da laje – as quais não estão diretamente sobre o banzo da viga – para a resistência da laje ao corte, V_c^B , são dadas, de acordo com o ACI 318M-05 de 2005 [34], por:

$$V_c^B = 0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (b_s - b_f) \cdot d_s \quad (5.26)$$

onde b_s traduz a largura efetiva da laje de betão e d_s a sua altura útil (Figura 5.5 (b)). Finalmente, a resistência total ao esforço transversal da laje de betão é dada por:

$$V_c = V_c^D + V_c^B \quad (5.27)$$

Atingida a capacidade resistente ao corte da laje e da viga, dá-se a rotura por esforço transversal. Assim, a carga última de uma viga mista aço-betão de secção soldada é dada pela soma das contribuições da viga de aço V_s e da laje de betão V_c , resultando:

$$V_R = V_s + V_c \quad (5.28)$$

5.2.2 Modelo 2 de avaliação da contribuição da laje (ML2)

Em 2015, M. Y. M. Yatim, N. E. Shanmugam e W. H. Wan Badaruzzaman publicaram o artigo “Tests of partially connected composite plate girders” na revista *Thin-Walled Structures* [31], que apresenta o trabalho desenvolvido na Universidade Nacional da Malásia com o objetivo de avaliar a influência do grau de conexão proporcionado pelos conectores de cabeça, e a sua influência na resistência das vigas mistas. Os autores apresentam uma expressão analítica para o cálculo da resistência ao esforço transversal da viga mista, a qual é validada com resultados experimentais em 8 vigas deste tipo e em modelos numéricos utilizando um método de elementos finitos.

A interação completa da ligação mista é alcançada com recurso a conectores rígidos que previnam a ocorrência de movimentos horizontais relativos e a separação vertical na interface dos materiais aço e betão. Apesar de na prática os conectores serem flexíveis e ocorrer um pequeno deslizamento entre os materiais, o grande número de conectores permite que seja normalmente considerada no dimensionamento que interação é completa. Uma ligação com interação parcial, o deslizamento longitudinal entre os dois materiais é mais evidente, o que conduz a uma menor capacidade resistente da secção mista. Esta é uma solução adotada no caso em que a área do banzo superior é insuficiente para acomodar o número de conectores necessários para ter uma interação completa [35].

Já o grau de conexão da ligação descreve a capacidade de a viga mobilizar a sua resistência máxima sem que haja rotura da ligação mista. Deste modo, o modelo desenvolvido pelos autores estima resistência ao corte de uma viga mista de secção soldada quando a conexão é completa ou parcial, sob efeito de momento positivo. De forma análoga ao modelo misto 1 (ML1) apresentado anteriormente, este método também propõe que a capacidade resistente da viga mista ao esforço transversal seja dada pela soma da contribuição da laje de betão V_c com a da viga metálica V_s .

O grau de conexão é representado por ξ , dado pela eq. (5.29):

$$\xi = \frac{N}{N_f} \quad (5.29)$$

Assim, com o objetivo de obter o número de conectores que garantam a conexão total N_t , é necessário proceder ao cálculo da força de corte longitudinal V_L , dada por:

$$V_L = \min(R_c; R_a) \quad (5.30)$$

onde R_c é a máxima força de compressão no betão e R_a a máxima força de tração na viga de aço. Assim, o número de conectores necessários à conexão total, num dado comprimento crítico compreendido entre uma secção de momento nulo e uma de momento máximo positivo ou negativo, pode ser dado por:

$$N_f = \frac{V_L}{P_{Rd}} \quad (5.31)$$

em que P_{Rd} representa o valor de cálculo da força resistente ao corte do conector [36], [37].

A. Capacidade resistente da viga de alma cheia metálica (V_s)

A resistência da viga metálica V_s segundo o Modelo 2 é também baseada no método de Cardiff. Assim, na fase pós-crítica, a membrana ABCD representada na Figura 5.9, está sujeita a uma tensão constante σ_t . Por equilíbrio das forças ilustradas na Figura 5.9, a capacidade resistente ao esforço transversal da alma é dada por:

$$V_s = \tau_{cr} \cdot d \cdot t_w + F_d \cdot \sin \varphi \quad (5.32)$$

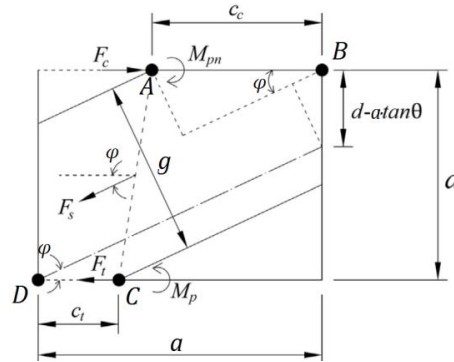


Figura 5.9 – Diagrama de corpo livre na fase pós-crítica. Adaptado de [31]

Em que a primeira parcela corresponde ao esforço transversal crítico e F_d a força resultante da membrana de tração dada pela eq. (5.33):

$$F_d = g \cdot t_w \cdot \sigma_t \quad (5.33)$$

onde σ_t é a tensão atuante na membrana diagonal, dada simplificada pela eq. (3.20), e g a largura da membrana tracionada, como formulado na eq. (3.29). As distâncias entre rótulas plásticas C_c e C_t são obtidas no caso de uma viga mista, respetivamente, pelas equações (5.11) e (5.12).

Recorde-se que única variável é o ângulo do campo diagonal de tração φ . O valor do ângulo que maximiza a resistência ao esforço transversal pode ser determinado por meio de um processo iterativo conforme explicado para o modelo ML1.

B. Capacidade resistente da laje de betão (V_c)

Assumindo que a capacidade resistente da viga metálica é independente do grau de conexão da ligação e contabilizando esta última, a contribuição da laje pode ser expressa por:

$$V_c = V_a + \xi \cdot (V_b - V_a) \quad (5.34)$$

Onde V_a corresponde à resistência da laje de betão isolada segundo o EC2 parte 1-1 [38], dada por:

$$V_a = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_s \cdot t_s \leq (0.035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_s \cdot t_s \quad (5.35)$$

sendo $C_{rd,c}$ é dado por $0.12/\gamma_G$, com $\gamma_G=1.5$, o fator k_1 é 0.15, b_s representa a menor largura da secção transversal tracionada e t_s a espessura da laje. Já f_{ck} é a resistência característica do betão à compressão, em MPa.

O fator k , a percentagem de armadura ρ_1 e a tensão devido ao pré-esforço σ_{cp} são dadas pelas equações (5.36), (5.37) e (5.38):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_s}} \leq 2 \quad (5.36)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_s \cdot d_s} < 0.02 \quad (5.37)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad (5.38)$$

onde A_{sl} representa a área de armadura longitudinal de tração, N_{Ed} o esforço normal imposto pelo pré-esforço útil e A_c a área da secção de betão. A resistência do betão à compressão é representada por f_{cd} , em MPa.

Por outro lado, V_b representa a resistência da laje de betão considerando conexão total entre a laje e a viga metálica. Este parâmetro é considerado como a capacidade dos conetores de cabeça “segurarem” a laje à viga quando correr tração na ligação entre os dois elementos [39] (*Pull-out capacity*) dado pelas equações (5.39) e (5.40)

$$V_b = [\pi \cdot (D_n + h_n) + 2 \cdot s] \cdot h_n \cdot f_{ctm} \quad \text{Par de conetores} \quad (5.39)$$

$$V_b = \pi \cdot (D_n + h_n) \cdot h_n \cdot f_{ctm} \quad \text{Conetor isolado} \quad (5.40)$$

onde D_n representa o diâmetro da cabeça do conetor, h_n a respetiva altura, s o espaçamento transversal entre conetores e f_{ctm} a resistência média do betão à tração, em MPa.

5.3 Apresentação dos ensaios de vigas mistas

5.3.1 Ensaio M. 1 – Universidade do Minho, Portugal

Em 1999, na Universidade do Minho, foram ensaiadas 5 vigas de secção soldada reforçadas transversalmente, uma das quais tinha uma laje. Esta viga mista, VT1M, com a mesma geometria da viga do tipo VT1, com a/d é 3, foi carregada até à rotura [10]. A Figura 5.10 representa o ensaio realizado na viga mista.

A laje é constituída por betão simples com uma resistência característica de 45 MPa e uma resistência média à tração de 3.80 MPa. A sua secção tem uma altura de 60 mm por 500 mm de largura, onde os conetores com diâmetro de 12 mm, diâmetro da cabeça de 18 mm e altura 40 mm são espaçados longitudinalmente de 100 mm, numa única fila, como representado na Figura 5.11. Dado o número de conetores utilizados, e admitida conexão completa, isto é, $\xi=1$.

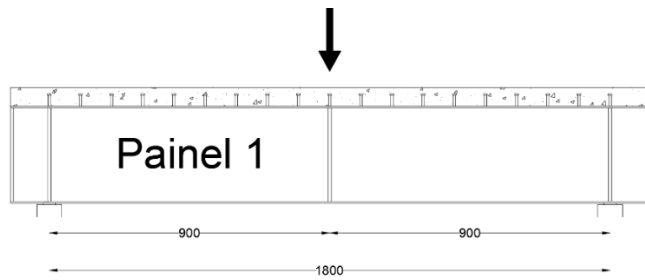


Figura 5.10 – Esquema tipo do ensaio MI 1

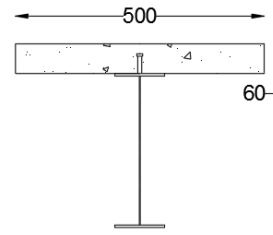


Figura 5.11 – Secção tipo da viga do ensaio MI 1

5.3.2 Ensaio M. 2 – Universidade Nacional de Singapura, República de Singapura

Neste conjunto de ensaios experimental levados a cabo pela Universidade Nacional de Singapura foram ensaiadas até à rotura duas vigas metálicas de secção soldada, nomeadas de SPG1 e SPG2, já introduzidas em 4.1.3. Foram também ensaiadas quatro vigas mistas, CPG1, CPG2, CPG3 e CPG4 [23]. A Figura 5.12 mostra a geometria das vigas mistas ensaiadas. No Quadro 5.1 são fornecidas as características destas vigas com banzos iguais, e no Quadro 5.2 os dados relativos à laje de betão.

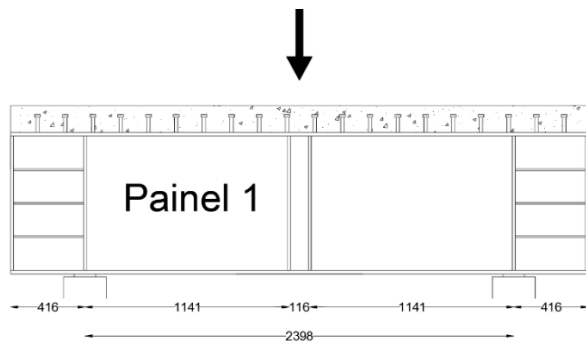


Figura 5.12 – Esquema tipo do ensaio MI 2

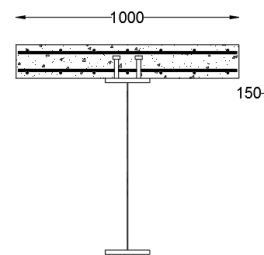


Figura 5.13 – Secção tipo das vigas do ensaio MI 2

O diâmetro D_n , representa o diâmetro da cabeça do conector. Assim, para um diâmetro do conector de 19 mm, o diâmetro da cabeça corresponde a 32 mm. A malha de armaduras superior e inferior adotada foi $\phi 10//0.15$ com um recobrimento de 20 mm. A tensão de cedência do aço utilizada nas armaduras é 400 MPa. É ainda considerado conexão completa, isto é, $\xi=1$. Na Figura 5.13 é representada uma secção tipo das vigas mistas ensaiadas.

Quadro 5.1 – Dimensões e resistências das vigas do ensaio MI 2

Viga	d (mm)	a (mm)	a/d	t_w (mm)	t_f (mm)	b_f (mm)	f_{yw} (MPa)	$f_{yf,t}$ (MPa)	$f_{yf,b}$ (MPa)	E_w (GPa)
CPG1	750	1141	1.52	3.0	20	200	286	272	273	202
CPG3	750	1141	1.52	3.0	20	200	286	272	273	202
CPG2	750	1141	1.52	5.0	20	260	275	300	292	202
CPG4	750	1141	1.52	5.0	20	260	275	300	292	202

Quadro 5.2 – Dimensões e resistências das lajes do ensaio MI 2

Viga	h_s (mm)	b_s (mm)	f_{ck} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	D_n (mm)	h_n (mm)	l (mm)	s (mm)	Nºde filas
CPG1	150	1000	40.2	3.0	32	100	155	155	2
CPG3	150	1000	45.9	3.7	32	100	155	155	2
CPG2	150	1000	41.9	3.0	32	100	155	155	2
CPG4	150	1000	45.0	3.7	32	100	155	155	2

Note-se que, a viga SPG1 tem a mesma geometria da viga CPG1 e CPG3, onde estas duas últimas são mistas. A CPG3 difere da CPG1 apenas por ser utilizado armadura de esforço transverso na laje, como ilustrado na Figura 5.14. O mesmo acontece com as vigas SPG2 com CPG2 e CPG4, onde a última recorre a essa armadura adicional.

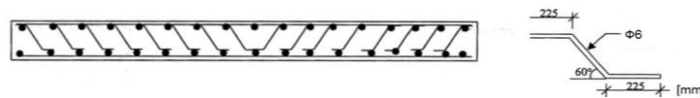


Figura 5.14 – Armadura de esforço transverso em corte longitudinal. Adaptado de [23]

5.3.3 Ensaio M. 3 – Universidade Nacional da Malásia, Malásia

O conjunto de ensaios realizado na Universidade Nacional da Malásia em 2015, teve como principal objetivo o estudo da influência do grau de conexão da ligação mista aço-betão [31]. Esta série de ensaios serve como base à formulação do modelo misto 2 (ML2), analisado em 5.2.1. Na Figura 5.15 é apresentado o esquema de ensaio realizado.

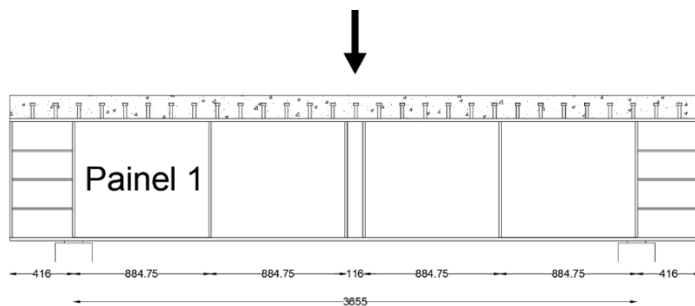


Figura 5.15 – Esquema tipo do ensaio MI 3

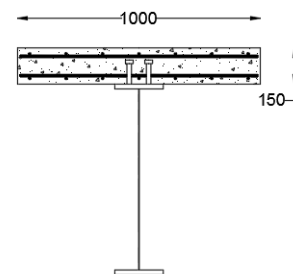


Figura 5.16 – Secção tipo das vigas do ensaio MI 3

No Quadro 5.3 são apresentados os dados relativos à viga sendo as dimensões dos banzos iguais. As características da laje de betão armado são apresentadas no Quadro 5.4. Assim, para um diâmetro do conetor de 16, 19 e 25 mm, o diâmetro da cabeça corresponde a 29, 32 e 40 mm, respetivamente. A malha de armaduras superior e inferior adotada foi $\phi 10//0.15$ com tensão de cedência do aço de 500 MPa e com um recobrimento de 20 mm. Uma secção tipo é representada na Figura 5.16.

Quadro 5.3 – Dimensões e resistências das vigas do ensaio MI 3

Viga	d (mm)	a (mm)	a/d	t_w (mm)	t_t (mm)	b_t (mm)	f_{yw} (MPa)	$f_{yf,t}$ (MPa)	$f_{yf,b}$ (MPa)	E_w (GPa)
G1C20	750	884.75	1.18	3.0	20	200	277	450	450	190
G1C30	750	884.75	1.18	3.0	20	200	285	351	351	194
G2C30	750	884.75	1.18	3.0	20	200	285	279	279	191
G3C30	750	884.75	1.18	3.0	20	200	291	336	336	197
G4C20	750	884.75	1.18	3.0	20	200	263	330	330	186
G4C30	750	884.75	1.18	3.0	20	200	275	330	330	195
G5C30	750	884.75	1.18	3.0	20	200	283	336	336	190
G6C30	750	884.75	1.18	3.0	20	200	290	334	334	191

Quadro 5.4 – Dimensões e resistências das lajes do ensaio MI 3

Viga	h_s (mm)	b_s (mm)	f_{ck} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	D_n (mm)	h_n (mm)	l (mm)	s (mm)	Nº de filas	ξ
G1C20	150	1000	19.7	2.0	32	103	135	80	2	1.00
G1C30	150	1000	31.7	2.4	32	103	135	80	2	1.00
G2C30	150	1000	33.3	2.9	32	103	279	80	2	0.50
G3C30	150	1000	27.2	1.9	32	103	465	80	2	0.30
G4C20	150	1000	30.1	2.5	32	103	465	80	2	0.15
G4C30	150	1000	35.5	2.3	32	103	465	0	1	0.15
G5C30	150	1000	28.9	2.1	29	85	116	0	1	0.80
G6C30	150	1000	35.9	2.0	40	116	465	80	2	0.50

5.3.4 Ensaio M. 4 – EPFL, Suíça

Os ensaios experimentais conduzidos por Alexandre Blanc e Miguel Gómez Navarro em 1999 são caracterizados no relatório “Poutres mixtes à âme mince avec béton de fibres métalliques” [40]. Estes ensaios foram realizados no laboratório de estruturas de aço do ICOM, na Escola Politécnica Federal de Lausanne, EPFL, Suíça. Esta investigação teve como objetivo o estudo da influência laje de betão armado reforçada por fibras metálicas em vigas mistas de secção soldada, sujeitas a um momento fletor negativo e a esforços de corte, o que corresponde à situação típica destas vigas nos apoios intermédios.

Foram ensaiadas 2 vigas de alma mistas nomeadas de F1 e F2 onde, pela variação da localização do apoio intermédio, é possível aferir a capacidade de cada painel de alma das vigas. Contudo, é no painel 3 e no painel 5 da viga F1 que a interação de esforços é menor, sendo a situação mais próxima de

esforço transversal puro, o que leva a que nesta viga seja apenas analisado esse painel, como sugerido na Figura 5.17 (a) e (b). Já na viga F2, pelos menos motivos, é o painel 1 o analisado (Figura 5.17 (c)).

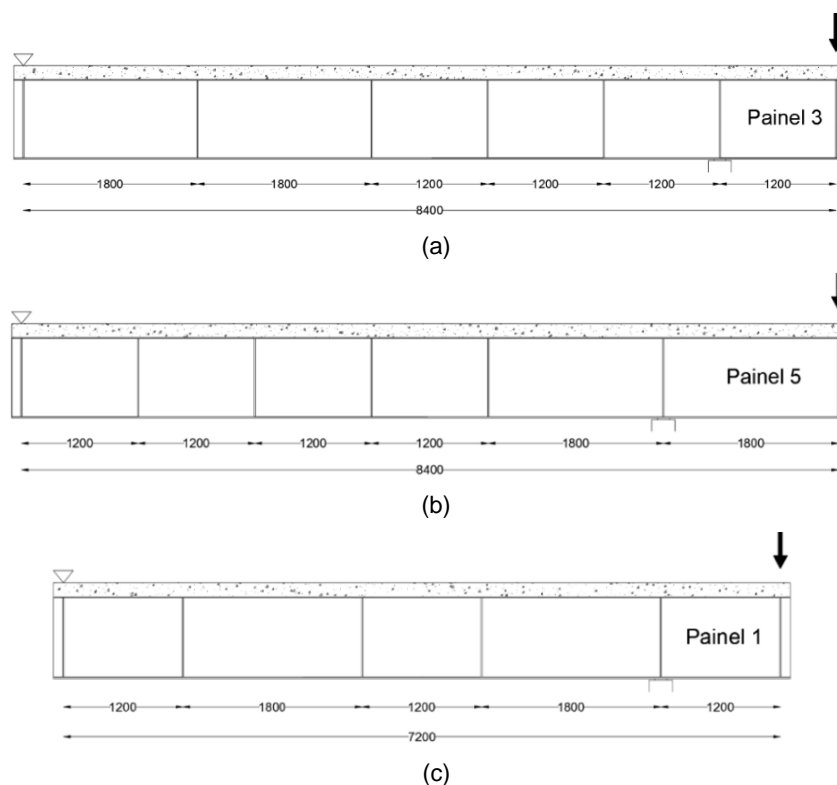


Figura 5.17 – Esquema do ensaio MI 4 para: (a) Painel 3 da viga F1; (b) Painel 5 da viga F1; (c) Painel 1 da viga F2

No Quadro 5.5 são fornecidas as características da viga, tendo-se sempre um módulo de elasticidade da alma igual a 202 GPa. No Quadro 5.6 são introduzidos os dados relativos à laje de betão adotada.

Quadro 5.5 – Dimensões e resistências das vigas do ensaio MI 4

Viga	d (mm)	a (mm)	a/d	t_w (mm)	$t_{f,t}$ (mm)	$b_{f,t}$ (mm)	$t_{f,b}$ (mm)	$b_{f,b}$ (mm)	f_{yw} (MPa)	$f_{yf,t}$ (MPa)	$f_{yf,b}$ (MPa)
F1P3	800	1200	1.50	6	10	160	15	200	393	378	353
F1P5	800	1800	2.25	6	10	160	15	200	393	378	353
F2P1	800	1200	1.50	6	10	160	15	200	394	392	353

Quadro 5.6 – Dimensões e resistências das lajes do ensaio MI 4

Viga	h_s (mm)	b_s (mm)	f_{ck} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	D_n (mm)	h_n (mm)	l (mm)	s (mm)	Nº de filas
F1P3	140	800	40	2.5	32	125	150	80	2
F1P5	140	800	40	2.5	32	125	150	80	2
F2P1	140	800	40	2.5	32	125	150	80	2

A malha de armaduras superior e inferior adotada foi $\phi 14//0.14$ com um recobrimento de 25 mm com uma tensão de cedência de 516 MPa. O diâmetro dos conetores é 19 mm, o que corresponde a um diâmetro da cabeça de 32 mm. É ainda considerado conexão total, isto é, $\xi=1$. A Figura 5.18 ilustra a secção tipo das vigas ensaiadas.

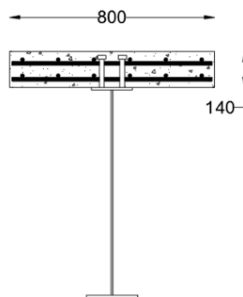


Figura 5.18 – Secção tipo das vigas do ensaio MI 4

5.4 Comparação dos resultados dos modelos com os resultados experimentais

Nesta secção são comparados os valores da resistência ao corte da alma, provenientes dos ensaios experimentais, com os resultados obtidos pelos dois modelos mistos apresentados. As resistências obtidas por cada modelo provêm de folhas de cálculo incluídas no Anexo B. Note-se ainda que, para a avaliação do modelo ML2, não se considerou a contribuição do banzo misto para a parcela V_s .

5.4.1 Comparação de resultados para o Ensaio M. 1

A resistência máxima da viga mista VT1M ao corte, ensaiada na Universidade do Minho, foi de 73.0 kN. Este valor, quando comparado com o obtido para a viga VT1 sem laje, de 55 kN, representa um incremento da resistência de cerca 33%. Este aumento evidencia o contributo da laje para a resistência ao esforço transversal da viga de secção soldada, quando a laje funciona em compressão.

Utilizando o modelo do campo de tensões rodado (M4), da versão atual do EC3-1-5, a resistência ao esforço transversal da viga VT1 é de 54.7 kN, independentemente de esta ser ou não mista. Este facto é resultado de, nesta norma europeia, a contribuição da laje não ser considerada, o que neste corresponde a uma hipótese bastante conservativa.

No Quadro 5.7 são apresentadas as resistências determinadas pelo ensaio experimental e pelos modelos M4, ML1 e ML2. É ainda calculada a razão $V_{\text{experimental}}/V_{\text{ML}}$ com o objetivo de avaliar a precisão dos modelos ML1 e ML2, que consideram a contribuição da laje.

Quadro 5.7 – Resultados experimentais e dos modelos para o ensaio MI 1

Viga	$V_{\text{experimental}}$ (kN)	V_{M4} (kN)	V_{ML1} (kN)	V_{ML2} (kN)	$V_{\text{experimental}}/V_{ML1}$	$V_{\text{experimental}}/V_{ML2}$
VT1M	73.0	54.7	71.0	71.8	1.03	1.02

Segundo o modelo ML1, descrito anteriormente, a capacidade da viga ao corte é estimada em 71.0 kN. Este valor mostra-se bastante preciso, dado que $V_{\text{experimental}}/V_{\text{ML1}} = 1.03$. Pelo modelo ML2, a capacidade da viga ao esforço transversal é estimada em 71.8 kN, o que constitui igualmente um resultado de muito boa qualidade dado que $V_{\text{experimental}}/V_{\text{ML2}} = 1.02$.

Na Figura 5.19 é possível ver a diagonal tracionada que se forma na fase pós-crítica, juntamente com os comprimentos entre rótulas plásticas, onde é evidente que a distância C_c é maior que a C_t .

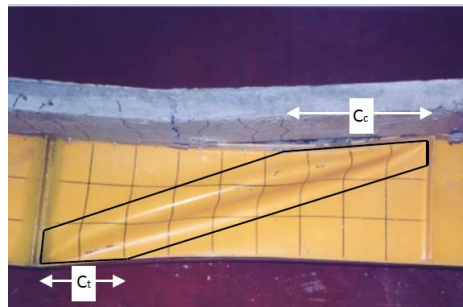


Figura 5.19 – Aspeto final do ensaio MI 1 [10]

5.4.2 Comparação de resultados para o Ensaio M. 2

No Quadro 5.8 são apresentados os resultados experimentais da resistência ao corte das vigas ensaiadas, bem como o seu valor estimado pelos modelos M4 e pelos modelos ML1 e ML2. Novamente, com o intuito de avaliar a precisão dos modelos que consideram a laje de betão no cálculo da resistência ao corte, é realizado o rácio entre o valor experimental e o valor obtido por esses modelos. Os valores parciais que permitiram obter os resultados do Quadro 21 são incluídos no Anexo B.

Quadro 5.8 – Resultados experimentais e dos modelos para o ensaio MI 2

Viga	$V_{\text{experimental}}$ (kN)	V_{M4} (kN)	V_{ML1} (kN)	V_{ML2} (kN)	$V_{\text{experimental}}/$ V_{ML1}	$V_{\text{experimental}}/$ V_{ML2}
CPG1	430.5	234.4	437.4	437.2	0.98	0.98
CPG3	542.5	234.4	446.6	487.9	1.21	1.11
CPG2	562.0	432.0	658.1	644.3	0.85	0.87
CPG4	675.0	432.0	662.8	695.0	1.02	0.97

Pelo facto de, em 4.2.3, serem apresentados os ensaios das vigas do tipo 1 e do tipo 2 sem laje de betão, é possível avaliar, através da comparação dos resultados experimentais, o contributo da laje de betão para a resistência ao corte. Assim verifica-se que este contributo da laje é significativo sendo que, para a viga do tipo 1, existe um aumento da resistência em cerca de 77% (da viga SPG1 para a CPG1, de 244 kN para 431 kN). No caso da viga do tipo 2 esse incremento é cerca de 39% (da viga SPG2 para a CPG2, tem-se 403 kN para 562 kN).

No entanto, pelo método do campo de tensões rodado (M4), a capacidade resistente de um painel da alma é, para a viga do tipo 1, de 204.5 kN e, para a viga do tipo 2, de 432.0 kN, não considerando qualquer contributo da laje de betão armado nem da armadura de esforço transverso. Estes valores são muito inferiores ao que se verificou nos ensaios e mostram uma vez mais que o dimensionamento que é realizado atualmente para a avaliação da resistência ao corte de vigas mistas é muito conservativo, quando a laje está comprimida.

Para a análise dos modelos ML1 e ML2, são avaliadas apenas as vigas CPG1 e CPG2, pelo facto de o modelo em análise não considerar a armadura de esforço transverso. Deste modo, para o modelo ML1, obtém-se um nível de precisão média 0.92. Levando a concluir que, por comparação da resistência estimada pelo modelo ML1 com a que realmente se verifica nos ensaios, o modelo é relativamente preciso apesar de sobrestimar a capacidade da viga. Já o modelo ML2 mostra-se igualmente rigoroso, pois apresenta uma precisão média de 0.93, para as vigas sem armadura de esforço transverso. As diferenças entre os resultados dos modelos resultam de, para este ensaio, o modelo ML2 dar maior importância à capacidade resistente da laje e menor importância à contribuição da alma de aço.

Como seria de esperar a armadura de esforço transverso da laje faz aumentar a resistência da viga mista ao esforço transverso. Para a viga do tipo 1, ocorre um incremento de 26% da viga CPG1, sem armadura de corte, para a viga CPG3, em que a laje tem armadura específica para funcionar ao corte. Já da viga CPG2 para a CPG4, o acréscimo de resistência é aproximadamente 20%.

Na Figura 5.20 (a) é possível ver a rotura de uma viga ensaiada, onde a deformação da alma por corte é clara. Já na Figura 5.20 (b) a rotura da laje por esforço transverso é evidente.

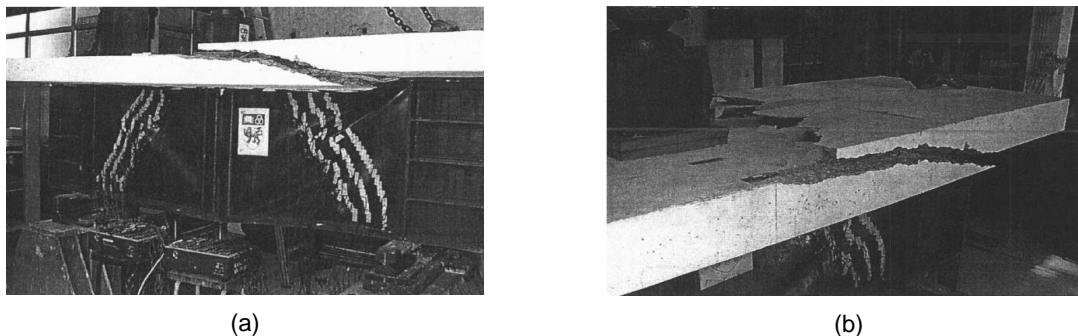


Figura 5.20 – Aspeto final de uma viga testada no ensaio MI 2 [23]

A apreciação geral dos ensaios permite concluir que com a laje de betão o modelo ML2 proposto conduz a resultados sempre superiores ao que se verificou nos ensaios, sendo as diferenças menores quando a laje é armada ao esforço transverso. Já o modelo ML1 conduz a resultados mais precisos, e inferiores ao que se registou nos ensaios quando a laje tem armadura de esforço transverso.

5.4.3 Comparação de resultados para o Ensaio M. 3

No Quadro 5.9, são apresentados os valores experimentais da resistência ao corte das vigas ensaiadas, bem como o seu valor estimado pelo modelo M4, e pelos modelos onde a contribuição da laje de betão armado é considerada, ML1 e ML2.

Quadro 5.9 – Resultados experimentais e dos modelos para o ensaio MI 3

Viga	$V_{\text{experimental}}$ (kN)	V_{M4} (kN)	V_{ML1} (kN)	V_{ML2} (kN)	$V_{\text{experimental}}/V_{ML1}$	$V_{\text{experimental}}/V_{ML2}$
G1C20	387.5	255.7	494.2	405.4	0.78	0.96
G1C30	414.0	242.8	511.0	416.5	0.81	0.99
G2C30	373.5	227.3	486.8	381.9	0.77	0.98
G3C30	343.5	243.2	489.9	356.9	0.70	0.96
G4C20	311.5	227.4	466.0	331.6	0.67	0.94
G4C30	315.5	235.0	484.7	342.5	0.65	0.92
G5C30	392.5	237.9	496.8	355.7	0.79	1.10
G6C30	377.5	240.6	502.7	385.4	0.75	0.98

O maior contributo da laje de betão para a resistência ao esforço transversal acontece para a viga G1C30, correspondendo a um incremento da resistência em cerca de 71% comparativamente ao valor estimado pelo modelo do campo de tensões rodado (M4).

O modelo ML1 não se mostra particularmente preciso em relação aos resultados desta campanha de ensaios, dado que sobrestimam muito as resistências ao corte em relação aos valores experimentais. A precisão média, dada pela média dos rácios $V_{\text{experimental}}/V_{\text{modelo}}$, é de 0,74, para o modelo ML1. O Modelo ML2 apresenta-se bastante preciso com uma precisão de 0.98, sendo que, geralmente, tende a sobrevalorizar a resistência da viga.

Na Figura 5.21 observa-se o aspeto final da viga G1C30, onde a rotura se dá com a formação de uma fenda, de abertura considerável, devido ao esforço transversal, juntamente com o esmagamento do betão devido às elevadas tensões de compressão a meio vão, local de aplicação da carga. É ainda visível as diagonais tracionadas nas almas e a sua deformação.

Devido à flexão ocorreram fissuras desde o início do carregamento, como é visível na Figura 5.22 (a). Na mesma figura é ainda notória a separação entre o banzo superior metálico e a laje de betão, que ocorreu na zona da formação da rótula plástica. Na Figura 5.22 (b), é visível a rotura por *cone-shaped failure* (que corresponde a um descolamento da laje de betão da viga, numa zona mais solicitada do apoio de extremidade).



Figura 5.21 – Aspeto final da viga G1C30 [31]



(a)



(b)

Figura 5.22 – Pormenor da laje de uma viga testada no ensaio MI 3 [31]

5.4.4 Comparação de resultados para o Ensaio M. 4

No Quadro 5.10, são resumidos os valores experimentais da resistência ao esforço transversal de cada painel em análise das vigas F1 e F2. São igualmente apresentados os valores dos modelos segundo o modelo M4 (para vigas de alma cheia sem contribuição mista), e os modelos ML1 e ML2. A precisão dos modelos ML1 e ML2 é, mais uma vez, avaliada pela razão $V_{\text{experimental}}/V_{\text{ML}}$.

Relembre-se que esta série de ensaios são efetuados em secções sujeita a momento fletor negativo, onde a laje se encontra portanto tracionada.

Quadro 5.10 – Resultados experimentais e dos modelos para o ensaio MI 4

Viga	$V_{\text{experimental}}$ (kN)	V_{M4} (kN)	V_{ML1} (kN)	V_{ML2} (kN)	$V_{\text{experimental}}/$ V_{ML1}	$V_{\text{experimental}}/$ V_{ML2}
F1P3	650.0	626.4	990.4	832.3	0.66	0.78
F1P5	605.0	587.8	814.8	713.1	0.74	0.85
F2P1	542.0	573.2	726.1	760.8	0.75	0.81

É possível constatar que, devido ao facto de o painel em análise se localizar num apoio intermédio, a laje encontra-se tracionada, e a sua contribuição para a resistência ao corte é muito menor. Por este motivo, a estimativa da resistência ao esforço transversal pelos modelos ML1 e ML2 não é nada precisa, com rácios $V_{\text{experimental}}/V_{\text{ML}}$ muito inferiores à unidade. Deste modo, confirma-se que os modelos ML1 e ML2 não devem ser aplicados em secções de momentos negativos. É interessante, neste caso,

constatar que os valores obtidos pelo método do campo rodado de trações (M4) avaliarem de forma muito precisa a resistência de cada painel, conforme se resume no Quadro 5.11.

Quadro 5.11 – Avaliação da precisão do modelo M4 para secções de momento negativo

Viga	$V_{\text{experimental}}$ (kN)	V_{M4} (kN)	$V_{\text{experimental}}/V_{M4}$
F1P3	650.0	626.4	1.04
F1P5	605.0	587.8	1.03
F2P1	542.0	573.2	0.95

A precisão média é 101, medida pela razão $V_{\text{experimental}}/V_{M4}$, o que leva a concluir que, quando tracionada, a contribuição da laje deve ser desprezável. Como referido por Lääne [20], para vigas mistas sob momento negativo, a contribuição da laje de betão é inferior a 10%. Através de um estudo paramétrico, este autor acrescenta que qualquer dos modelos de cálculo de resistência introduzidos no Capítulo 3 se aplicam de forma mais adequada às vigas mistas sujeitas a momentos fletores negativos [20].

5.5 Algumas considerações finais

Os valores dos modelos da resistência ao esforço transversal de uma viga mista de secção soldada obtidos pelos modelos analisados em 5.2.1 e 5.2.2 mostraram-se bastante semelhantes, à exceção dos resultados obtidos para o Ensaio M. 3, onde se o modelo ML2 considera o grau de conexão.

Este resultado era, de alguma forma, esperado tendo em conta que ambos associam a resistência da viga, ajustando o modelo de Cardiff ao facto de existir a laje conectada à viga, com a resistência ao esforço transversal própria da laje, dada pelo ACI 318M-05 [34] (no caso do ML1) ou dada pelo EC2-1-1 [38] (no caso do ML2).

Em qualquer caso verifica-se uma menor precisão dos resultados dos modelos em relação aos dos ensaios, nomeadamente no Ensaio M. 2 e ainda no caso da aplicação do modelo ML1 ao Ensaio M. 3, o que é compreensível dada a enorme quantidade de parâmetros envolvidos na avaliação da contribuição da laje, e que traduz o comportamento mais complexo da secção mista ao esforço transversal quando a laje está comprimida.

Quando a laje está tracionada a sua contribuição para a resistência ao esforço transversal da secção mista deve ser desprezada, dado se verificar ser muito reduzida. A aplicação do modelo M4, atualmente incluído no EC3-1-5 [1], revela-se ter uma precisão muito boa nestes casos.

6 APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO

6.1 Apresentação do caso de estudo

O caso de estudo corresponde a um tabuleiro de uma ponte mista bi-viga aço-betão, situada na Guiné Equatorial [41], introduzido em 3.4.2. Constituída por três tramos de 21.0+38.0+21.0 m, o respetivo perfil longitudinal encontra-se no Anexo C. Deste modo, em seguida são introduzidos alguns dados geométricos que ajudam à avaliação da resistência da secção mista pelos modelos ML1 e ML2. Na Figura 6.1 está representado a secção tipo do caso de estudo.

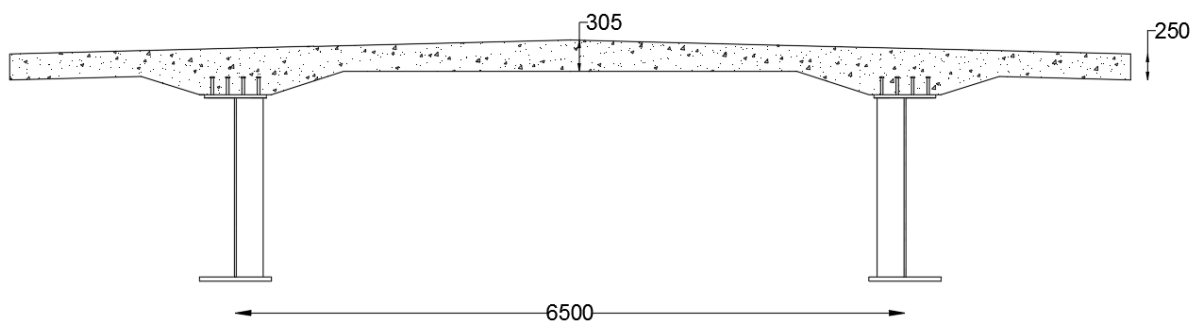


Figura 6.1 – Secção transversal tipo do caso de estudo [dimensões em mm]

São utilizados conetores com altura de 175 mm e diâmetro de 25 mm, o que corresponde a um diâmetro da cabeça de 40 mm. Estes estão espaçados transversalmente de 150 mm, dispostos em 4 filas. Devido ao facto de o tabuleiro ser uma secção pré-fabricada, adotaram-se grupos de conetores distanciados longitudinalmente de 125 mm nos apoios e 150 mm no vão, o que corresponde, aproximadamente, a um espaçamento longitudinal equivalente de 330 mm. Foi ainda considerado um grau de conexão total, ou seja, $\xi=1$ [41].

A laje de betão armado é de classe C30/37 definida por uma resistência característica $f_{ck}=30$ MPa e à tração $f_{ctm}=2.9$ MPa. A armadura de laje é de classe A500, sendo que foi adotada uma malha superior e inferior equivalente a $\phi 16//0.10$ com recobrimento de 40 mm.

Uma secção da ponte em estudo encontra-se sob momento fletor positivo, para cargas verticais uniformemente distribuídas, perto na zona dos apoios de extremidade e, aproximadamente, na zona central de cada tramo, como é possível ver na Figura 6.2. Já o momento fletor negativo ocorre sobre os apoios intermédios.

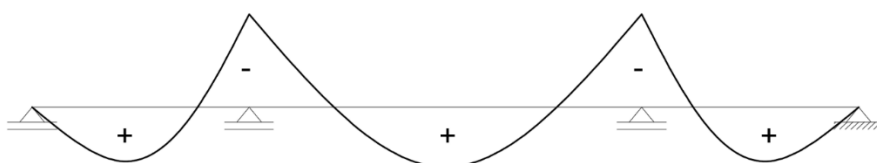


Figura 6.2 – Exemplo de traçado de diagrama de momentos fletores do caso de estudo

Assim, com base nas zonas de momentos positivo e negativo, são introduzidas, esquematicamente, as secções em análise. Com o objetivo de estudar a viga de alma cheia mista na situação em que se encontra com a laje comprimida bem como a situação que esta está tracionada, são selecionadas as secções do apoio de extremidade, apoio interior e a meio vão do tramo principal, sendo que é nas duas últimas onde se verificam os maiores esforços. Deste modo, na Figura 6.3 são representadas as localizações das secções S1, S2 e S3.

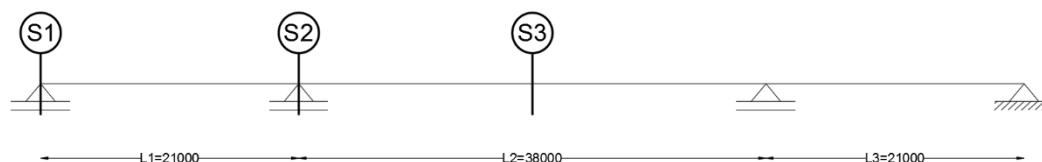


Figura 6.3 – Secções a analisar [dimensões em mm]

Introduzidas as secções a estudar define-se a largura efetiva da laje de betão. Assim, esta é considerada aproximadamente $L_e/8$, onde L_e é uma percentagem do vão em análise. Logo, para um apoio de extremidade, para um apoio interior e para uma secção intermédia é dada, respetivamente, pelas equações (6.1), (6.2) e (6.3) apresentadas no EC4-1-1 [34].

$$b_{eff,S1} = \frac{0.85 \cdot L_1}{8} \quad (6.1)$$

$$b_{eff,S2} = \frac{0.25 \cdot (L_1 + L_2)}{8} \quad (6.2)$$

$$b_{eff,S3} = \frac{0.7 \cdot L_2}{8} \quad (6.3)$$

Sabendo que, para o tabuleiro em estudo, $L_1=21.0$ m e $L_2=38.0$ m resulta uma largura efetiva da laje de $b_{eff,S1}=2.23$ m, $b_{eff,S2}=1.84$ m e $b_{eff,S3}=3.33$ m.

Pelo facto de a laje apresentar uma secção variável, foi definida uma altura equivalente para as secções. Assim a altura da laje de betão é, para a zona do apoio de extremidade, $h_{eq,S1}=369.1$ mm, para a zona do apoio interior, $h_{eq,S2}=398.8$ mm e, para uma zona intermédia, $h_{eq,S3}=331.1$ mm.

Na Figura 6.4 (a) é indicado o painel do apoio de extremidade P1, que se localiza na secção S1. Já na Figura 6.4 (b) são apresentados aos painéis do tramo central, onde o painel P2 se localiza na secção S2 e o painel P3 na secção S3.

Por fim, na Figura 6.5 são apresentadas as secções em análise, onde é possível associar a largura efetiva à respetiva altura equivalente da laje.

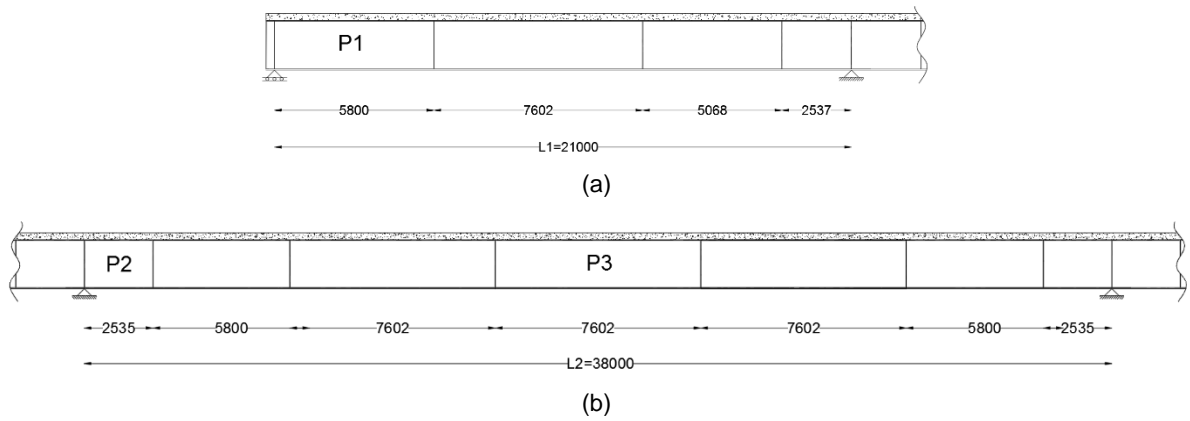


Figura 6.4 – Localização e dimensões dos painéis em análise [dimensões em mm]

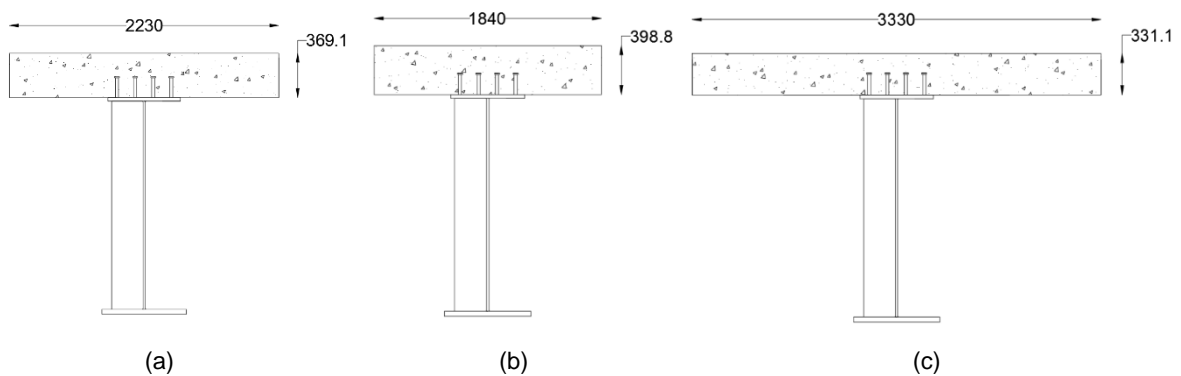


Figura 6.5 – Seções em análise: (a) secção S1, (b) secção S2 e (c) secção S3 [dimensões em mm]

6.2 Resultados e discussão

Avalia-se agora a resistência ao esforço transversal das seções S1, S2 e S3, para os painéis de alma P1, P2 e P3, respetivamente. No Quadro 6.1 são apresentados os valores de resistência ao esforço transversal por cada modelo.

Quadro 6.1 – Esforços transversos resistentes pelos modelos apresentados

Painel	V_{M1} (kN)	V_{M2} (kN)	V_{M3} (kN)	V_{M4} (kN)	V_{ML1} (kN)	V_{ML2} (kN)
P1	4322.2	4227,1	4340.6	4445.7	5598.8	5859.6
P2	5474.5	5388.7	4879.3	4658.9	-	-
P3	4093.7	4010.5	4283.6	4284.2	5516.2	5603.5

Pelo facto de os modelos mistos ML1 e ML2 não se aplicarem a secções sob momento negativo, ou seja, em que a laje está tracionada, não são apresentados os valores correspondentes ao painel P2.

No Quadro 6.2 são apresentadas as percentagens de diferença entre os resultados obtidos para o modelo M4, do EC3, e os modelos mistos ML1 e ML2.

Quadro 6.2 – Percentagem de diferença entre M4 e os modelos ML1 e ML2

Painel	Dif _{M4-ML1} (%)	Dif _{M4-ML2} (%)
P1	25.9	31.8
P2	-	-
P3	28.8	30.8

Pela análise do Quadro 6.2 é possível concluir que, pelos modelos mistos ML1 e ML2 anteriormente introduzidos, verifica-se um incremento da resistência da viga mista ao corte de aproximadamente 30% para a secção de um apoio de extremidade e para uma secção a meio vão central.

No Quadro 6.3 é possível analisar as diferentes parcelas associadas à resistência conferida por cada modelo, para as secções onde existe contribuição da laje de betão.

Quadro 6.3 – Percentagem da contribuição de cada parcela pelos modelos M4, ML1 e ML2

Painel	Modelo	V _{CR} (kN)	V _S (kN)	V _C (kN)
P1	M4	3644.4 (82%)	801.3 (18%)	-
	ML1	3644.4 (65%)	1510.7 (27%)	443.7 (8%)
	ML2	3644.4 (62%)	1225.1 (21%)	990.1 (17%)
P3	M4	3549.3 (83%)	734.9 (17%)	-
	ML1	3549.3 (64%)	1327.0 (22%)	640.0 (12%)
	ML2	3549.3 (63%)	1064.1 (19%)	990.1 (18%)

Para o corrente caso de estudo e para as secções sob momento positivo, é perceptível que grande parte da resistência da viga ao corte é mobilizada na fase pré-crítica, totalizando cerca de 80%, para o modelo metálico, e aproximadamente 65%, no caso do modelo misto, da resistência total. Pela influência da laje de betão na rigidez do banzo superior, a parcela associada à fase pós-crítica do aço incrementa cerca de 5 a 10% da capacidade total da viga. Este incremento está associado a um maior comprimento de ancoragem da diagonal tracionada no banzo superior, isto é, um maior comprimento entre rótulas plásticas C_c , proporcionado pela armadura da laje e pela parte do banzo superior em tração. Finalmente o contributo da laje de betão para a resistência total é cerca de 10 a 20%, sendo esta, geralmente, a parcela menos valorizada na resistência da viga de alma cheia mista.

Como já referido, os modelos mistos ML1 e ML2 não se aplicam para situações em que a laje se encontra tracionada, onde o contributo do betão para a resistência total é diminuto. No entanto, apesar de contributo misto de uma secção sob momento negativo ser aproximadamente 10%, os modelos M1, M2, M3 e M4 estimam de forma bastante aproximada o valor da resistência ao corte da viga [20].

7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 Síntese das principais conclusões

Na presente dissertação pretendeu-se avaliar a resistência ao esforço transversal de vigas mistas de secção soldada. Nesse sentido foram analisados em pormenor quatro modelos para estimar a carga de rotura de uma viga de aço. Esses modelos foram validados por comparação com ensaios experimentais. O estudo foi ainda alargado a vigas mistas, procurando-se avaliar a contribuição da laje de betão para a resistência ao corte, tendo sido apresentados dois modelos cujos resultados foram comparados com resultados laboratoriais. As principais conclusões do estudo desenvolvido são:

1. As vigas de secção soldada apresentam-se como uma solução bastante versátil e competitiva, principalmente devido à capacidade que se tem em otimizar a secção, a que conduz a um menor consumo de aço; Através da laje conectada à viga assegura-se um comportamento misto, importante não só porque é aumentada a resistência à flexão, como permite também o travamento dos banzos superiores das vigas, e confere ainda uma elevada rigidez à secção, de que resultam em menores deformações em serviço.
2. Pelo estudo realizado dos quatro modelos aplicados a diversas vigas metálicas, conclui-se que o modelo presente no EC3-1-5, o método do campo de tensões rodado (M4), para além de ser o mais preciso nos casos estudados, é o que permite maior aplicação, tanto a almas reforçadas longitudinal e/ou transversalmente (e mesmo a almas não reforçadas), e fazendo a distinção entre painéis de extremidade com reforços rígidos ou não rígidos.
3. Dos restantes modelos estudados, aplicados a vigas com reforços transversais, destacam-se o modelo de Basler (M1) que, apesar das hipóteses consideradas, se destaca pela sua simplicidade e precisão, e o método do campo diagonal de tração (M2) que, sendo bastante preciso e claro do ponto de vista estrutural, é um método complexo de aplicar; o método simples pós-crítico (M3) é um método muito simples, que conduz contudo a resultados excessivamente conservativos.
4. Apesar de correntemente ignorada pelas normas, a contribuição da laje de betão comprimida para a resistência ao esforço transversal da secção mista existe e, com o objetivo de otimizar o dimensionamento da estrutura, pode ser considerada; para considerar essa contribuição foram analisados dois modelos de cálculo aplicáveis a vigas de secção soldada mistas onde a laje se encontra comprimida.
5. Os modelos ML1 e ML2 mostraram-se igualmente precisos na estimativa dos resultados dos ensaios mistos 1 e 2; Na globalidade, o modelo ML2 verificou-se ser mais preciso que o modelo ML1, onde a precisão média foi de cerca de 0.98 comparado com 0.90 obtido pelo modelo ML1.

A maior diferença entre os dois modelos resulta da forma como é considerada a parcela da resistência do betão V_c : a) no modelo ML1 esta é considerada por um modelo escoras e tirantes semelhante ao de uma viga de betão armado enquanto que b) no modelo ML2 esta contribuição é considerada a partir da *pull out capacity* dos conetores. Em ambos os modelos, a parcela crítica da viga, V_{cr} , é dada pelas equações formuladas por Timoshenko e a parcela pós-crítica V_s é obtida a partir do modelo de Cardiff, apesar de, pelo modelo ML2, ser sugerido estimar de forma simplificada a tensão atuante na diagonal tracionada.

6. Do conjunto de vigas mistas ensaiadas, a maior contribuição da laje para a resistência ao corte verificou-se nos ensaios mistos 2, onde a viga SPG1 sem laje resistiu a 244 kN, e a mesma viga com laje, CPG1, resistiu a 431 kN, o que representa um incremento da resistência de 77%, nos restantes ensaios, a contribuição da laje fez aumentar a resistência entre 30 a 60%; Pode-se concluir, com base nas vigas mistas estudadas, que de forma simplificada a laje comprimida fez aumentar em 50% a resistência ao corte das mesmas vigas metálicas.
7. Para os casos em que a laje de betão se encontra tracionada, a contribuição desta é de tal forma reduzida (inferior a 10%) que a resistência ao esforço transversal dessa mesma secção é corretamente avaliada pelo método do campo de tensões rodado (M4).
8. Para o caso de estudo e, segundo os modelos de cálculo ML1 e ML2, a contribuição da laje para a resistência ao corte ronda os 30% para a secção do apoio de extremidade e para a secção a meio vão central; na secção de apoio intermédio, como referido no parágrafo anterior, a contribuição da laje não deve ser considerada, devendo aplicar-se o método presente na atual versão do EC3.
9. Concluindo, para tornar ainda mais competitiva e económica a solução de tabuleiros mistos aço-betão, é possível que nas secções de momentos fletores positivos, em que a laje não se encontre fissurada, se considere o contributo do comportamento misto entre a viga metálica e a laje de betão na avaliação da resistência ao corte.

7.2 Desenvolvimentos futuros

Na realização do estudo não é possível responder a todos os aspetos e conceitos que são referidos. Por este motivo, são alguns os aspetos que merecem um desenvolvimento futuro, dos quais de destacam:

- ✓ Devido à pequena amostra no presente trabalho, seria uma mais valia a realização de campanhas de ensaios experimentais em vigas mistas de secção soldada, que confirmem os resultados e aperfeiçoem os modelos de cálculo em que a laje de betão é considerada.
- ✓ À semelhança do modelo ML2, a elaboração de um modelo de elementos finitos para as diferentes vigas mistas ensaiadas, onde, pela variação de variáveis como a dimensão dos conetores,

espaçamentos dos mesmos, tipo e classe da armadura ordinária, classe do betão e dimensões da laje, seja possível validar, de forma mais exigente, o modelo ML1.

- ✓ Seria interessante, à semelhança do método do campo rodado de tensões rodado (M4), poder no futuro estimar a resistência de uma secção mista ao corte simplesmente a partir de um coeficiente de redução da sua capacidade resistente, à qual seria adicionada a contribuição proveniente da resistência ao corte da laje.
- ✓ A simplificação dos modelos de cálculo de secções mistas, como é exemplo os modelos ML1 e ML2, generalizando algumas variáveis, simplificando a sua aplicabilidade, seria também um avanço considerável com vista à possível integração numa norma.

REFERÊNCIAS

Livros e artigos

- [1] NP EN 1993-1-5, *Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-5 Plated structural elements*, European Committee of Standardization, 2006.
- [2] F. Virtuoso, *Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Vigas de Alma Cheia*, Lisboa: Elementos de apoio da Disciplina de Estruturas Metálicas do IST, 2009.
- [3] P. M. Mendes e J. O. Pedro, *Vigas de aço de secção soldada*, Lisboa: Elementos de apoio da Disciplina de Estruturas Especiais do IST, 2016.
- [4] S. F. Stiemer, *Advanced Structural Steel Design*, 2012.
- [5] A. J. Reis e J. O. Pedro, "Railway Installation on the Tagus Suspension Bridge in Lisbon," *IABSE*, pp. 529-534, 1995.
- [6] A. J. Reis e L. G. Melo, "Composite plate girder bridges: safety and serviceability," *IABSE conference*, pp. 235-240, 1997.
- [7] A. J. Reis e N. T. Lopes, "Two Large Span Roofs for EURO 2004 Football Stadiums: Design and Erection," *Eurosteel conference*, 2005.
- [8] A. J. Reis e N. T. Lopes, "Variante de Alcácer do Sal Atravessamento Ferroviário sobre o Rio Sado – Projecto de Obra de Arte," *VII Congresso de Construção Metálica e Mista*, 2009.
- [9] NP EN 1993-1-1, *Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-1 General rules and rules for buildings*, European Committee of Standardization, 2010.
- [10] C. M. M. Gomes, *Pontes Mistas Concepção, Projecto, Execução e Investigação*, Braga, 1999.
- [11] J. P. Lebet e M. A. Hirt, *Steel Bridges Conceptual and Structural Design of Steel and Steel-Concrete Composite Bridges*, Suíça: EPFL Press, 2013.
- [12] P. Esteves, *Tabuleiros de pontes híbridas aço/betão – Modelos de dimensionamento para regiões de ligação*, Lisboa: Tese de Mestrado em Engenharia Civil, IST, 2015.
- [13] L. A. Lourenço, *Análise do efeito de redução de espessura no comportamento de vigas de inércia variável com secção em I*, Braga: Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, 2005.
- [14] A. Reis e D. Camotim, *Estabilidade e Dimensionamento de Estruturas*, 1ª ed., Lisboa: Edições Orion, 2012.
- [15] L. S. Silva e H. Gervásio, *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados Eurocódigo 3*, Associação Portuguesa de Construções Metálicas e Mistas, 2007.
- [16] S. C. Lee e C. H. Yoo, "Experimental Study On Ultimate Shear Strength of Web Panels," *Journal of Structural Engineering*, pp. 838-846, 1999.
- [17] S. C. Lee e C. H. Yoo, "Shear, Strength of Plate Girder Web Panel Under Pure," *Journal of Structural Engineering*, pp. 184-194, 1998.

- [18] D. Lam, T. C. Ang e S. P. Chiew, *Structural Steelwork-Design To Limit State Theory*, 3ª ed., Inglaterra: Elsevier, 2004.
- [19] ENV 1993-1-1, *Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-1 General rules and rules for buildings*, European Committee of Standardization, 1992.
- [20] A. Lääne, *Post-Critical Behaviour of Composite Brigdes Under Negative Moment and Shear*, Suíça: Tese de Douturamento em Engenharia Civil, EPFL, 2003.
- [21] S. Mamazizi, R. Crocetti e H. Mehri, "Numerical and experimental investigation on the post-buckling behavior of steel plate girders subjected to shear," *Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council*, 2003.
- [22] B. Johansson, R. Maquoi e G. Sedlacek, "New design rules for plated structures in Eurocode 3," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 57, pp. 279-311, 2001.
- [23] N. E. Shanmugam e K. Baskar, "Steel–Concrete Composite Plate Girders Subject to Shear," *Journal of Structural Engineering*, pp. 1230-1242, 2003.
- [24] R. P. Johnson e D. Anderson, *Designer's Handbook to Eurocode 4*, London: Thomas Telford, 1993.
- [25] S. F. Darehshouri, N. E. Shanmugam e S. A. Osman, "Collapse Behavior of Composite Plate Girders Loaded in Shear," *Journal of Structural Engineering*, pp. 318-326, 2012.
- [26] R. W. Allison, R. P. Johnson e I. M. May, "Tension-field acton in composite plate girders," *Proc. Institute Civil Engineering*, nº 73 Part 2, pp. 255-276, 1982.
- [27] D. M. Porter e Z. A. E. Cherif, "Ultimate shear strength of thin webbed steel and concrete composite girders. Proc. Intl. Conf. on Steel and Aluminium Structures," *Composite Steel Structures: Advances, design and construction*, pp. 55-64, 1987.
- [28] R. Narayanan, R. I. M. Al-Amery e T. M. Roberts, "Shear strength of composite plate girders with rectangular web cutouts," *Journal of Constructional Steel Research*, nº 12 Part 2, pp. 151-166, 1989.
- [29] T. M. Roberts e R. I. M. Al-Amery, "Shear Strength of Composite Plate Girders With Web Cutouts," *Journal of Structural Engineering*, pp. 1897-1910, 1991.
- [30] A. Hayatdavoodi e N. E. Shanmugam, "Web Buckling and Ultimate Strength of Composite Plate Girders Subjected to Shear and Bending," *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2015.
- [31] Yatim, M. Y. M., Shanmugam, N. E., Wan Badaruzzman, W. H., "Thin-Walled Structures: Tests of partially connected composite plate girders," *Elsevier*, pp. 13-28, 2015.
- [32] Yatim, M. Y. M., Shanmugam, N. E., Wan Badaruzzman, W. H., "Behaviour of composite plate girders with partial interatction," *Journal of Civil Engineering and Management*, pp. S1-S13, 2013.
- [33] D. M. Porter, K. C. Rockey e H. R. Evans, "The collapse behavior of plate girders loaded in shear," *Structural Engineering* , nº 53 (8), pp. 313-325, 1975.

- [34] ACI318M-05, "Building Code Requirement For Structural Concrete," *Copyright American Concrete Institute*, 2005.
- [35] J. A. T. Guimarães, *Análise e dimensionamento de pórticos mistos aço-betão*, Porto: Tese de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, 2009.
- [36] L. Calado e J. Santos, em *Estruturas Mistas de Aço e Betão*, Lisboa, IST Press, 2013, pp. 264-271.
- [37] NP EN 1994-2, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges*, European Committee for Standardization, 2005.
- [38] NP EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization, 2010.
- [39] Q. Q. Liang, B. Uy, M. A. Bradford e H. R. Ronagh, "Ultimate strength of continuous composite beams in combined bending and shear," *Journal of Constructional Steel Research*, 2004.
- [40] A. Blanc e M. G. Navarro, *Poutres mixtes à âme mince avec béton de fibres métalliques*, Lousanne: Tese de Mestrado em Engenharia Civil, EPFL, 1999.
- [41] GRID International, *Projeto de Execução das pontes OA18 e OA19 (Peças desenhadas)*, 2013-14.

Páginas web

[W1] "pontesvida". Disponível:

https://pontesvida.files.wordpress.com/2014/02/01_pilarponte25abril.png [Acedido em 5 Dezembro 2016]

[W2] "ocorvo". Disponível: <http://ocorvo.pt/2015/03/27/ciclovias-na-ponte-25-de-abril-a-ideia-e-apelativa-mas-nao-reune-consenso/> [Acedido em 5 de Dezembro de 2016]

[W3] "Martifer Group". Disponível: <http://www.martifer.pt/pt/portfolio/detalhes.php?sec=4&tipo=3&id=28> [Acedido em 5 de Dezembro de 2016]

[W4] "Deviantart". Disponível: http://img03.deviantart.net/3f44/i/2008/164/f/d/estadio_do_dragao_by_alexdoctor.jpg [Acedido em 5 de Dezembro de 2016]

[W5] "Pengest". Disponível: <http://www.pengest.pt/Pontes-/-Viadutos/refer-ep-rede-ferroviaria-nacional-variante-entre-a-estacao-do-pinheiro-e-o-km-94-da-linha-do-sul-2o-fase.html> [Acedido em 5 de Dezembro de 2016]

[W6] "Skyscrapercity". Disponível: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=595743&page=30> [Acedido em 5 de Dezembro de 2016]

ANEXOS

ANEXO A – RESULTADOS PARCIAIS DOS MODELOS PARA VIGA DE AÇO

Quadro A.1 – Cálculos intermédios para o modelo de Basler

Modelo de Basler (M1)												
Autor	Viga	Parcela Crítica				Parcela Pós-Crítica					Vr (kN)	
		$\bar{\lambda}_w$	kt	τ_{cr} (MPa)	Vcr (kN)	σ_t (MPa)	V σ_1 (kN)	V σ_2 (kN)	V σ (kN)	ϕ (°)		
Carlos Gomes, 1999	V1	1,872	5,45	45,3	27,2	196,5	4,9	2,4	9,7	4,7	36,9	
	VT1	1,817	5,78	48,1	28,9	191,7	9,3	4,4	18,2	9,2	47,0	
	VT2	1,735	6,34	52,7	31,6	183,7	13,0	5,8	24,6	13,3	56,3	
	VT3	1,430	9,34	77,7	46,6	140,5	17,5	6,2	29,8	22,5	76,4	
Yoo and Lee, 1999	G1	1,033	9,34	172,2	254,7	20,2	6,7	2,4	11,4	22,5	266,1	
	G2	1,550	9,34	76,5	183,7	185,9	92,4	32,7	157,8	22,5	341,5	
	G3	1,550	9,34	76,5	183,7	185,9	92,4	32,7	157,8	22,5	341,5	
	G4	1,184	7,12	131,2	210,0	91,2	22,1	9,2	40,5	16,9	250,4	
	G5	1,776	7,12	58,3	140,0	217,5	79,0	32,9	144,8	16,9	284,7	
	G6	1,776	7,12	58,3	140,0	217,5	79,0	32,9	144,8	16,9	284,7	
	G7	1,780	6,34	52,0	124,7	195,2	55,3	24,7	104,8	13,3	229,5	
	G8	1,780	6,34	52,0	124,7	195,2	55,3	24,7	104,8	13,3	229,5	
	G9	1,259	5,78	106,7	170,6	108,3	14,1	6,7	27,4	9,2	198,0	
	G10	1,259	5,78	106,7	170,6	108,3	14,1	6,7	27,4	9,2	198,0	
Shanmugam and Baskar, 2003	SPG1	B. Apoiados	2,843	7,07	20,6	46,5	253,2	85,2	35,6	156,5	16,7	202,9
		B. Encastrados	2,238	11,4	33,3	74,9	231,3	77,9	32,5	142,9	16,7	217,9
	SPG2	1,664	7,07	57,4	215,1	175,7	98,6	41,2	180,9	16,7	396,0	

Quadro A.2 – Cálculos intermédios para o método do campo diagonal de tração

Método do Campo Diagonal de Tração (M2)														
Autor	Viga	Parcela Crítica e Parcela Pós-Crítica										Vbb,Rk_ite rado (kN)	Vbb,Rk_ 1ª (kN)	
		$\bar{\lambda}_w$	τ_{bb} (MPa)	σ_{bb} (MPa)	Mnf,Rk,ten s (kNmm)	Ct (mm)	Mnf,Rk,comp (kNmm)	Cc (mm)	g (mm)	ϕ_{1^a} (°)	$\phi_{iterado}$ (°)			
Carlos Gomes, 1999	V1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	NA	NA	
	VT1	1,817	48,1	191,7	171,9	203,7	171,9	203,7	191,1	12,3	12,0	42,6	42,5	
	VT2	1,735	52,7	183,7	171,9	148,0	171,9	148,0	198,0	17,7	17,0	50,8	50,7	
	VT3	1,430	77,7	140,5	171,9	105,4	171,9	105,4	223,0	30,0	28,0	73,1	73,0	
Yoo and Lee, 1999	G1	1,033	149,6	59,5	2222,0	307,2	2222,0	307,2	445,7	30,0	39,0	299,3	296,3	
	G2	1,550	76,5	185,9	1519,0	192,5	1519,0	192,5	428,9	30,0	28,0	318,5	317,7	
	G3	1,550	76,5	185,9	3418,0	267,1	3418,0	267,1	483,6	30,0	30,5	348,0	347,9	
	G4	1,184	127,4	97,8	2222,0	321,1	2222,0	321,1	373,0	22,5	28,0	265,5	263,3	
	G5	1,776	58,3	217,5	1519,0	228,0	1519,0	228,0	395,5	22,5	21,5	253,5	253,0	
	G6	1,776	58,3	217,5	6076,0	395,5	6076,0	395,5	497,7	22,5	25,0	304,7	303,0	
	G7	1,780	52,0	195,2	1519,0	301,7	1519,0	301,7	399,4	17,7	17,0	206,7	206,6	
	G8	1,780	52,0	195,2	3418,0	417,0	3418,0	417,0	452,9	17,7	18,5	225,7	225,4	
	G9	1,259	106,7	108,3	987,4	424,5	987,4	424,5	310,8	12,3	13,0	197,9	197,7	
	G10	1,259	106,7	108,3	2222,0	536,0	2222,0	536,0	351,2	12,3	15,5	207,2	205,6	
Shanmug am and Baskar, 2003	SPG1	B. Apoiados	2,843	20,6	253,2	5460,0	433,9	5440,0	433,1	583,3	22,2	23,0	202,3	202,0
		B. Encastrados	2,238	33,3	231,3	5460,0	448,5	5440,0	447,7	592,0	22,2	23,3	221,2	220,7
	SPG2	1,664	57,4	175,7	7592,0	466,3	7800,0	472,7	607,2	22,2	23,5	406,5	405,5	

Quadro A.3 – Cálculos intermédios para o método simples pós-crítico

Método Simples Pós-Crítico (M3)					
Autor	Viga	Parcela Crítica e Parcela Pós-Crítica		Vba,Rk (kN)	
		$\bar{\lambda}_w$	t_{ba} (MPa)		
Carlos Gomes, 1999	V1	1,872	76,3	45,8	
	VT1	1,817	78,6	47,2	
	VT2	1,735	82,3	49,4	
	VT3	1,430	99,9	60,0	
Yoo and Lee, 1999	G1	1,033	157,1	251,3	
	G2	1,550	106,8	256,3	
	G3	1,550	106,8	256,3	
	G4	1,184	139,8	223,7	
	G5	1,776	93,2	223,7	
	G6	1,776	93,2	223,7	
	G7	1,780	83,2	199,8	
	G8	1,780	83,2	199,8	
	G9	1,259	120,9	193,4	
	G10	1,259	120,9	193,4	
Shanmugam and Baskar, 2003	SPG1	B. Apoiados	2,843	52,8	118,9
		B. Encastrados	2,238	67,1	150,9
	SPG2	1,664	85,9	322,1	

Quadro A.4 – Cálculos intermédios para o método do campo de tensões rodado

Método do Campo de Tensões Rodado (M4)											
Autor	Viga	Parcela Crítica e Parcela Pós-Crítica									Vb,Rd (kN)
		$\bar{\lambda}_w$	η	χ_w	c (mm)	Mf,k (kNm)	Mf,Rd (kNm)	Vbf,Rd (kN)	Vbw,Rd (kN)	Vplw,Rd (kN)	
Carlos Gomes, 1999	V1	1,872	1,0	0,533	490,0	41,3	41,3	1,4	50,8	95,3	52,2
	VT1	1,817	1,0	0,544	245,0	41,3	41,3	2,8	51,9	95,3	54,7
	VT2	1,735	1,0	0,563	163,3	41,3	41,3	4,2	53,6	95,3	57,8
	VT3	1,430	1,0	0,643	81,7	41,3	41,3	8,4	61,3	95,3	69,7
Yoo and Lee, 1999	G1	1,033	1,0	0,803	127,9	237,0	237,0	69,5	236,3	294,2	294,2
	G2	1,550	1,0	0,609	162,7	364,6	364,6	37,3	268,7	441,3	306,1
	G3	1,550	1,0	0,609	178,6	546,8	546,8	76,5	268,7	441,3	345,3
	G4	1,184	1,0	0,727	191,9	237,0	237,0	46,3	214,0	294,2	260,3
	G5	1,776	1,0	0,553	244,1	364,6	364,6	24,9	244,2	441,3	269,1
	G6	1,776	1,0	0,553	301,3	729,1	729,1	80,7	244,2	441,3	324,9
	G7	1,780	1,0	0,552	328,4	364,6	364,6	18,5	218,3	395,2	236,8
	G8	1,780	1,0	0,552	363,9	546,8	546,8	37,6	218,3	395,2	255,9
	G9	1,259	1,0	0,699	340,4	158,0	158,0	11,6	189,2	270,7	200,8
	G10	1,259	1,0	0,699	391,0	237,0	237,0	22,7	189,2	270,7	212,0
Shanmugam and Baskar, 2003	B. Apoiados	2,843	1,0	0,387	366,7	816,0	816,0	59,3	145,2	375,4	204,5
	SPG1 B. Encastrados	2,238	1,0	0,466	366,7	816,0	816,0	59,3	175,0	375,4	234,4
	SPG2	1,664	1,0	0,580	358,9	1142,7	1142,7	86,9	345,1	595,4	432,0

ANEXO B - RESULTADOS PARCIAIS DOS MODELOS PARA VIGA MISTAS

Quadro B.1 – Cálculos intermédios para o modelo ML1

Modelo ML1																							
Autor	Viga	Parcela Crítica Vcr (kN)	Parcela Vs											Parcela Vc							Vr (kN)		
			σ_t (MPa)	Mp (kNm/m)	Ct (mm)	Mpn (kNm)	Y (mm)	Cc (mm)	g (mm)	ϕ_{1° (°)	Vs_1 ^a (kN)	$\phi_{iterado}$ (°)	Vs_iterado (kN)	ω (°)	dst (mm)	Ast' (mm ²)	β	fce (MPa)	Fst (kN)	Vc-D (kN)		Vc-B (kN)	Vc
Carlos Gomes	VT1M	28,9	236,4	0,2	199,8	0,2	2,50	199,8	199	12,3	17,7	11,0	18,0	21,8	6,7	120	1	38,3	4,6	1,7	22,4	24,1	71,0
Shanmugam and Baskar, 2003	CPG1	46,5	262,3	5,5	354,9	41,9	5,96	983,3	754,8	22,2	259,3	28,0	278,8	32,8	17,3	555	1	34,2	19,0	20,6	91,5	112,1	437,4
	CPG3	46,5	262,3	5,5	354,9	41,9	5,96	983,3	754,8	22,2	259,3	28,0	278,8	32,8	17,3	555	1	39,0	21,7	23,5	97,8	121,3	446,6
	CPG2	215,1	196,8	7,6	393,7	44,5	7,18	953,8	763,4	22,2	328,2	26,5	335,1	32,8	17,3	555	1	35,6	19,8	21,4	86,4	107,9	658,1
	CPG4	215,1	196,8	7,6	393,7	44,5	7,18	953,8	763,4	22,2	328,2	26,5	335,1	32,8	17,3	555	1	38,3	21,2	23,0	109,7	132,7	682,9
Yatim, 2015	G1C20	50,8	243,3	9,0	358,8	54,9	6,95	884,8	810,7	26,9	299,1	38,3	366,7	37,3	19,4	621	1	16,7	10,4	12,6	64,1	76,7	494,2
	G1C30	51,9	251,0	7,0	322,4	52,7	6,09	882,9	792,6	26,9	298,2	36,8	357,5	37,3	19,4	621	1	26,9	16,7	20,3	81,3	101,6	511,0
	G2C30	51,0	251,8	5,8	292,5	50,9	5,08	883,6	778	26,9	291,5	36,0	345,4	20,3	11,1	355	1	28,3	10,0	7,0	83,3	90,3	486,8
	G3C30	52,7	256,7	6,7	317,1	6,7	5,91	884,7	792,8	26,9	302,5	36,1	359,7	12,5	6,9	222	1	23,1	5,1	2,2	75,3	77,5	489,9
	G4C20	49,7	229,9	6,6	314,3	52,2	5,84	883,5	781,9	26,9	274,6	38,5	335,7	12,5	6,9	222	1	25,6	5,7	1,2	79,2	80,4	466,0
	G4C30	52,1	240,6	6,6	314,2	52,2	5,84	883,3	785,4	26,9	285,6	37,5	345,0	12,5	6,9	222	1	30,2	6,7	1,4	86,0	87,5	484,7
	G5C30	50,8	249,7	6,7	317,0	52,3	5,91	884,3	790,5	26,9	295,3	36,7	353,9	36,2	17,1	497	1	24,6	12,2	14,4	77,6	92,0	496,8
	G6C30	51,0	256,7	6,7	316,1	52,3	5,89	884,2	791,9	26,9	302,2	36,1	359,4	14,0	9,7	387	1	30,5	11,8	5,7	86,5	92,2	502,7
Blanca and Navarro, 1999	F1P3	350,9	298,4	4,3	235,0	69,4	-2,59	949,6	721,6	22,5	533,2	24,5	535,7	39,8	20,5	656	1	42,5	27,9	35,7	72,2	107,9	990,4
	F1P5	302,2	327,3	4,3	309,5	69,4	-2,59	1250,4	690,8	16,0	404,4	17,5	407,9	39,8	20,5	656	1	42,5	27,9	35,7	72,2	107,9	814,8
	F2P1	285,1	339,6	10,6	575,9	69,4	-2,59	1474,3	686,9	12,3	343,7	14,5	350,4	39,8	20,5	656	1	34,0	22,3	28,5	64,6	93,1	726,1

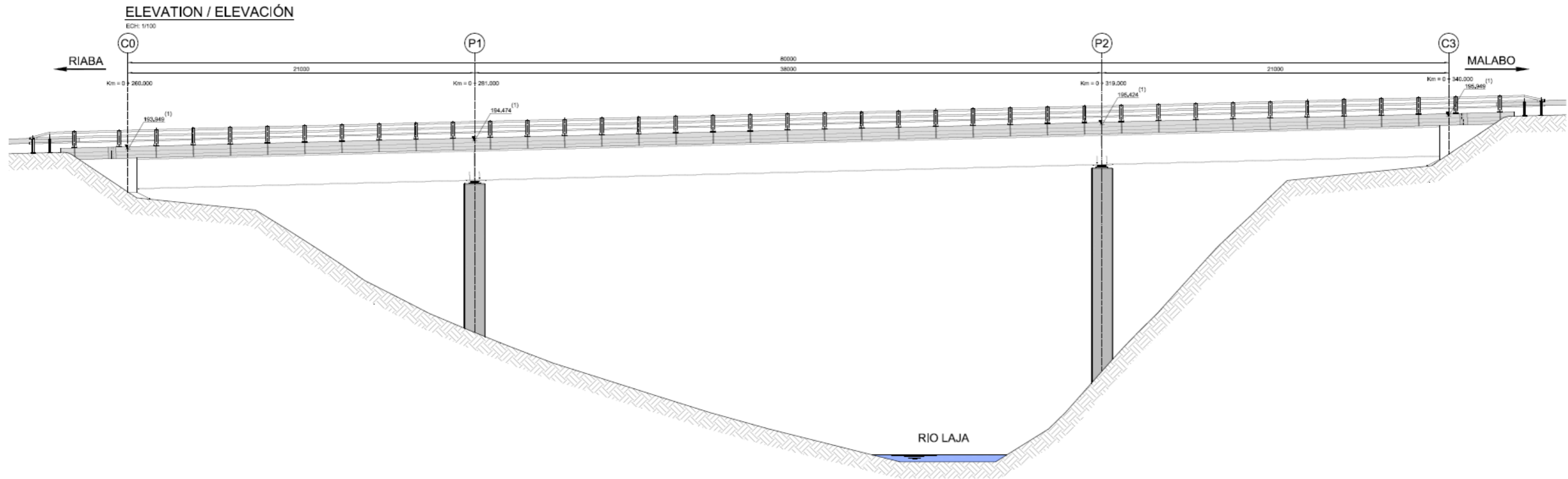
Quadro B.2 – Cálculos intermédios para o modelo ML2

Modelo ML2																	
Autor	Viga	Parcela Crítica Vcr (kN)	Parcela Vs											Parcela Vc			Vr (kN)
			σ_t (MPa)	Mp (kNmm)	Ct (mm)	Mpn (kNm)	Y (mm)	Cc (mm)	g (mm)	ϕ (°)	Vs (kN)	$\phi_{iterado}$ (°)	Vs_iterado (kN)	Vb	Va	Vc	
Carlos Gomes	VT1M	28,9	191,7	0,2	203,7	0,2	2,50	203,7	191	12,3	15,2	12,0	15,2	27,7	1,1	27,7	71,8
Shanmugam and Baskar, 2003	CPG1	46,5	253,2	5,5	433,9	5,5	5,96	433,9	583,7	22,2	172,9	23,0	173,3	217,4	80,2	217,4	537,2
	CPG3	46,5	253,2	5,5	433,9	5,5	5,96	433,9	583,7	22,2	172,9	23,0	173,3	268,1	83,8	268,1	587,9
	CPG2	215,1	175,7	7,6	460,8	7,6	7,18	460,8	597,7	22,2	210,8	23,8	211,8	217,4	81,3	217,4	747,2
	CPG4	215,1	175,7	7,6	460,8	7,6	7,18	460,8	597,7	22,2	210,8	23,8	211,8	268,1	83,3	268,1	798,0
Yatim, 2015	G1C20	50,8	237,9	9,0	456,1	9,0	6,95	456,1	666,3	26,9	231,7	29,5	234,2	120,3	63,2	120,3	533,0
	G1C30	51,9	245,1	7,0	406,9	7,0	6,09	406,9	623,8	26,9	219,3	28,7	220,3	144,1	74,1	144,4	548,8
	G2C30	51,0	245,7	5,6	370,7	5,6	5,08	370,7	594,9	26,9	205,6	28,0	205,9	174,5	75,3	124,9	516,4
	G3C30	52,7	250,5	6,7	400,2	6,7	5,91	400,2	621,2	26,9	219,9	28,2	220,6	114,3	70,4	83,6	490,8
	G4C20	49,7	224,7	6,6	412,1	6,6	5,84	412,1	628,8	26,9	202,6	28,7	203,6	109,2	72,8	78,3	459,1
	G4C30	52,1	234,9	6,6	405,7	6,6	5,84	405,7	624,1	26,9	209,0	28,5	209,8	100,5	77,0	80,5	472,8
	G5C30	50,8	243,9	6,7	401,7	6,7	5,91	401,7	620,3	26,9	215,8	28,5	216,6	92,5	71,9	88,4	488,1
G6C30	51,0	260,5	6,7	401,5	6,7	5,89	401,5	623,8	26,9	219,6	28,0	220,4	150,8	77,2	114,0	519,5	
Blancand Navarro, 1999	F1P3	350,9	266,4	4,3	301,6	1,6	-2,36	183,2	507,1	22,5	272,8	20,0	277,2	204,1	81,4	204,1	832,3
	F1P5	302,2	284,0	4,3	413,0	1,6	-2,36	250,8	501,4	16,0	203,6	14,0	206,7	204,1	81,4	204,1	713,1
	F2P1	285,1	291,1	10,6	781,1	1,6	-2,59	300,6	521,1	12,3	180,9	11,5	181,5	204,1	75,6	201,1	670,8

ANEXO C – PEÇAS DESENHADAS

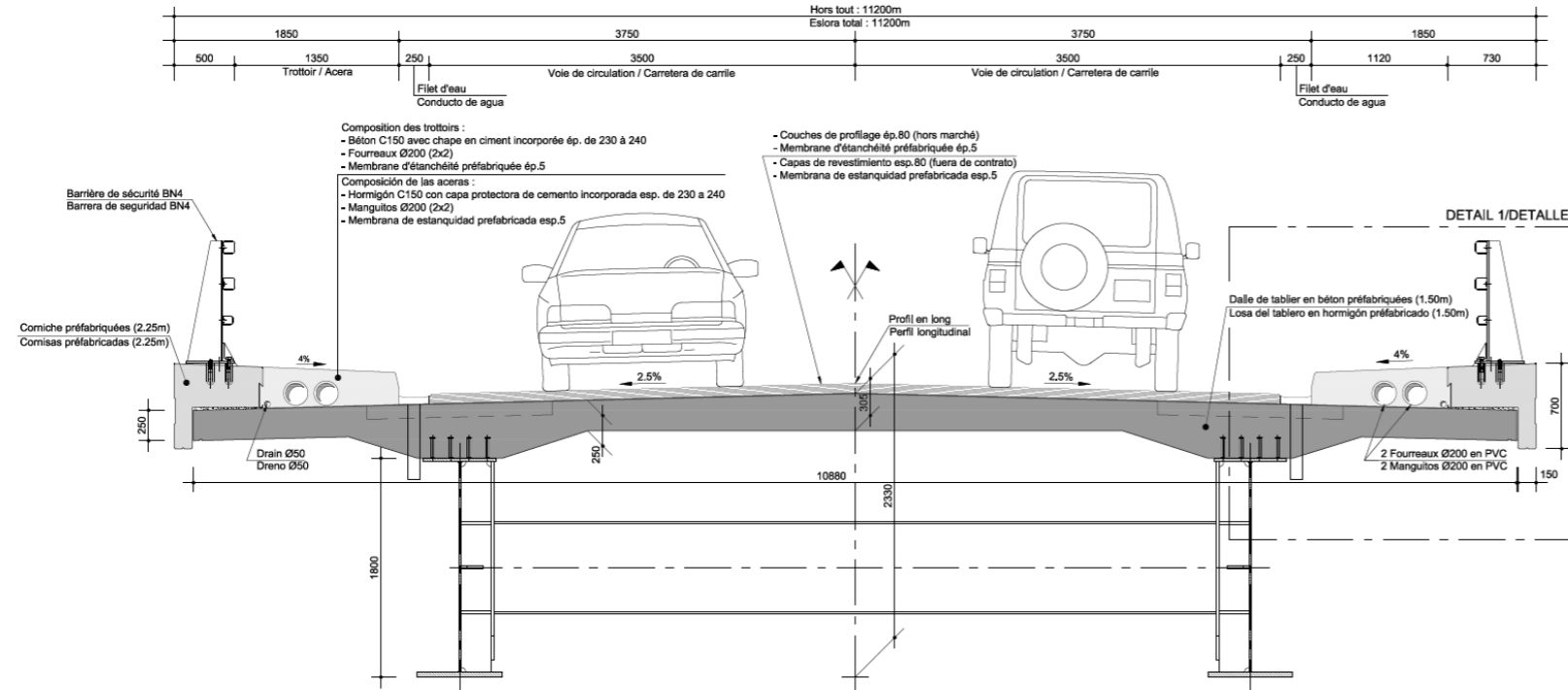
Todos os valores, desenhos e partes de desenhos pertencentes ao Anexo C provêm da referência [38]. Acrescenta-se também que as unidades de medida das peças desenhadas é milímetros (mm).

Secção transversal tipo + alçado

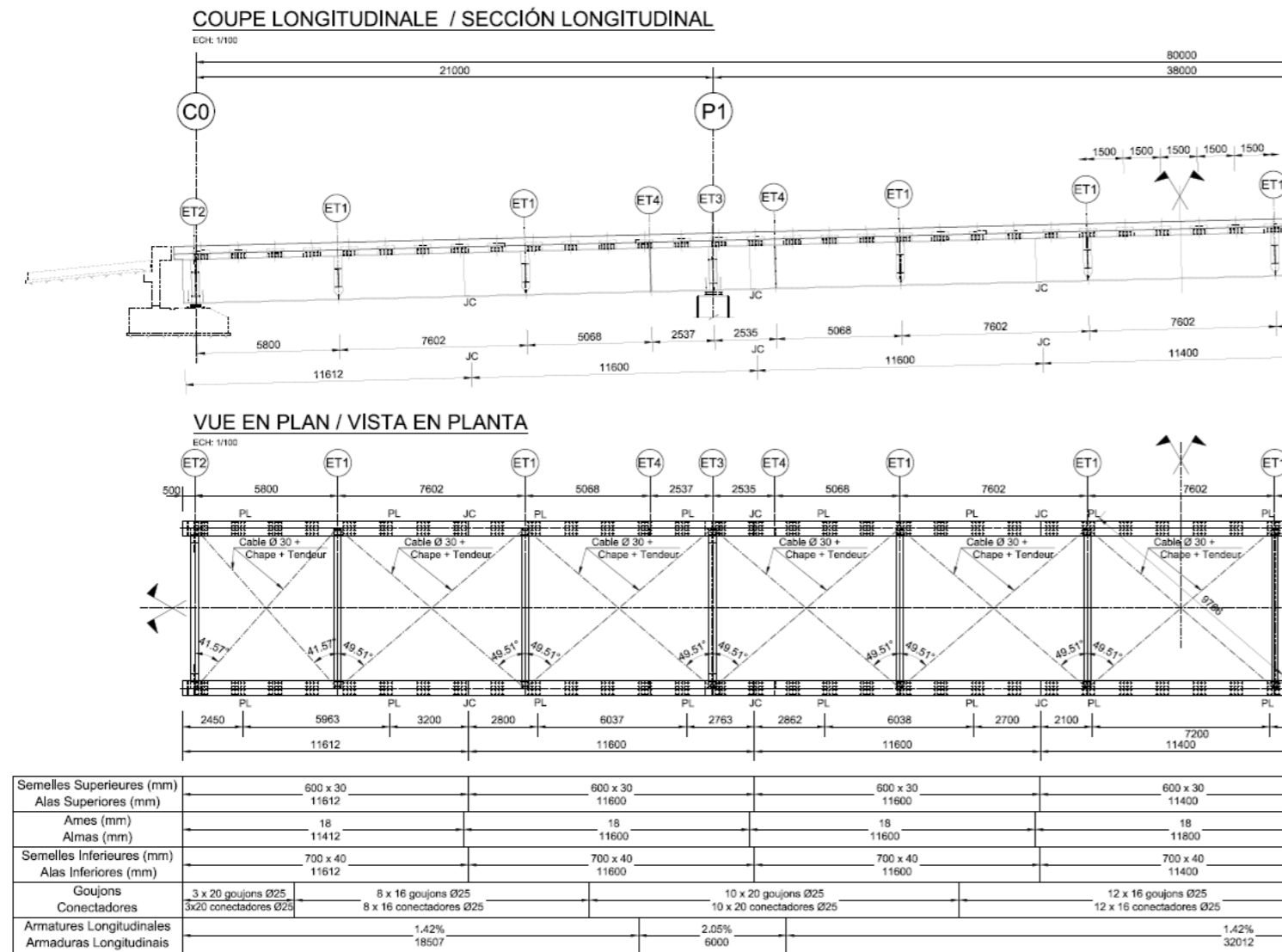


COUPE FONCTIONELLE EN TRAVÉE SECCIÓN FUNCIONAL DE VANO

ECH: 1/25



Corte longitudinal (parte metálica em mm) + esforços

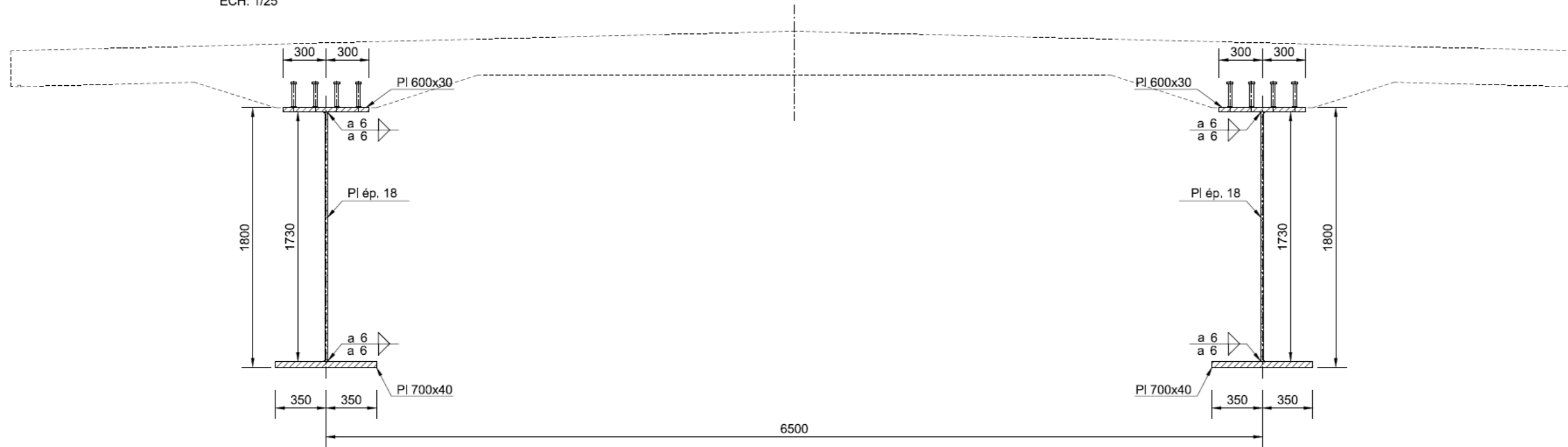


Stresses Example			
Bending Moment			Section x [m]
M1	0	kNm	0,00
M2	7763,0	kNm	8,33
M3	-16017,0	kNm	21,00
M4	-16018,0	kNm	21,00
M5	20309,0	kNm	40,00
M6	-16003,0	kNm	59,00
M7	-16004,0	kNm	59,00
M8	7767,0	kNm	71,67
M9	0,0	kNm	80,00
Shear			x [m]
V1	-1324,0	kN	0,00
V2	1583,0	kN	21,00
V3	-2141,0	kN	21,00
V4	2141,0	kN	59,00
V5	-1583,0	kN	59,00
V6	1324,0	kN	80,00

Secção transversal metálica + conetores

COUPE TRANSVERSALE TYPE / SECCIÓN TRANSVERAL TIPO

ECH: 1/25



GOUJONS / CONECTADORES

