



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Análise e Dimensionamento de Vigas Mistas Aço-Betão: soluções convencionais e soluções “*slimfloor*”

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Construção
Metálica e Mista

Autor

Ricardo José de Almeida Gouveia Pimentel

Orientadores:

Prof. Doutor Luís Aberto Proença Simões da Silva

Prof. Doutor Rui António Duarte Simões

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada.

Coimbra, Julho, 2016

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, deixo os meus agradecimentos aos Professores Doutores Luís Alberto Proença Simões da Silva e Rui António Duarte Simões, por todo o apoio, disponibilidade e incentivo na realização da presente dissertação.

Agradeço a toda a minha família, em especial aos meus pais, pelo apoio e confiança.

À Teresa Nogueira, por tudo.

Aos meus colegas de trabalho, com especial atenção ao Engenheiro Vítor Carvalho.

À *SE2P – Sociedade de Engenharia, Projectos e Planeamento*, por me ter proporcionado esta oportunidade. Aos Engenheiros Adriano Lopes e Fernando Lopes, o meu sincero agradecimento.

Agradeço ainda à *JFMetal, Metaloviana e Poço - Equipamentos industriais* pela partilha de informação que muito contribuiu para o trabalho desenvolvido na presente dissertação.

RESUMO

As soluções estruturais com recurso a elementos mistos aço-betão são cada vez mais reconhecidas globalmente como soluções de excelência. Como justificação desse estatuto destaca-se a sua economia, eficiência estrutural, processos construtivos de considerável rapidez ou a sustentabilidade da própria construção.

De forma a enquadrar o âmbito de aplicabilidade do trabalho realizado, numa fase inicial é apresentada uma revisão bibliográfica sobre a construção mista, dando-se especial atenção ao elemento tipo viga (soluções convencionais e soluções *slimfloor* – *vigas mistas parcialmente embebidas no pavimento*). É apresentada uma evolução cronológica de soluções estruturais, concluindo-se com a apresentação das soluções construtivas de aplicação corrente. Posteriormente, são enunciadas as principais particularidades da construção mista, referindo-se ainda as suas vantagens e desvantagens.

Direcionando para o campo da análise e dimensionamento de vigas mistas, são tratados de forma detalhada os conceitos necessários para o efeito, tendo-se como enquadramento regulamentar o Eurocódigo 4 (EN 1994 1-1). Particularmente para soluções *slimfloor*, visto que tais soluções não são explicitamente abordadas pela regulamentação europeia, recorreu-se a bibliografia internacional de referência, traduzindo-se assim a presente dissertação num documento de elevada utilidade para a análise e dimensionamento desse tipo de soluções.

Tendo como base os conceitos técnicos descritos, foi desenvolvida uma ferramenta de cálculo que os aplicasse de uma forma prática em termos de dimensionamento. Com a implementação dos processos de análise global da viga, verificações em fase construtiva, verificações em fases definitiva para estados limites últimos e de serviço foi possível compreendê-los de forma mais aprofundada, com especial atenção para as soluções *slimfloor*. Deste modo, foi possível apontar alguns temas pertinentes para investigação futura na temática.

Por fim, é apresentado um exemplo prático de dimensionamento de um piso tipo de um edifício metálico e misto, onde são comparadas aplicações de soluções de vigas convencionais e vigas *slimfloor*, procurando-se com o mesmo essencialmente justificar a competitividade económica das segundas face às primeiras.

Palavras-chave: construção mista aço-betão; vigas mistas; *slimfloor*; vigas mistas embebidas; conexão de corte; torção não uniforme.

ABSTRACT

Steel-concrete composite structures are currently accepted as a first-rate structural solution, position sustained by their economy, structural efficiency, quick assembly and sustainability.

To point out the scope of the present document, in an initial stage, a bibliographic review about steel-concrete composite construction will be presented, particularly to the beam element (conventional and *slimfloor* beams – last ones, beams partially encased in the concrete slab), starting with a chronologic review about structural solutions, and ending with the presentation of the currently most applied solutions. After the review, the most important characteristics of steel-concrete composite structures will be discussed, as well as their advantages and disadvantages.

Focus in the structural analysis and design domain, all the essential concepts are discussed with an extended detail, bearing in mind a normative connection with Eurocode 4 (EN 1994-1-1). Particularly to *slimfloor* solutions, as they are not explicitly covered by European standards, internationally renowned bibliography was used, procedure that classifies the present document as a helpful tool for the design of this type of structural solutions.

With all the concepts settled in the domain of structural analysis and design of composite beams, a structural calculation tool was developed, which endorsed all of their relevant practical applications. The procedure, taking into account global analysis, construction stage design, composite stage design to ultimate and serviceability limit states, a superior comprehension of them was reached, condition that guided to an interesting identification of possible future research works.

To conclude, a practical design example of a structural floor of a steel and composite building was developed, applying conventional and *slimfloor* beams, searching for a validation of the economic competitiveness of the *slimfloor* solutions.

Keywords: steel-concrete composite structures; composite beams; *slimfloor* beams, encased beams, shear connection, non-uniform torsion.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento e motivação	1
1.2. Objetivos	4
1.3. Estrutura da dissertação.....	5
2. CONSTRUÇÃO MISTA AÇO-BETÃO: VIGAS MISTAS	7
2.1. Revisão bibliográfica de soluções de vigas mistas aço-betão	7
2.1.1. As primeiras aplicações do conceito	7
2.1.2. A evolução no domínio das vigas e pavimentos mistos aço-betão	8
2.1.2.1. Evolução até ao sistema de viga mista aço-betão convencional	8
2.1.2.2. Evolução de soluções de vigas mistas tipo <i>slimfloor</i>	13
2.1.2.3. Evolução em pavimentos mistos aço-betão.....	20
2.2. Soluções atuais de vigas mistas aço-betão em edifícios.....	22
2.2.1. Soluções de vigas mistas convencionais	22
2.2.2. Aplicações correntes de sistemas slim-floor a vigas de edifícios:	25
2.3. Exemplos de aplicabilidade de construção mista aço-betão	32
2.4. Desenvolvimentos em termos de bibliografia e regulamentação específica de estruturas mistas aço-betão	36
2.5. Características da construção mista aço-betão	42
2.5.1. O conceito de construção mista e suas principais particularidades relacionadas com o elemento estrutural tipo viga	42
2.5.2. Principais vantagens e desvantagens a construção mista aço-betão.....	46
3. ANÁLISE GLOBAL DE VIGAS MISTAS AÇO-BETÃO	55
3.1. Generalidades.....	55
3.2. Influência do faseamento construtivo	57
3.3. Shear-Lag - Largura efetiva do banzo de betão	63
3.3.1. O conceito	63
3.3.2. Largura efetiva segundo a norma EN 1994-1-1 para vigas convencionais.....	64
3.3.3. Largura efetiva em vigas tipo <i>slimfloor</i>	66
3.4. Influência da Fendilhação do betão na análise global de vigas mistas.....	73
3.4.1. Generalidades.....	73

3.4.2. Tipos de análises elásticas lineares previstas pela EN 1994-1-1.....	75
3.4.2.1. Análise elástica linear não fendilhada para ULS – 5.4.2.3 (2) da norma EN 1994-1-1	75
3.4.2.2. Análise fendilhada: Método Geral – 5.4.2.3 (2) da EN 1994-1-1	76
3.4.2.3. Análise fendilhada: Método I – 5.4.2.3 (3) EN 1994-1-1 – Vigas Convencionais	77
3.4.2.4. Análise fendilhada: Método II – 5.4.2.3 (2) e 5.4.4 EN 1994-1-1 – Vigas convencionais	78
3.4.2.5. Análises com redistribuição de esforços limitada – EN 1994-1-1 5.4.4	79
3.4.2.6. Análise para estados limite de serviço	80
3.4.3. Efeito da fendilhação em vigas slim-floor	82
3.5. Influência da conexão de corte na análise de vigas mistas.....	85
3.6. Efeitos de fluência e retração do betão.....	87
4. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS AÇO BETÃO.....	97
4.1. Generalidades.....	97
4.2. Classe da secção transversal.....	98
4.3. Características resistentes do aço estrutural	101
4.4. Características resistentes do betão estrutural.....	102
4.5. Ações de dimensionamento.....	102
4.5.1. Ações de dimensionamento em fase construtiva.....	102
4.5.2. Ações de dimensionamento em fase construtiva: particularidades das soluções <i>slimfloor</i> ...103	
4.6. Ações de dimensionamento para fase de exploração	106
4.7. Dimensionamento de vigas mistas convencionais	106
4.7.1. Fase construtiva.....	106
4.7.1.1. Resistência da secção transversal à flexão	106
4.7.1.2. Verificação de segurança à encurvadura lateral	107
4.7.2. Fase definitiva	108
4.7.2.1. Estados Limites Últimos	108
4.7.2.1.1. Resistência plástica à flexão: conexão total.....	108
4.7.2.1.2. Resistência elástica à flexão.....	114
4.7.2.1.3. Resistência ao esforço transversal	116
4.7.2.1.4. Resistência à flexão com esforço transversal.....	117
4.7.2.1.5. Conexão de corte: conceito e implicações na análise	117
4.7.2.1.6. Dimensionamento da conexão de corte: soluções tipo <i>stud</i>	126

4.7.2.1.7. Resistência à flexão: conexão parcial	133
4.7.2.1.8. Corte longitudinal	138
4.7.2.1.9. Resistência à encurvadura lateral em vigas mistas	142
4.7.2.1.10. Vigas mistas com revestimento parcial em betão	148
4.7.2.1.11. Vigas mistas com aberturas de considerável dimensão nas almas.....	149
4.7.2.2. Estados Limites de Serviço	151
4.7.2.2.1. Deformação.....	151
4.7.2.2.2. Vibração.....	154
4.7.2.2.3. Controlo de tensões.....	158
4.7.2.2.4. Controlo de Fendilhação	158
4.8. Dimensionamento de vigas mistas tipo <i>Slimfloor</i>	162
4.8.1. Conceitos base comuns à fase construtiva e à fase definitiva	162
4.8.1.1. Dimensionamento do banzo ou chapa de banzo em flexão.....	162
4.8.1.2. Dimensionamento da alma em flexão transversal.....	165
4.8.1.3. Estado biaxial de tensão em soluções <i>slimfloor</i>	166
4.8.1.4. Definição de carregamentos para verificações locais.....	170
4.8.2. Fase construtiva.....	171
4.8.2.1. Estados limites últimos	171
4.8.2.1.1. Resistência da secção transversal: <i>flexão biaxial com torção</i>	171
4.8.2.1.2. Resistência do elemento à flexão biaxial com torção	179
4.8.2.2. Estado limite de serviço	180
4.8.3. Fase definitiva	180
4.8.3.1. Estados limites últimos	180
4.8.3.1.1. Resistência plástica à flexão: conexão total.....	180
4.8.3.1.2. Conexão de corte e corte longitudinal	186
4.8.3.1.3. Resistência plástica à flexão: conexão parcial	192
4.8.3.1.4. Vigas com aberturas nas almas	192
4.8.3.1.5. Resistência ao esforço transversal	194
4.8.3.2. Estado limite de serviço	195
4.8.3.2.1. Deformação.....	195
4.8.3.2.2. Controlo de tensões, vibração e fendilhação.....	195
4.9. Critérios de análise e verificações de segurança aplicados na ferramenta de cálculo desenvolvida	

196

4.9.1. Enquadramento	196
4.9.2. Análise global	196
4.9.3. Fase construtiva.....	197
4.9.3.1. Verificações para os estados limites últimos.....	197
4.9.3.1.1. Vigas Convencionais	197
4.9.3.1.2. Vigas tipo <i>slim-floor</i>	198
4.9.3.1.3. Verificações para os estados limites de serviço em vigas <i>slim-floor</i>	199
4.9.4. Fase Definitiva	199
4.9.4.1. Verificações para os estados limites últimos.....	199
4.9.4.1.1. Vigas Convencionais	199
4.9.4.2. Vigas tipo <i>slim-floor</i>	200
4.9.4.3. Verificações para os estados limites de serviço	201
4.9.4.3.1. Vigas Convencionais	201
4.9.4.3.2. Vigas Slim-Floor (verificações adicionais).....	202
4.9.5. Verificações construtivas	202
5. FERRAMENTA DE CÁLCULO DESENVOLVIDA.....	203
5.1. Soluções construtivas abrangidas e condições gerais de cálculo	203
5.2. Base de dados incorporadas	205
5.3. Resumo de <i>inputs</i> requeridos pela da ferramenta de cálculo	206
5.4. Exemplo de <i>output</i> de resultados automático.....	207
6. CASO DE ESTUDO	215
6.1. Considerações aplicadas e soluções estruturais alvo de estudo.....	215
6.2. Comentários gerais e comparativos de quantidades entre soluções	221
6.3. Estimativa orçamental e comparativo de custo entre soluções	224
7. CONCLUSÕES.....	233
8. SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS.....	235
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	239
ANEXOS.....	261

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Exemplos de elementos estruturais mistos.	1
Figura 2.1 – a) Sistema <i>jack-arch</i> ; b) sistema <i>filler-joist</i> (Bailey, 1999 <i>apud</i> Barros, 2011).	7
Figura 2.2 – Metodologia de Joseph Melan para pontes em arco	8
Figura 2.3 – Metodologia de ponte mista com vigas metálicas embebidas	9
Figura 2.4 – Secção transversal da <i>Acheregg Bridge de 1914, no lago Lucerne, na Suíça</i> (Rohn, 1915).	10
Figura 2.5 – Metodologia de Julius Kahn para viga mista (adaptado de Kahn, 1926).....	10
Figura 2.6 - <i>Willerzeller Viaduct</i> sobre o rio <i>Sihl</i> na Suíça, construído em 1936	12
Figura 2.7 – Secção transversal e secção longitudinal de uma viga mista aço-betão convencional (Liang, 2015).	13
Figura 2.8 – Soluções primitivas em pavimentos <i>slimfloor</i> (Mullett, 1992).....	14
Figura 2.9 – “ <i>Slimfloor</i> ” beam (Mullett, 1992).....	15
Figura 2.10 – Viga mista <i>slimfloor</i> com comportamento misto (Mullett, 1992).	15
Figura 2.11 - Viga mista <i>slimfloor</i> com comportamento semi-misto (Mullett, 1992).	16
Figura 2.12 – Vigas com recurso a soldadura para aplicações a soluções <i>slimfloor</i>	16
Figura 2.13 – Viga <i>slimfloor</i> laje mista: (Mullett e Lawson, 1993).	17
Figura 2.14 – <i>Asymmetric Slimflor Beam</i> (Mullett <i>et al.</i> , 1997).	17
Figura 2.15 – Tipologia de viga <i>RHS Slimfloor edge beams</i> (Mullett, 1997).	18
Figura 2.16 – Ensaios push-out realizados por (Leskelä e Hopia, 2000 <i>apud</i> Paes, 2003).....	19
Figura 2.17 – Tipologia de modelo experimental realizado por (Leskelä e Hopia, 2000): vão 6.4m; avaliação da performance das soluções de conexão de corte estudadas – (Paes, 2003).....	19
Figura 2.18 – Pavimento com chapa metálica por J. Loucks e H. Gillette, 1926 (Sputo, 2012).....	20
Figura 2.19 – Laje mista <i>Hibond</i> (Sputo, 2012).....	21
Figura 2.20 – Chapa de pequena altura – Haircol 59S (<i>Arcelor-Mittal</i> , 2011a).	22
Figura 2.21 – Chapa de grande altura ComFlor225 (<i>Tata Steel</i> , 2013).	22
Figura 2.22 – Chapa de grande altura <i>Cofraplus 220</i> (<i>Arcelor-Mittal</i> , 2014c).	22
Figura 2.23 – Sistema construtivo convencional com laje mista e viga mista: exemplo com chapa ComFlor 60 da <i>Tata Steel</i> (<i>Tata Steel</i> , 2013).	23
Figura 2.24 – Exemplos de vigas mistas com secções metálicas alveolares.....	23
Figura 2.25 – Exemplo de vigas mistas com recurso a treliça metálica.....	24

Figura 2.26 – Aplicação de chapas colaborantes de grande altura a vigas convencionais: chapa <i>Cofraplus</i> 220 com <i>wing system</i> da <i>Arcelor-Mittal</i> (<i>Arcelor-Mittal</i> , 2014c).....	24
Figura 2.27 – Viga mista convencional <i>Cofraplus</i> 220 da <i>Arcelor-Mittal</i> ; aplicação de acessórios tipo “ <i>wing</i> ” (<i>Arcelor-Mittal</i> , 2011b).....	25
Figura 2.28 – Tipologias de conexão de corte: a) <i>Stud Nelson</i> , b), c) Conector com perfil em <i>T Hilti X-HVB</i> d) <i>Perfobond</i> , e) <i>Crestbond</i> (<i>Cruz et al.</i> , 2008; <i>Hilti</i> , 2016).	25
Figura 2.29 – Aplicação de chapa <i>ComFlor</i> 225mm da <i>Tata Steel</i> em solução tipo <i>Slimdek</i> (<i>Tata Steel</i> , 2013).	26
Figura 2.30 – Aplicação de Chapa <i>Cofraplus</i> 220 da <i>Arcelor-Mittal</i> a viga tipo <i>slimfloor</i> (<i>Arcelor-Mittal</i> , 2011b).	26
Figura 2.31 – Sistema <i>Cofradal</i> da <i>Arcelor-Mittal</i> . Constituintes: chapa metálica, isolamento, armadura inferior e lâmina de compressão em betão armado (<i>Arcelor-Mittal</i> , 2013).	26
Figura 2.32 – Aplicação de sistema <i>Cofradal</i> – <i>Arcelor-Mittal</i> em pisos de pequena altura (<i>Arcelor-Mittal</i> , 2014a).	26
Figura 2.33 – Piso de pequena altura com recurso a painéis pré-fabricados de betão	27
Figura 2.34 – Solução tipo <i>Slimdek</i> convencional (<i>Tata Steel</i> , 2007).....	27
Figura 2.35 – <i>CoSFB</i> - Conexão de corte com recurso a <i>concrete-dowels</i> em vigas mistas “ <i>slimfloor</i> ” (Chapa <i>Cofraplus</i> 220 da <i>Arcelor-Mittal</i> no exemplo).	28
Figura 2.36 – Sistema <i>Slimfloor</i> da <i>Arcelor-Mittal</i> , com chapa <i>Cofraplus</i> 220.....	28
Figura 2.37 – <i>Composite Slim-Floor Beam (CoSFB)</i> , com sistema <i>concrete-dowel</i>	29
Figura 2.38 – Outras tipologias de vigas <i>slimfloor</i>	30
Figura 2.39 – Tipologia de viga mista <i>filler-beam</i> (EN 1994-2).....	31
Figura 2.40 – <i>Sears/Willis Tower</i> (<i>Skyscrapercenter</i> , 2016; <i>Willis Tower</i> , 2016).	32
Figura 2.41 – <i>One World Trade Center</i> (<i>Skyscrapercenter</i> , 2016; <i>Deseretnews</i> , 2016).	33
Figura 2.42 – Torres de São Gabriel/São Rafael, Parque das Nações, Lisboa.....	33
Figura 2.43 – Exemplos de edifícios com aplicações de pisos <i>slimfloor</i>	34
Figura 2.44 – Exemplos de reabilitação de estruturas com introdução de elementos estruturais mistos aço-betão (<i>Engel</i> , 2010).	35
Figura 2.45 – <i>Luxury Flats – Benfica Stadium</i> , Lisboa (<i>Metaloviana</i> e <i>SE2P</i> , 2016). Exemplos de escoramento em vigas mistas aço-betão.....	43
Figura 2.46 – Exemplo de aplicação de <i>Column Tie</i> (<i>Tata Steel</i> , 2007).....	45
Figura 2.47 – Ligação de continuidade em sistema <i>slimfloor</i> na <i>Millenium Tower</i> , em Viena:.....	46
Figura 2.48 – Influência do contributo da rigidez das ligações na deformada das vigas da <i>Millenium Tower</i> , em Viena (<i>Huber</i> , 2001).....	46

Figura 2.49 – <i>Luxury Flats – Benfica Stadium</i> , Lisboa. Chapa metálica colaborante como plataforma de trabalho (Metaloviana e SE2P, 2016).	48
Figura 2.50 – <i>Luxury Flats – Benfica Stadium</i> , Lisboa. Aplicação de argamassas projetadas como sistema de proteção ao fogo (R90) (Metaloviana e SE2P, 2016).....	50
Figura 2.51 – Facilidade de acomodação de instalações na solução <i>Slimdek</i>	50
Figura 2.52 – Sistemas estrutural em construção mista 1/2 (Brown <i>et al</i> , 1997).....	53
Figura 2.53 – Sistemas estrutural em construção mista 2/2 (Brown <i>et al</i> , 1997).....	53
Figura 3.1 – Procedimento de homogeneização em viga mista.	57
Figura 3.2 – Influência do faseamento não escorada (esquerda) e viga escorada (direita): influência nas tensões instaladas na secção e deformação registada (Calado e Santos, 2010).....	58
Figura 3.3 – Influência do processo construtivo (Calado e Santos 2010).....	59
Figura 3.4 – Influência do número e posicionamento dos escoramentos.....	60
Figura 3.5 – Influência do escoramento no momento crítico da viga (CTICM, 2016).....	61
Figura 3.6 – Fenómeno <i>Shear Lag</i> (adaptado de Johnson, 1994).	64
Figura 3.7 – Valores de L_e para o cálculo da largura efetiva dos banzos de betão para ter em conta efeito de <i>Shear Lag</i> (adaptado de CEN, 2004c).....	65
Figura 3.8 – Ensaio experimental 280ASB do SCI (Mullett <i>et al</i> . 1997) e estudo numérico (Paes, 2003)	67
Figura 3.9 – Ensaio experimental 300ASB do SCI (Mullett <i>et al</i> . 1997) e estudo numérico (Paes, 2003)	67
Figura 3.10 – Ensaio experimental 280ASB do SCI (Mullett <i>et al</i> . 1997) e estudo numérico (Paes, 2003): influência do b_{eff}	68
Figura 3.11 – Ensaio experimental 3000ASB do SCI (Mullett <i>et al</i> . 1997) e estudo numérico (Paes, 2003): influência do b_{eff}	68
Figura 3.12 – Ensaio experimental (Kuhlmann e Hauf, 2008).	69
Figura 3.13 – Beff, Modelo experimental e resultados obtido com EN 1994-1-1 e largura disponível do banzo de betão (adaptado de Kuhlmann e Hauf, 2008).	70
Figura 3.14 – Comportamento de viga <i>slimfloor</i> sob momento positivo.....	70
Figura 3.15 – Diferença entre largura efetiva para estado de membrana e para estado de flexão do banzo de betão (adaptado de Kuhlmann e Hauf, 2008).	71
Figura 3.16 – Banzo efetivo proposto comportando comportamento de membrana e comportamento de flexão do banzo de betão (Kuhlmann e Hauf, 2008).....	72
Figura 3.17 – Efeito da fendilhação na largura do bano para o estado de flexão: tramo simplesmente apoiado(Kuhlmann e Hauf, 2008).	72
Figura 3.18 – Efeito da fendilhação do betão em vigas mistas <i>slimfloor</i>	73

Figura 3.19 – Metodologias de análise global de estruturas mistas convencionais para contabilização do efeito não linear da fendilhação do betão.....	75
Figura 3.20 – Fatores de redução para os momentos fletores nos apoios (CEN, 2011).....	81
Figura 3.21 – Fendilhação e sua influência na rigidez de flexão de uma viga <i>Slimfloor</i> de um tramo simplesmente apoiado (Iliopoulos, 2015).	83
Figura 3.22 – Comparação de resultados entre ensaio experimental de Seeber (1995) e estudos numéricos e analíticos de Iliopoulos (2015).....	87
Figura 3.23 – Contabilização da retração em viga contínua para a obtenção dos efeitos hiperestáticos – fendilhação contabilizada por Método I (Dujmović <i>et al.</i> , 2015).	96
Figura 4.1 – Método do buraco na alma (adaptado de CEN, 2010b).....	101
Figura 4.2 – Cargas de dimensionamento para a fase construtiva.	102
Figura 4.3 – Caso de carga para maximização do momento fletor longitudinal em vigas <i>slimfloor</i>	104
Figura 4.4 – Procedimento de instalação de painéis pré fabricados por fases (Mullett, 1992).	105
Figura 4.5 – Caso de carga para maior momento torsor, vigas <i>slimfloor</i>	106
Figura 4.6 – Procedimento de cálculo do momento plástico da secção mista no caso do eixo neutro se situar na alma (betão de densidade normal).	113
Figura 4.7 – Procedimento de cálculo do momento resistente elástico da secção mista para momento fletor negativo.	115
Figura 4.8 – Desenvolvimento do esforço de escorregamento (Dias da Silva, 1999).....	118
Figura 4.9 – Comportamento de viga mista em: a) conexão nula; b) conexão parcial; c) conexão total (adaptado de Liang, 2015).....	120
Figura 4.10 - a) adaptado de Patrick (2004); b) Anexo B.2 da EN 1994-1-1 (CEN, 2011).....	121
Figura 4.11 – Limites de conexão parcial para conectores <i>stud</i> dúcteis	122
Figura 4.12 – Limites de conexão parcial para conectores <i>stud</i> dúcteis – domínio alargado, (Simms e Hughes, 2011).	124
Figura 4.13 – Limites de conexão parcial para conectores <i>stud</i> dúcteis em vigas não escoradas: vigas metálicas em I ou H com banzos iguais (Simms e Hughes, 2011).....	124
Figura 4.14 - Limites de conexão parcial para conectores <i>stud</i> dúcteis em vigas mistas com chapa colaborante perpendicular à viga: vigas não escoradas (Simms e Hughes, 2011).	125
Figura 4.15 - Limites de conexão parcial para conectores <i>stud</i> dúcteis em vigas mistas com chapa colaborante perpendicular à viga: vigas escoradas (Simms e Hughes, 2011).	126
Figura 4.16 – Largura intermédia da nervura para cálculo de <i>kl</i> (CEN, 2011).....	127
Figura 4.17 – Geometria da solução para cálculo do fator de redução <i>kt</i> (CEN, 2011).	128
Figura 4.18 – Posicionamento favorável para conetores não centrados com a nervura.....	130

Figura 4.19 – Exemplo de descritização do vão da viga para cálculo elástico da conexão de corte (adaptado de Dujmović et al., 2015).	132
Figura 4.20 – Algumas disposições construtivas para conectores tipo stud	132
Figura 4.21 – Distância mínima da armadura transversal da laje à face inferior da cabeça do conector (Anderson e Johnson, 2004).	133
Figura 4.22 – Metodologia de cálculo em conexão parcial – $N_c = F_c$; $N_a = F_a$	134
Figura 4.23 – Influência do grau de conexão no momento resistente da viga para o caso de conectores dúcteis – $N_c = F_c$; $N_a = F_a$, CEN, 2011).	135
Figura 4.24 – Cálculo da resistência à flexão não linear em conexão parcial, comportando conectores não dúcteis; $N_c = F_c$; $N_a = F_a$; $N_{c,el} = F_{c,el}$, (CEN, 2011).	137
Figura 4.25 – Modelo de escoras e tirantes para verificação do corte longitudinal em viga mista (Calado e Santos, 2010).	138
Figura 4.26 – Superfícies de corte longitudinal com chapa colaborante (CEN, 2011).	141
Figura 4.27 – Superfícies de corte longitudinal com lajes maciças ou com recurso a elementos de betão pré-fabricado (CEN, 2011).	141
Figura 4.28 – Encurvadura lateral em vigas mistas.	142
Figura 4.29 – Efeito <i>U-Frame</i> em vigas mistas (adaptado de CEN, 2011).	143
Figura 4.30 – Geometria de secção para o cálculo da inércia I_2 em flexão negativa para laje maciça (adaptado de Calado e Santos, 2010).	144
Figura 4.31 – Geometria de secção para o cálculo da inércia I_2 em flexão negativa para laje mista por metodologia Anderson e Johnson, 2004).	145
Figura 4.32 – Ilustração de alguns parâmetros para a determinação do parâmetro kc	147
Figura 4.33 – Momento torsor gerando tração nos conectores devido à encurvadura lateral (Calado e Santos, 2010).	148
Figura 4.34 – Exemplos de análise de secções transversais de vigas mistas parcialmente revestidas (CEN, 2011).	149
Figura 4.35 – Funcionamento de uma viga mista com grandes aberturas nas almas	150
Figura 4.36 – Modo A (esquerda) e B (direita) segundo Wyatt (1989) e Smith et al., (2009).	155
Figura 4.37 – Largura efetiva do banzo $b_{eff,p}$; “ e ” $e = ep$ excentricidade para verificação da flexão local (transversal) do banzo (Tata Steel, 2007).	164
Figura 4.38 – Esquema de instalação tipo em pavimentos tipo <i>Slimdek</i> (Tata Steel, 2007).	164
Figura 4.39 – Excentricidade para verificação de segurança da flexão transversal da alma:	165
Figura 4.40 – Estado biaxial de tensão na chapa soldada sobre o banzo do perfil metálico em soluções <i>slimfloor</i> (adaptado de Mullett e Lawson, 1999).	166
Figura 4.41 - Relação $MMRd$ e $\sigma 1fy, d$ ($py = fy, d$; $Mp = MRd, p$) (adaptado de Mullett, 1992).	169

Figura 4.42 – Fluxo de tensões tangenciais para peça sujeita a torção uniforme.....	172
Figura 4.43 – Deformada de viga em I sujeita a torção pura (Hughes et al., 2011).....	172
Figura 4.44 – Deformada de viga em I sujeita a torção com restrição ao empenamento a meio vão (Hughes et al., 2011).	172
Figura 4.45 – Exemplo de carregamento excêntrico em viga metálica (adaptado de Hughes et al., 2011).	173
Figura 4.46 – Ângulo de rotação ϕ (adaptado de Mullett e Lawson, 1999).	173
Figura 4.47 – Tensões desenvolvidas em secções transversais abertas de paredes finas de elementos sujeitos a flexão e torção.	174
Figura 4.48 – Metodologia simplificada para a contabilização o efeito da torção (adaptado de Mullett, 1992).	174
Figura 4.49 – Condições tipo para análise de vigas <i>slimfloor</i> : momento torsor uniformemente distribuído, empenamento livre nas extremidade com rotação impedida (Hughes et al., 2011).....	176
Figura 4.50 – Componentes numa viga <i>slimfloor</i> sujeita a momento fletor positivo.....	181
Figura 4.51 – Procedimento de cálculo do momento plástico da secção mista tipo <i>slimfloor</i> com laje maciça: eixo neutro na alma (betão de densidade normal).	182
Figura 4.52 – Geometria geral para cálculo do momento resistente plástico de uma solução tipo <i>slimfloor</i> : comprimentos de betão comprimido na projeção de cada uma das subcomponentes metálicas – “ y, i ”; e comprimento de aço comprimido “ x ”.....	184
Figura 4.53 - Procedimento de cálculo do momento plástico da secção mista tipo <i>slimfloor</i> com chapa de pequena altura: eixo neutro na alma (betão de densidade normal).....	185
Figura 4.54 - Procedimento de cálculo do momento plástico da secção mista tipo <i>slimfloor</i> com chapa de grande altura: eixo neutro na alma (betão de densidade normal).	185
Figura 4.55 – Parâmetros geométricos para dimensionamento de conetores stud na horizontal	188
Figura 4.56 – Corte longitudinal em soluções com concrete-dowels: plano de corte relevante (“ <i>Kritischer Schnitt</i> ”), com identificação de: armadura do <i>concrete-dowel</i> - (1); armadura da laje - (3); armadura de reforço típica para o corte longitudinal - (2), (DIBt, 2014).....	190
Figura 4.57 – Força mobilizada na interface entres o aço e o betão (Mullett <i>et al.</i> 1997).	191
Figura 4.58 – Distribuição elástica do esforço de corte (Mullett <i>et al.</i> 1997).	191
Figura 4.59 – Limitações para formulação simplificada de contabilização de aberturas na alma do perfil metálico (Mullett e Lawson, 1999).	193
Figura 4.60 – Distâncias ao apoio para vigas <i>ASB</i> (Tata Steel, 2007).	194
Figura 5.1 – Algumas tipologias de solução permitidas pela ferramenta de cálculo.	204
Figura 5.2 – <i>Output</i> : Informação geral, resumo de verificações e regulamentação/bibliografia.	207
Figura 5.3 – <i>Output</i> : informação sobre geometria, materiais e considerações de análise.....	208

Figura 5.4 - <i>Output</i> : informação sobre cargas consideradas para a análise.....	208
Figura 5.5 - <i>Output</i> : verificações para fase construtiva.....	209
Figura 5.6 - <i>Output</i> : verificações de secções tendo em conta a presença de aberturas na alma.....	209
Figura 5.7 - <i>Output</i> : justificações de cálculo para estados limites últimos do elemento misto.....	210
Figura 5.8 - <i>Output</i> : justificações de cálculo para estados limites de serviço.....	211
Figura 5.9 – <i>Output</i> : representação de deformações e seus limites ao longo da viga.....	211
Figura 5.10 – <i>Output</i> : controlo de tensões nas secções transversais do elemento misto.	212
Figura 5.11 – <i>Output</i> : controlo de tensões ao longo do elemento misto: betão.	212
Figura 5.12 – <i>Output</i> : controlo de tensões ao longo do elemento misto: aço.	213
Figura 5.13 – <i>Output</i> : Vibração - OSRMS-90.	213
Figura 5.14 – <i>Output</i> : Vibração – comparação de frequência para a combinação frequente.....	214
Figura 6.1 – Perspetiva 3D e alçado tipo do edifício em estudo.	215
Figura 6.2 – Perspetiva do piso tipo solução convencional.	216
Figura 6.3 – Perspetiva piso tipo solução <i>slim-floor</i>	216
Figura 6.4 – Planta tipo para solução <i>slim-floor</i>	216
Figura 6.5 – Comparativo de alturas de pavimento entre soluções.....	222
Figura 6.6 – Comparativo de quantidades de aço por piso entre soluções.....	223
Figura 6.7 – Consumos de betão.....	223
Figura 6.8 – Resumo de preço global de cada solução/piso.....	226
Figura 6.9 – Resumo de preço de aço de cada solução/piso.....	226
Figura 6.10 – Resumo de preço de pintura de cada solução/piso.....	227
Figura 6.11 – Resumo de preço de chapa colaborante de cada solução/piso.....	227
Figura 6.12 – Resumo de preço de betão de cada solução/piso.....	228
Figura 6.13 – Resumo de preço de elementos acessórios de cada solução/piso.....	228
Figura 6.14 – Resumo de preço global de cada solução/piso (convencionais).....	229
Figura 6.15 – Resumo de preço de aço de cada solução/piso (convencionais).....	230
Figura 6.16 – Resumo de preço de aço de cada solução/piso (convencionais).....	230
Figura 6.17 – Resumo de preço de elementos acessórios de cada solução/piso.....	230

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Exemplos de edifícios com recurso a elementos estruturais mistos aço-betão a nível mundial (Skyscrapercenter, 2016; Searstower, 2016).....	32
Quadro 2.2 – Bibliografia complementar de referência para construção mista aço-betão.....	37
Quadro 2.3 – Resumo de publicações no domínio da análise e dimensionamento de soluções <i>slimfloor</i> por parte do <i>Steel e o Steel Construction Institute</i> e seus colaboradores.	38
Quadro 2.4 – Algumas publicações relevantes no âmbito da construção mista <i>slimfloor</i> :	39
Quadro 2.5 – Algumas publicações relevantes no âmbito da construção mista <i>slimfloor</i> :	40
Quadro 2.6 – Algumas publicações relevantes no âmbito da construção mista <i>slimfloor</i> :	40
Quadro 2.7 – Algumas publicações relevantes no âmbito da construção mista <i>slimfloor</i> :	41
Quadro 2.8 - Algumas publicações relevantes no âmbito da construção mista <i>slimfloor</i> : comportamento em situação de incêndio	41
Quadro 2.9 – Enquadramento de aplicação de soluções estruturais de viga metálica e outras soluções com recurso a sistemas estruturais mistos (adaptado de Brown et al., 1997).	52
Quadro 3.1 – Redistribuições de momento fletor EN 1994-1-1 5.4.4.....	80
Quadro 3.2 - ψ_p e ψ_s para aplicações em vigas mistas embebidas (Iliopoulos, 2005).	91
Quadro 3.3 – Coeficiente k_h	93
Quadro 3.4 - Coeficientes α_{ds1} e α_{ds2} (EN 1992-1-1, Anexo B2).	93
Quadro 3.5 – Extensões de retração por secagem para vigas mistas em edifícios	94
Quadro 3.6 – Limite de vão, em função da altura da viga, para dispensa de incorporação da ação da retração na análise.	96
Quadro 4.1 – kt, max	128
Quadro 4.2 – Coeficiente k_{mod} para conetores inseridos em nervuras de chapas trapezoidais.....	129
Quadro 4.3 – Limites de deformação para vigas de pavimentos segundo a EN 1993-1-1 para a combinação característica de ações.....	151
Quadro 4.4 – Limites de deformação para vigas mistas	151
Quadro 4.5 – Síntese de contribuições para a estimativa de deformação a longo prazo de uma viga mista não escorada (Dujmović et al., 2015).....	152
Quadro 4.6 – Síntese de contribuições para a estimativa de deformação a longo prazo de uma viga mista escorada (Dujmović et al., 2015).	153

Quadro 4.7 – Exemplos de limites inferiores das frequências próprias	154
Quadro 4.8 – Momento fletor transversal atuante no banzo ou chapa soldada sob o mesmo	170
Quadro 4.9 - Momento fletor transversal atuante na alma	171
Quadro 5.1 – Principais <i>inputs</i> permitidos pela ferramenta – gerais/vigas convencionais.	206
Quadro 5.2 – Principais <i>inputs</i> requeridos pela ferramenta – particularidade vigas <i>slim-floor</i>	206
Quadro 6.1 – Condições gerais admitidas na solução	217
Quadro 6.2 – Soluções construtivas estudadas.....	218
Quadro 6.3 – Soluções do piso tipo: aço S275JR, vigas não escoradas.....	218
Quadro 6.4 – Soluções do piso tipo: aço S275JR, vigas escoradas ou com contra flecha	219
Quadro 6.5 – Soluções do piso tipo: aço S275JR e S355JR, vigas não escoradas.....	220
Quadro 6.6 – Soluções do piso tipo: aço S275JR e S355JR, vigas escoradas e com contra flecha	220
Quadro 6.7 – Resumo de quantidades de aço e de altura total de pavimento	222
Quadro 6.8 – Resumo comparativo de estudo económico de soluções.....	225
Quadro 6.9 – Resumo de estudo económico entre soluções convencionais.....	229

SIMBOLOGIA

- Letras maiúsculas latinas:

A	–	Área da secção transversal; área da secção mista equivalente;
A_c	–	Área não fendilhada do betão da secção transversal; área da secção transversal do banzo de betão;
A_{ct}	–	Área efetiva do banzo de betão na zona tracionada;
A_i	–	Área do elemento metálico i ;
A_{pe}	–	Área efetiva da secção transversal das chapas perfiladas de aço por unidade de comprimento;
A_s	–	Área de armadura ordinária no banzo efetivo de betão;
A_{st}/A_1	–	Relação entre a área do perfil metálico e da secção mista não fendilhada;
$B_{m,v,0}$	–	Largura efetiva do banzo de betão para o comportamento de flexão;
$B_{m,S}$	–	Largura efetiva do banzo de betão para o comportamento de membrana;
$B_{m,v}$	–	Largura efetiva do banzo de betão;
C_4	–	Coefficiente que depende a distribuição do momento fletor;
C_{mz}	–	Coefficiente de interação;
D_c	–	Força de compressão gerada no betão para assegurar a transmissão da força $\Delta_{N_c}/2$;
E	–	Módulo de elasticidade do aço;
E_c	–	Módulo de elasticidade do betão;
E_{cm}	–	Módulo de elasticidade do betão;
$E_{c,Din.}$	–	Módulo de elasticidade do betão para efeitos dinâmicos;
$(E_a I_1)$	–	Rigidez de flexão não fendilhada da secção mista;
$(E_a I_2)$	–	Rigidez de flexão fendilhada da secção mista;
F_a	–	Força mobilizada pela plastificação do perfil metálico;
F_c	–	Força de cálculo mobilizada pelo banzo de betão em conexão total ou parcial;
F_{c1}	–	Força resistente do banzo efetivo de betão mobilizada pela lâmina de altura h_{c1} ;
F_{c2}	–	Força resistente do banzo efetivo de betão mobilizada pela lâmina de altura h_{c2} ;
$F_{c,el}$	–	Força de betão mobilizada pelo momento resistente elástico da secção mista;

SIMBOLOGIA

$F_{c,f}$	–	Força resistente do banzo efetivo de betão; força mobilizada pela plastificação do banzo de betão;
F_i	–	Força resistente da componente i do aço;
F_s	–	Força resistente das armaduras presentes na largura efetiva do banzo de betão;
$F_{s,c}$	–	Força mobilizada pelo banzo de betão em compressão;
$F_{\eta=1}$	–	Força necessária na conexão de corte para conexão total;
G	–	Módulo de distorção do aço;
I_1	–	Inércia para o estado não fendilhado;
I_2	–	Inércia para o estado fendilhado;
I_a	–	Inércia da secção puramente metálica;
I_{afz}	–	Momento de inércia do banzo inferior da viga em relação ao eixo de menor inércia;
I_{ay}	–	Momento de inércia referente ao eixo principal de maior inércia da secção metálica;
I_{az}	–	Momento de inércia referente ao eixo principal de menor inércia da secção metálica;
I_{eff}	–	Inércia real, tendo em conta o efeito da fendilhação do betão;
I_{st}/I_1	–	Relação entre a inércia do perfil metálico e da secção mista não fendilhada;
I_T	–	Inércia à torção da viga metálica;
I_w	–	Constante de empenamento da secção metálica da viga;
I_x	–	Inércia segundo o eixo x ;
I_z	–	Momento segundo o eixo principal de menor inércia;
L	–	Vão da viga;
L_{cr}	–	Comprimento da secção crítica da viga;
L_e	–	Distância aproximada entre secções de momento nulo;
L_{sh}	–	Vão para o qual a influência da retração pode ser relevante;
M	–	Momento fletor atuante;
M_0	–	Momento fletor para a viga analisada como simplesmente apoiada;
M_1	–	Momento registado em fase construtiva no elemento metálico pela aplicação de cargas permanentes; momento fletor numa das extremidades da viga (extremidade esquerda);
M_2	–	Momento registado em fase definitiva pela aplicação de sobrecarga em vigas não escorada ou momento resultante da retirada de escoramentos em vigas escoradas; momento fletor na outra das extremidades da viga (extremidade direita);

M_3	–	Momento registado em fase definitiva pela aplicação de sobrecarga em vigas escoradas;
$M(x)$	–	Momento fletor na secção à distância “ x ” do apoio;
$M_{a,Ed}$	–	Momento atuante no elemento metálico, tendo em conta o faseamento construtivo;
$M_{c,Ed}$	–	Momento atuante na secção mista;
M_{cr}	–	Momento fletor que causa fendilhação na viga mista; momento crítico da viga metálica; momento crítico da viga mista;
M_{crack}	–	Momento fletor que causa fendilhação;
M_F	–	Momento atuante final na secção mista;
$M_{el,Rd}^A$	–	Momento elástico resistente da viga mista não escorada;
$M_{el,Rd}^B$	–	Momento elástico resistente da viga mista escorada;
$M_{f,el,Rd}$	–	Momento fletor resistente elástico do banzo mais fraco;
$M_{f,pl,Rd}$	–	Momento fletor resistente plástico do banzo mais fraco;
$M_{pl,Rd}$	–	Momento plástico resistente da secção mista;
$M_{pl,a,Rd}$	–	Momento plástico resistente da secção metálica;
$M_{rd,p}$	–	Momento resistente do elemento de suporte (banzo ou alma);
M_T	–	Momento torsor;
M_u	–	Momento fletor atuante;
M_w	–	Momento de empenamento;
$M_{w,Ed}$	–	Momento fletor atuante de empenamento;
$M_{w,el,Rd}$	–	Momento fletor resistente elástico ao empenamento;
$M_{w,pl,Rd}$	–	Momento fletor resistente plástico ao empenamento;
$M_{y,Ed}$	–	Momento fletor atuante segundo a menor inércia do perfil metálico;
$M_{y,el,Rd}$	–	Momento elástico resistente à flexão segundo a maior inércia do perfil metálico;
$M_{y,pl,Rd}$	–	Momento plástico resistente à flexão segundo a maior inércia do perfil metálico;
M_z	–	Momento atuante na menor inércia do perfil metálico;
$M_{z,Ed}$	–	Momento fletor atuante segundo a menor inércia do perfil metálico;
$M_{z,el,Rd}$	–	Momento elástico resistente à flexão segundo a menor inércia do perfil metálico;
$M_{z,pl,Rd}$	–	Momento plástico resistente à flexão segundo a menor inércia do perfil metálico;
$P_{pb,Rd}$	–	Valor de cálculo da resistência à compressão diametral de um perno soldado através da chapa;

SIMBOLOGIA

P_{Rd}	– Resistência de cálculo do conetor;
P_{rk}	– Resistência característica do conetor;
R	– Reação do escoramento;
RH	– Humidade relativa do meio ambiente em %;
S	– Rigidez mínima necessária para a chapa contraventar lateralmente o banzo da viga metálica; momento estático; espaçamento longitudinal entre os eixos dos conetores;
T	– Momento torsor aplicado;
$T_{e,Ed}$	– Momento torsor resultante da torção de St Venant;
$T_{w,Ed}$	– Momento torsor resultante da torção de empenamento;
V	– Esforço transversor;
V_{Ed}	– Esforço transversor atuante;
V_L	– Força de corte longitudinal gerada na interface entre os dois materiais para a capacidade resistente à flexão admitida nesse cálculo e para a secção crítica em análise;
$V_{L,ed,i}$	– Tensão de corte longitudinal na superfície de rotura (i) considerada;
V_{Rd}	– Esforço transversor resistente;
$W_{el,p}$	– Módulo de flexão elástico do banzo inferior do perfil metálico ou da chapa soldada sob o mesmo;
W_{no}	– Função de empenamento normalizada na fibra extrema do banzo;
Z_a	– Força de tração gerada nas armaduras transversais para equilibrar a força gerada na escora e betão D_c devido à força $\Delta N_c/2$;
Z_c	– Distância entre o baricentro da secção metálica e a meia altura da espessura da laje;
$Z_{s.c.f}$	– Distância do centro de corte da secção ao topo do banzo superior;

- Letras minúsculas latinas:

a	– Distância entre o eixo do perno e a extremidade da chapa; espaçamento entre vigas paralelas; espaçamento horizontal dos conetores;
a'_r	– Distância efetiva ao bordo ara conetores na horizontal;
b_0	– Distância entre os centros dos conetores extremos; valor médio da largura da nervura da chapa colaborante;
b_b	– Largura da nervura da chapa colaborante;
b_{eff}	– Largura efetiva do banzo de betão tendo em conta o <i>shear lag</i> ;

$b_{eff,1}$	–	Largura efetiva total do banzo de betão para vão centrais;
$b_{eff,2}$	–	Largura efetiva total do banzo de betão sobre apoios intermédios;
$b_{eff,i}$	–	Largura efetiva dos banzos de betão contabilizando o efeito do <i>Shear Lag</i> no tramo “i” da viga mista;
$b_{eff,p}$	–	Largura efetiva do banzo do perfil metálico por nervura;
$b_{eff,w}$		Largura efetiva da alma do perfil metálico por nervura;
b_i	–	Distância entre o conetor extremo e um ponto situado a meia distância entre almas adjacentes;
b_n	–	Largura do banzo metálico equivalente decorrente da homogeneização do betão efetivo de betão;
b_r	–	Comprimento da chapa com as nervuras perpendiculares à viga em milímetros;
b_s	–	Espaçamento entre as nervuras da chapa colaborante;
c_1	–	Altura da lâmina de compressão de betão para o estado não fendilhado;
c_c	–	Posição do eixo neutro elástico da secção desde o topo do banzo de betão);
c_L	–	Rigidez da conexão de corte por unidade de comprimento;
c_{st}	–	Distância entre a face superior do banzo superior da viga e o topo da lâmina do betão;
c_v	–	Recobrimento;
d	–	Diâmetro do conetor;
d_{con}	–	Posição dos dispositivos de conexão de corte desde o topo do banzo de betão;
d_{do}	–	Diâmetro do cordão de soldadura do conetor;
dE	–	Esforço de escorregamento;
d_s	–	Recobrimento mecânico das armaduras ordinárias de tração da laje;
e	–	Excentricidade do carregamento;
e_p	–	Excentricidade do carregamento para o momento atuante no banzo;
e_w	–	Excentricidade do carregamento para o momento atuante na alma;
f	–	Deformação vertical; frequência própria;
f_1	–	Fator que contabiliza o efeito da fendilhação do betão para a deformação;
f_2	–	Fator que contabiliza o efeito da plastificação do perfil metálico para a deformação;
f_{cd}	–	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão;
f_{ck}	–	Resistência característica à compressão do betão;
$f_{ck}(t)$	–	Resistência do betão tendo em conta o seu período de cura;
f_{cm}	–	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;

SIMBOLOGIA

$f_{cm}(t)$	–	Tensão média de rotura do betão à compressão à idade de t dias;
f_{cm0}	–	Resistência média à compressão do betão;
f_{ctm}	–	Tensão admissível para o betão em tração (densidade normal);
$f_{ct,0}$	–	Resistência de referência da resistência à tração do betão;
$f_{ct,eff}$	–	Valor médio da resistência do betão à tração à data em que as primeiras fendas são suscetíveis de se formar;
f_i		Frequência própria do sub elemento i de um sistema;
f_{lck}	–	Resistência característica à compressão do betão leve;
f_{lctm}	–	Tensão admissível para o betão em tração (betão leve);
f_y	–	Valor nominal da tensão de cedência do aço estrutural;
f_{yd}	–	Valor nominal da tensão de cedência do aço estrutural;
f_{sk}	–	Valor característico da tensão de cedência da armadura;
f_u	–	Resistência última especificada à tração do material do conetor;
$f_{y,i}$	–	Tensão de cedência de cálculo para o elemento metálico “ i ”;
$f_{yp,d}$	–	Valor de cálculo da tensão de cedência da chapa perfilada;
$f_{y,w,M+V}$	–	Tensão de cedência da alma do perfil metálico para a alma, tendo em conta o a interação do esforço transversal com o momento;
h	–	Altura do perfil metálico;
h_a	–	Altura do perfil metálico;
h_c	–	Altura da secção maciça de betão;
h_{c1}	–	Altura maciça de betão acima do perfil metálico;
h_{c2}	–	Altura maciça de betão acima de qualquer esquadro ou nervura, na projeção do perfil metálico;
h_p	–	Altura da chapa colaborante;
h_{pc}	–	Comprimento do plano de corte;
h_s	–	Distância entre os centros do banzo superior e inferior do perfil metálico;
h_{sc}	–	Altura nominal total do conetor;
h_w	–	Altura da chapa metálica em milímetros;
k	–	Menor coeficiente que conduz a um dos limites de tensão nos materiais presentes na secção mista; coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas;

k_1	–	Curvatura para o estado não fendilhado; rigidez de flexão da laje de betão fendilhado ou mista;
k_2	–	Curvatura para o estado fendilhado; rigidez de flexão da alma do perfil metálico;
$k(x)$	–	Curvatura da secção à distância “ x ” do apoio;
k_c	–	Coeficiente dependente da secção mista; coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação;
k_{eff}	–	Curvatura real tendo em conta a fendilhação do betão pelo método- ζ ;
k_h	–	Coeficiente que depende do valor de h_0 ;
k_s	–	Curvatura da viga; coeficiente que tem em conta o efeito da redução do esforço normal da laje de betão devido à fendilhação inicial e ao escorregamento local da conexão;
k_t	–	Coeficiente para a determinação da resistência de cálculo de conetores com chapas colaborantes perpendiculares à viga;
$k_{t,max}$	–	Limite superior de k_t ;
n	–	Coeficiente de homogeneização;
n_0	–	Coeficiente de homogeneização para as ações de curta duração;
$n.a.$	–	Eixo neutro elástico;
n_{eff}	–	Coeficiente de homogeneização efetivo, tendo em conta a rigidez da conexão de corte;
n_L	–	Coeficiente de homogeneização tendo em conta a fluência;
n_p	–	Número de vigas de suporte;
n_{pc}	–	Número de planos de corte;
n_r	–	Número de conetores numa nervura;
n_s	–	Coeficiente de homogeneização para a ação da retração;
n_{sc}	–	Número de conetores por secção transversal;
p	–	Espaçamento das nervuras da chapa;
pl	–	Proporção de carga da carga que tem carácter de permanente;
r	–	Rácio entre a área de aço e de betão presentes na secção mista;
t	–	Idade do betão em dias; espessura de uma chapa;
t_0	–	Idade do betão, em dias, à data do início de carregamento;
$t_{0,T}$	–	Idade do betão, à data do carregamento, em dias, em função da temperatura;
t_f	–	Espessura do banzo da viga metálica;
t_s	–	Instante inicial que deve ser tido como 1 dia;

SIMBOLOGIA

t_T	–	Idade do betão corrigida em função da temperatura, que substitui t nas expressões correspondentes;
t_w		Espessura da alma do perfil metálico;
s	–	Coefficiente que depende da classe de cimento; espaçamento dos elementos que fixam a chapa; espaçamento longitudinal dos conetores; espaçamento dos estribos;
s_1	–	Espaçamento transversal dos conetores;
s_f	–	Distância livre entre banzos;
s_w	–	Espaçamento entre almas dos perfis;
u	–	Parte do perímetro do elemento de betão em contacto com o ambiente;
x	–	Incógnita para a determinação do eixo neutro plástico da secção mista;
x_{pl}	–	Distância entre o eixo neutro plástico e a fibra extrema de betão em compressão;
y	–	Incógnita para a determinação do eixo neutro plástico da secção mista em soluções <i>slimfloor</i> (betão comprimido);
z_0	–	Distância vertical entre os centros de gravidade do banzo de betão não fendilhado e da secção mista não fendilhada, utilizando no cálculo um coeficiente de homogeneização n_o ;
z_e	–	Posição do eixo neutro elástico desde o topo da laje de betão;

- Letras minúsculas gregas:

α	–	Parâmetro para determinação da deformação em conexão parcial; parâmetro que tem em conta o tipo de cimento na definição da ação da fluência;
α_1	–	Coefficiente que tem em conta a influência do betão para contabilizar a fluência;
α_1	–	Coefficiente que tem em conta a influência do betão para contabilizar a fluência;
α_1	–	Coefficiente que tem em conta a influência do betão para contabilizar a fluência;
α_{ds1}	–	Parâmetro que depende do tipo de cimento;
α_{ds2}	–	Parâmetro que depende do tipo de cimento;
α_e	–	Coefficiente de homogeneização equivalente para ações de curta e longa duração;
α_l	–	Coefficiente de homogeneização para ações de curta duração;
α_{lcc}	–	Parâmetro corretivo da resistência do banzo de betão a considerar no cálculo de uma secção mista em flexão;
α_s	–	Coefficiente de homogeneização para ações de longa duração;
β	–	Parâmetro para o cálculo de ζ (fendilhação);

β_H	–	Coefficiente que depende da humidade relativa;
γ_c	–	Coefficiente parcial de segurança do betão;
γ_v	–	Coefficiente parcial de segurança do conetor;
γ_{M1}	–	Coefficiente parcial de segurança;
δ	–	Deformação vertical; parâmetro de calibração para classificação da secção mista;
δ_o	–	Deformação da viga analisada como um tramo simplesmente apoiada para rigidez de flexão não fendilhada $E_a I_1$;
δ_1	–	Deformações verticais no elemento metálico devido à aplicação das cargas permanentes; deformação para o estado não fendilhado;
δ_2	–	Deformações verticais no elemento misto devidas à aplicação de sobrecarga em vigas não escoradas; deformações verticais no elemento misto resultantes da emção de escoramento em vigas escoradas; deformação para o estado fendilhado;
δ_3	–	Deformações verticais no elemento misto devidas à aplicação de sobrecarga em vigas escoradas;
δ_a	–	Deformação para a viga metálico ou para a viga mista com $\gamma=0$;
δ_c	–	Deformação da viga mista tendo em conta o efeito de continuidade; deformação da viga mista em conexão total;
δ_{eff}	–	Deformação da viga mista tendo em conta a fendilhação do betão;
δ_f	–	Deformações verticais totais resultantes do processo construtivo;
δ_{max}	–	Máxima deformada registada no sistema estrutural;
δ_s	–	Deformação devida à retração;
δ_u	–	Capacidade de escorregamento do conetor;
δ_η	–	Deformação da viga mista em conexão parcial;
δ_ϕ	–	Deformação horizontal devido à rotação;
$\varepsilon_{ca}(t)$	–	Extensão de retração autogénea no instante t ;
$\varepsilon_{cd}(t)$	–	Extensão de retração por secagem no instante t ;
ε_s	–	Extensão de retração por secagem;
ε_{th}	–	Extensão de retração térmica;
ζ	–	Parâmetro para ter em conta a fendilhação do betão; amortecimento; factor de correção para contabilização da rigidez da chapa em função da pormenorização da sua fixação;
η	–	Grau de conexão;

SIMBOLOGIA

η_2	–	Coeficiente de correção para retração por secagem de betão leve;
θ	–	Ângulo que a escora de compressão faz com o eixo da viga;
$\overline{\lambda}_{LT}$	–	Esbelteza normalizada para a encurvadura lateral;
ν	–	Coeficiente de redução de resistência do betão fendilhado por esforço transversal; coeficiente de Poisson do material;
ρ_s	–	Taxa de armadura;
σ_1	–	Tensões normais no elemento metálico devido à aplicação das cargas permanentes; tensão normal proveniente de flexão longitudinal;
σ_2	–	Tensões normais no elemento misto devidas à aplicação de sobrecarga em vigas não escoradas; tensões normais no elemento misto resultantes da interação de escoramento em vigas escoradas; tensão normal proveniente de flexões transversais dos elementos;
σ_3	–	Tensões normais no elemento misto devidas à aplicação de sobrecarga em vigas escoradas;
σ'_c	–	Tensão normal real no banzo de betão decorrente de secção homogeneizada
σ_a	–	Tensão normal no aço;
σ_c	–	Tensão normal fictícia no banzo de betão decorrente de secção homogeneizada;
σ_i	–	Tensão normal paralela ao eixo i ;
$\sigma_{i,a}$	–	Tensão registada na fibra i devido ao momento atuante na viga puramente metálica;
$\sigma_{i,c}$	–	Tensão registada na fibra i devido ao momento atuante na viga mista;
σ_f	–	Tensões normais totais resultantes do processo construtivo;
σ_s	–	Tensão total instalada nas armaduras ordinárias;
$\sigma_{s,0}$	–	Tensão instalada nas armaduras ordinárias devido aos esforços atuantes;
$\sigma_{t,max}$	–	Tensão normal máxima de tração registada no banzo efetivo de betão;
σ_{vM}	–	Tensão de <i>von Mises</i> ;
$\tau_{t,Ed}$	–	Tensão tangencial devido ao esforço de torção
τ_{ij}	–	Tensão tangencial, sendo i a direção semi-normal da faceta e j a direção do vetor de tensão de corte;
\emptyset	–	Diâmetro real do varão de armadura ordinária;
\emptyset^*	–	Diâmetro modificado do varão de armadura ordinária;
ϕ	–	Ângulo de rotação ao nível da secção;

ϕ'	– Primeira derivada do ângulo de rotação ϕ da secção;
ϕ''	– Segunda derivada do ângulo de rotação ϕ da secção;
ϕ'''	– Terceira derivada do ângulo de rotação ϕ da secção;
$\varphi(t, t_0)$	– Coeficiente de fluência do betão entre as idades t e t_0 em relação à deformação elástica aos 28 dias;
φ_L	– Coeficiente de fluência;
χ_{LT}	– Coeficiente de redução da resistência à flexão da viga tendo em conta a encurvadura lateral;
ψ_L	– Coeficiente multiplicativo da fluência;
ψ_p	– Coeficiente multiplicativo de fluência para vigas mistas embebidas para cargas permanentes;
ψ_s	– Coeficiente multiplicativo de fluência para vigas mistas embebidas para a retração;
ψ_1	– Coeficiente para a determinação do valor frequente da ação variável;
ψ_2	– Coeficiente para a determinação do valor quase permanente da ação variável;

- Letras maiúsculas gregas:

Δt_i	– Número de dias em que o betão, no processo de cura, se mantém a temperatura T ;
$\Delta N_c/2$	– Força de compressão atuante no banzo de betão por plano de corte;
$\Delta \sigma_s$	– Incremento de tensão nas armaduras ordinárias devidas ao <i>tension-stiffening</i> .

- Abreviaturas

SLS	– Serviceability Limit States (Estados Limite de Serviço);
ULS	– Ultimate Limit States (Estados Limite Últimos).

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento e motivação

Um elemento estrutural misto aço-betão caracteriza-se por incluir na sua secção transversal subelementos de aço e subelementos de betão que, trabalhando solidariamente, proporcionam um comportamento melhorado se comparado com o que seria obtido pelo seu funcionamento isolado. Os benefícios deste comportamento são refletidos tanto em termos de resistência como de rigidez, possibilitando assim a criação de soluções estruturais bastante competitivas.

Esses elementos podem ser pilares, vigas, lajes ou ligações (Figura 1.1), sendo que a presente dissertação pretende aprofundar os conhecimentos no campo da análise e dimensionamento de elementos estruturais tipo viga.

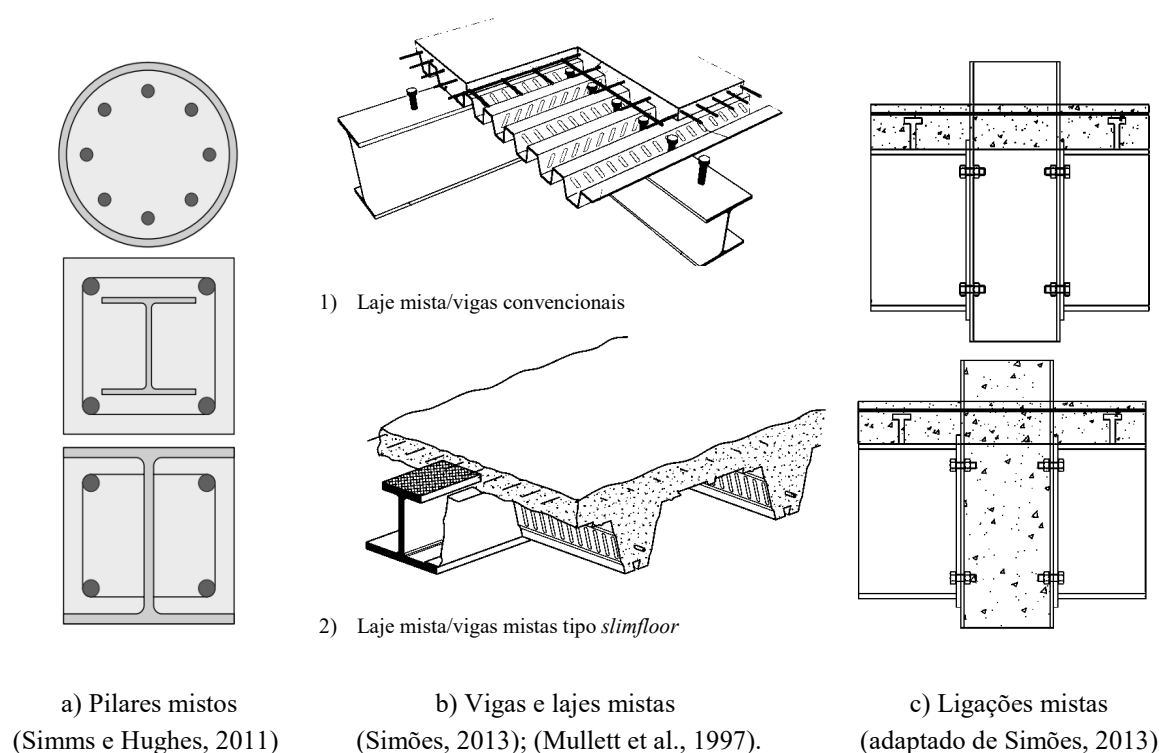


Figura 1.1 – Exemplos de elementos estruturais mistos.

A aplicação de soluções estruturais mistas aço-betão tem registado um incremento considerável nas últimas décadas a nível europeu, incremento esse, em parte, relacionado com o reconhecimento das suas vantagens do ponto de vista estrutural.

Questões como a facilidade e rapidez de execução, economia da solução, sustentabilidade da construção ou o elevado grau de otimização são algumas outras reconhecidas vantagens da construção mista aço-betão. Acresce ainda ao referido a difusão do conhecimento em geral (*know how* em termos de projeto, produção e execução) e a implementação da temática nos estabelecimentos de ensino superior.

Do ponto de vista prático de engenharia, dentro do panorama europeu, a criação dos Eurocódigos específicos permitiu que houvesse uma maior confiança por parte dos projetista na abordagem a soluções estruturais mistas, contribuindo-se assim para um incremento da sua aplicabilidade.

Tendo em conta que a competitividade atual do mercado da construção civil, que tem sido cada vez mais acentuada ao longo das últimas décadas, torna-se evidente a importância de em termos de conceção/dimensionamento o projetista ser capaz de fornecer/conceber soluções versáteis e que apresentem sérias mais-valias, quer em termos económicos, quer em termos de facilidade e rapidez de execução.

Surge assim, por parte do autor, uma determinação em aprofundar os conhecimentos sobre a análise e dimensionamento de elementos mistos aço-betão, particularmente de vigas mistas, estendendo a abrangência do trabalho não só a soluções de vigas convencionais (onde a laje apoia no banzo superior da via metálica – Figura 1.1,b-1), mas também a soluções de vigas mistas parcialmente embebidas (apoiando a laje, na maioria dos casos, no banzo inferior do perfil metálico ou numa chapa metálica soldada ao mesmo – Figura 1.1,b-2). Ao contrário das primeiras, as segundas são soluções ainda não abordadas de forma explícita pelos Eurocódigos.

As vigas mistas parcialmente embebidas permitirão uma redução considerável da altura dos pavimentos, sendo muitas vezes denominados por vigas *slimfloor*. Estas, permitem soluções estruturalmente interessantes e arquiteturalmente atraentes, capazes de se adaptarem a restrições apertadas de altura do sistema estrutural.

A abordagem da análise e dimensionamento de vigas mistas revelam-se como um dos principais objetivos da presente dissertação, sendo que, para tal, pretende-se abordar todos os procedimentos, contabilização de efeitos relevantes e verificações de segurança necessários.

A complexidade da análise de estruturas mistas está, em grande parte, associada à presença dos efeitos não lineares do *Shear Lag*, fluência, retração e fendilhação do betão. A conjugação

destes efeitos torna a análise complexa, especialmente em casos onde a continuidade dos elementos seja explorada.

No entanto, muitas vezes os sistemas estruturais são analisados em sistemas idealizados com vigas mistas em tramos simplesmente apoiados, sendo que a análise da viga, que terá que comportar os efeitos não lineares referidos, pode ser tratada de forma isolada, quer em modelos de cálculo simples ou com recurso a ferramentas de cálculo desenvolvidas pelo projetista.

Em tais casos, a resistência a ações horizontais no edifício (se a rigidez viga-coluna é desprezada) pode ser obtida com recurso a sistemas de contraventamento ou à introdução de núcleos de betão ou núcleos resistentes metálicos contraventados. Assim, é frequente recorrerem-se a soluções estruturais híbridas, com pilares de aço (ou mistos), vigas mistas, lajes mistas ou maciças, aplicando-se como sistema de contraventamento núcleos em betão armado.

Uma característica particular da construção mista aço-betão é o facto de ser necessário efetuar uma distinção entre fase construtiva e fase de exploração, uma vez que o betão só se torna efetivo após a sua cura. Assim, o dimensionamento de um elemento misto passa pela verificação da segurança numa fase construtiva (carregamento apenas resistido pelos elementos metálicos) e fase definitiva (carregamento resistido pelos elementos com comportamento conjunto aço-betão).

No caso de vigas mistas tipo *slimfloor*, a fase construtiva ganha especial complexidade uma vez que o carregamento não é aplicado no centro de corte da peça, originando assim um estado de flexão com torção (e, em geral, torção não uniforme por se tratarem de secções abertas, especialmente quando apenas um dos lados do pavimento adjacente à viga é betonado), condição esta pouco usual em situações de dimensionamento correntes.

Para o dimensionamento e análise do elemento em fase definitiva (elemento misto), uma vez que não existe regulamentação europeia específica, o projetista vê-se obrigado a adaptar a regulamentação existente para o efeito, complementando-a sempre que necessário, com bibliografia de referência específica no tema.

Em termos de dimensionamento de vigas mistas há que ter presente o conceito de conexão de corte, sendo este o mecanismo de transmissão de esforços de escorregamento entre os dois materiais, permitindo assim que os mesmos funcionem como uma peça conjunta e não como duas peças isoladas.

A motivação da presente dissertação está, de acordo como mencionado, inteiramente relacionada com o desenvolvimento das competências do autor no domínio do projeto de estruturas mistas aço-betão.

Refira-se que uma das principais preocupações na realização do trabalho foi que o mesmo se traduzisse em mais do que uma abordagem académica e teórica da temática, procurando-se sempre obter respostas às questões do ponto de vista prático, de forma a serem encontrados procedimentos realistas para aplicação corrente e expedita em projeto de estruturas.

Para além do referido, procurou-se conceber um documento de consulta com utilidade futura para o cálculo de vigas mistas, sendo que sempre que se justificou, tentou-se fornecer informação (ou indicar onde essa informação pode ser encontrada) para aplicações dos conceitos ou sobre temas específicos pertinentes.

1.2. Objetivos

Numa fase inicial, elabora-se uma revisão bibliográfica que pretende dar a conhecer a evolução e o atual estado da arte da construção mista aço-betão, apresentando-se as suas principais características, potencialidades, vantagens e desvantagens.

O estudo incide no elemento estrutural tipo viga, fazendo-se uma recolha de informação abrangente a tipologias de vigas *slimfloor*, soluções estas muito menos divulgadas em bibliografia corrente.

Por esse motivo, a recolha de informação relacionada com soluções *slimfloor* apresenta-se como um dos principais objetivos do presente trabalho, procurando-se dar a conhecer as possibilidades de sistemas construtivos disponíveis no mercado, aplicações mais frequentes do conceito, vantagens e desvantagens/limitações.

Dentro do mesmo pensamento, a recolha de informação sobre as metodologias de análise e dimensionamento de vigas mistas tipo *slimfloor* revela-se como uma temática de destaque no trabalho desenvolvido, pelo que é igualmente encarado com um dos principais objetivos da dissertação.

Posteriormente aos postos enunciados, pretende-se abordar e descrever os critérios de dimensionamento e análise de vigas mistas de forma detalhada, tentando-se enquadrar sempre que possível a informação obtida para soluções *slimfloor* com a regulamentação europeia em vigor (Eurocódigos: EN 1992, EN 1993 e EN 1994).

Por fim, e para aplicação das metodologias de análise e critérios de dimensionamento abordados, pretende-se desenvolver uma ferramenta de cálculo em Excel que permita efetuar de forma autónoma a análise e dimensionamento de vigas mistas convencionais e vigas mistas *slimfloor* para o caso de uma viga de um tramo simplesmente apoiado.

Note-se que a aplicação de vigas contínuas é igualmente possível e vantajoso para certos casos, embora que, de um modo geral, a opção pela análise de tramos simplesmente apoiados tenha uma maior aplicabilidade.

Com o desenvolvimento da ferramenta de cálculo, o autor pretende abranger os processos de análise em fase construtiva (com possibilidade de a viga ser escorada ou não escorada) e a análise e dimensionamento para fase de exploração, abordando-se tanto as questões de dimensionamento para estados limite últimos como para estados limite de serviço (deformação, vibração e controlo de tensões em serviço).

De forma a avaliar a competitividade económica de soluções *slimfloor* pretende-se elaborar um caso de estudo que consiste no dimensionamento de um piso tipo de um edifício metálico e misto onde sejam aplicadas soluções estruturais distintas: soluções convencionais ou *slimfloor*, com recurso a diferentes tipos de aço, com vigas escoradas ou não escoradas ou com contra flecha.

Nesse mesmo caso de estudo, pretende-se essencialmente justificar a competitividade económica das soluções *slimfloor* face às soluções convencionais.

1.3. Estrutura da dissertação

No capítulo 1 é feita uma introdução ao tema, objetivos, motivação e dada informação sobre a estrutura da dissertação.

O capítulo 2 procura dar a conhecer a evolução histórica das soluções estruturais mistas (especialmente o elemento tipo viga), fazendo-se uma apresentação das soluções com maior aplicabilidade corrente. É ainda dado detalhe sobre algumas particularidades da construção mista, enumeração de vantagens e desvantagens. Este capítulo é associado à frequência da disciplina de Dissertação I do Mestrado em Construção Metálica e Mista, no qual o presente documento se insere. Todos os outros capítulos são referentes à disciplina de Dissertação II.

O capítulo 3 procura apresentar os conceitos necessários para a análise global de vigas mistas aço-betão, nomeadamente na forma como as não linearidades presentes podem ser contabilizadas.

Os processos de dimensionamento são apresentados no capítulo 4, sendo descritas todas as verificações pertinentes para vigas convencionais ou vigas *slimfloor*.

No capítulo 5 é apresentada a ferramenta de cálculo desenvolvida, enunciando-se as possibilidades de análise permitidas na mesma. A título ilustrativo é apresentado um exemplo de um relatório de dimensionamento automático proporcionado pela ferramenta de cálculo.

Tendo como base a ferramenta de cálculo desenvolvida, no capítulo 6 é apresentado um caso de estudo de um edifício metálico e misto, onde foram aplicadas soluções estruturais de vigas mistas convencionais e *slimfloor*. Nesse mesmo capítulo, é feito ainda um estudo comparativo em termos de consumo de materiais entre soluções assim como um estudo económico tendo como base indicadores recolhidos junto de entidades especializadas (empresas metalomecânicas).

No capítulo 7 são apresentadas as conclusões gerais obtidas com a elaboração da dissertação.

Por fim, no capítulo 8 são enunciados alguns temas pertinentes no âmbito da investigação científica que poderiam ajudar ao desenvolvimento e implementação de soluções construtivas *slimfloor*, nomeadamente na criação de um processo mais eficaz/seguro/comodo/económico, quer em termos de solução, quer em termos de análise e dimensionamento.

2. CONSTRUÇÃO MISTA AÇO-BETÃO: VIGAS MISTAS

2.1. Revisão bibliográfica de soluções de vigas mistas aço-betão

2.1.1. As primeiras aplicações do conceito

A construção mista aço-betão, apesar de se conseguir expressar como um conceito recente ou até inovador, tem um período de existência tão extenso como a construção em betão ou puramente em aço.

No sentido lato da expressão, a construção mista aço-betão pode-se enquadrar com o aparecimento do sistema *jack-arch* (Figura 2.1 a), com aplicações a pontes e pavimentos de edifícios. Não sendo certo o período de início da sua aplicação, este é apontado como tendo tipo início no final do século XVIII/início do século XIX. Ainda no século XIX, surge um outro sistema, o sistema *filler-joist* (Figura 2.1 b), onde vigas metálicas eram dispostas com espaçamento reduzido (0.6 m a 1.2 m) sendo estas posteriormente embebidas em betão. Tanto numa como noutra solução, os materiais eram assumidos como tendo comportamentos e funções distintas: os elementos metálicos transmitiam as cargas longitudinalmente, enquanto que os elementos não metálicos faziam a transmissão/distribuição transversal da carga para os elementos metálicos (Bailey, 1999; Bussell, 1997).

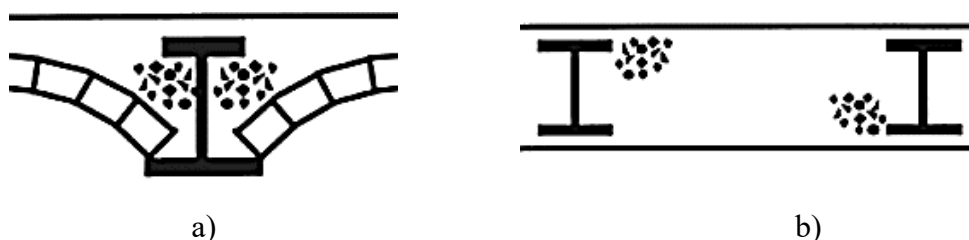


Figura 2.1 – a) Sistema *jack-arch*; b) sistema *filler-joist* (Bailey, 1999 *apud* Barros, 2011).

As primeiras aplicações de funcionamento conjunto dos dois materiais remetem para os finais do século XIX, início do século XX. O elevado desenvolvimento que a construção em aço já apresentava nas últimas décadas do século XIX permitiu que a mesma fosse posteriormente conjugada com a construção em betão armado, construção essa que pela mesma altura já se revelava como uma solução emergente no sector da construção.

As primeiras aplicações do conceito de elemento misto são, numa fase preliminar associadas ao uso do betão não como elemento estrutural mas sim com a função de potenciar a resistência ao fogo dos elementos metálicos e/ou como um recurso de camada de superfície/nivelamento em pavimentos. Como exemplos, encontram-se referências/patentes ao uso dessas soluções em pavimentos em 1844 com o pavimento “*fireproof*” de *Henry Hawes Fox* ou a solução proposta em 1848 por *Nathaniel Beardmore* onde este sugeria o recurso de elementos metálicos servindo de cofragem permanente (Pelke e Kurrer, 2015).

2.1.2. A evolução no domínio das vigas e pavimentos mistos aço-betão

2.1.2.1. Evolução até ao sistema de viga mista aço-betão convencional

Os primeiros estudos sobre vigas com comportamento estrutural misto podem ser remetidos para os realizados por *Joseph Melan* no final século XIX, logo depois de o betão começar a ser conhecido como um material estrutural. O referido autor, abordou soluções onde perfis de ferro forjado eram embebidos em betão, tendo concluído nos seus estudos que ambos os materiais contribuíam para a resistência do sistema estrutural (Figura 2.2). A sua metodologia viria a revelar uma ampla aplicabilidade no domínio de pontes em arco, sendo mesmo patenteada em 1893 após a comprovação experimental da sua eficiência (Savor e Bleiziffer, 2008; Kurrer, 2008; Pelke e Kurrer, 2015).

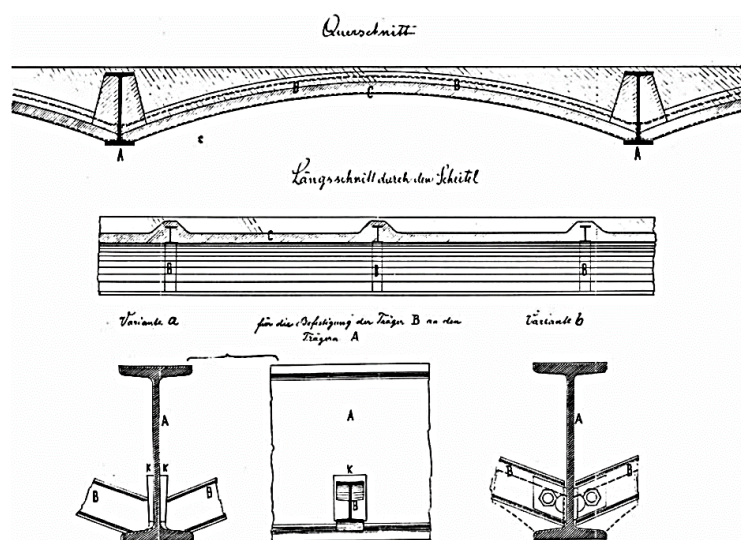


Figura 2.2 – Metodologia de Joseph Melan para pontes em arco
(Melan, 1892 *apud* Eggemann e Kurrer, 2005).

Por volta de 1907 surgem soluções para pontes ferroviárias onde vigas metálicas laminadas eram embebidas em betão, substituindo-se assim as convencionais soluções com vigas puramente metálicas. A aplicabilidade da metodologia, que foi proposta *Whereas Wolff* em 1907, esteve associada, numa fase inicial a pontes de pequeno vão, com a justificação de permitir o alcance de soluções mais económicas (Wolff, 1907; Pelke e Kurrer, 2015).

Em 1910, por *Otto Kommerell*, surge uma metodologia para aplicação a pontes onde igualmente as vigas metálicas eram embebidas em betão (Figura 2.3). Neste caso, o autor descreve que a função principal do betão era de elemento de distribuição transversal de carga, não dando justificação técnica nas suas publicações para a função dos varões transversais que atravessam as almas dos perfis metálicos. A contribuição do efeito conjunto dos dois materiais era tido em conta através de um aumento moderado das tensões admissíveis nos elementos metálicos (Kommerell, 1910; Pelke e Kurrer, 2015).

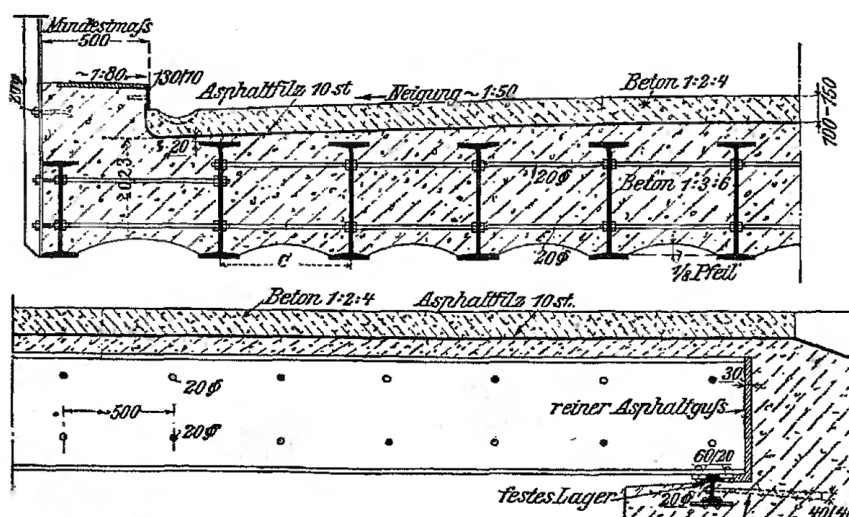


Figura 2.3 – Metodologia de ponte mista com vigas metálicas embebidas
(adaptado de Kommerell, 1911).

A *Acheregg Bridge de 1914, no lago Lucerne, na Suíça* (Figura 2.4), é apontada como uma das primeiras pontes vigadas na Europa onde a capacidade de carga das vigas era atribuída a uma secção composta por elementos de aço e elementos de betão, sendo que a conexão entre os dois materiais era conseguida através de forças de atrito desenvolvidas na interface aço-betão pelo banzo superior e uma pequena porção da alma da viga metálica (Pelke e Kurrer, 2015).

Na década de 20 são conhecidos estudos provenientes do Canadá (*Dominion Bridge Company, em 1922*), Reino Unido (*National Physical Laboratory, em 1923*), sendo que em 1926, proveniente dos Estados Unidos da América, surge uma metodologia de conceção de vigas mistas desenvolvida e patenteada por *Julius Kahn*, consistindo a mesma em proceder a recortes no banzo do perfil metálico, reposicionando-os de modo a conceberem a conexão de corte entre os dois materiais (Figura 2.5) (Nethercot, 2003).

Em 1926, nos Estados Unidos da América, *R. Caughey* publicou nos *Proceedings of the Engineering Society* os resultados da sua investigação sobre o comportamento de estruturas mistas aço-betão (Calado e Santos, 2010).

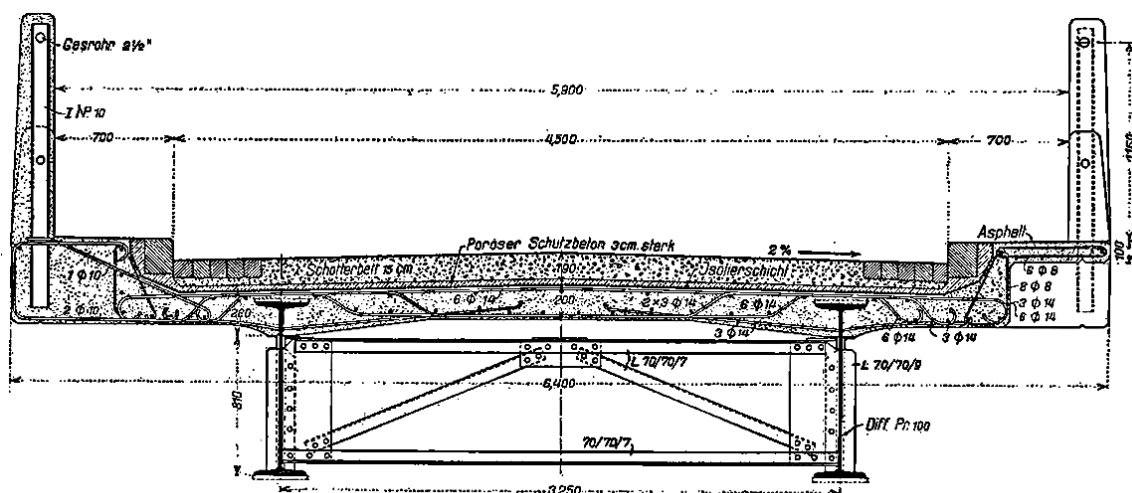


Figura 2.4 – Secção transversal da Acheregg Bridge de 1914, no lago Lucerne, na Suíça (Rohn, 1915).

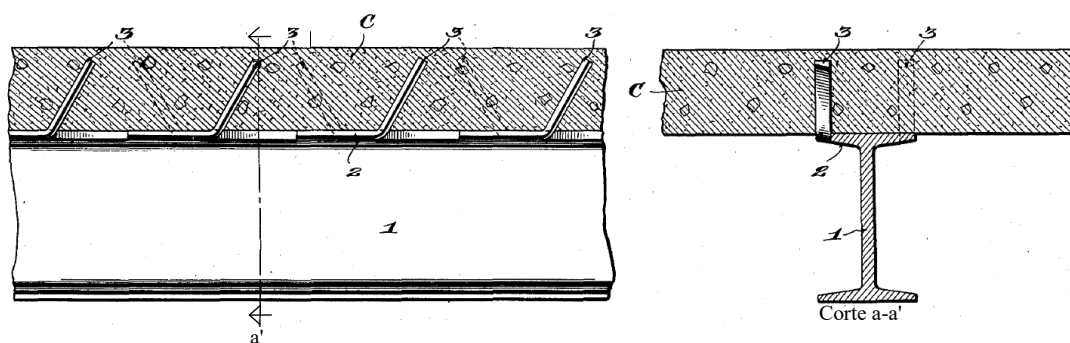


Figura 2.5 – Metodologia de Julius Kahn para viga mista (adaptado de Kahn, 1926).

Em 1930, R. Caughey e W.B. Scott publicam um artigo sobre o dimensionamento de vigas mistas aço-betão, onde foi mencionada a necessidade de se preverem dispositivos mecânicos de forma a se conseguir dar resposta aos esforços de escorregamento entre os dois materiais de uma forma mais eficiente. No entanto, nos seus estudos acabam por não dar nenhuma solução prática para o problema. Para além do referido, na sua publicação abordam a temática da presença de escoramentos nas vigas, discutindo a sua influência na deformação e resistência das mesmas (Calado e Santos, 2010; Caughey e Scott, 1929).

Com os avanços na investigação de elementos estruturais mistos foi sendo notório que uma eficiente conexão de corte entre os dois materiais permitiria explorar de forma mais eficiente a capacidade potencial da peça mista. Não se revelando o simples atrito entre os materiais suficiente na maioria dos casos, desde as primeiras décadas do século transato têm vindo a ser desenvolvidas soluções de conexão mecânica. Nas primeiras duas décadas do século XX, a interação entre o aço e o betão era assim encarada essencialmente através de um mecanismo de fricção/adesão entre os dois materiais (à exceção da publicação de Julius Kahn).

Os primeiros estudos de conexão através de dispositivos mecânicos adicionais podem ser reportados aos desenvolvidos pelo engenheiro suíço *Adolph Bühler* entre 1924 e 1926, impulsionados pela *Swiss Federal Railway* (Emperger, 1931 *apud* Pelke e Kurrer, 2015).

Em 1929, com o objetivo de investigar e compreender o comportamento misto de soluções com vigas embebidas, *Fritz Stüssi* através da *Technical Commission of the Swiss Bridges & Railway Structures Fabricators Association*, realizou ensaios experimentais onde se comprovou um fraco nível de conexão entre os dois materiais por adesão/fricção em rotura, sendo recomendado pelo mesmo que fosse prevista uma restrição construtiva ao deslizamento entre os dois materiais (Stüssi, 1932 *apud* Pelke e Kurrer, 2015).

Nesse mesmo ano, *Fritz Stüssi* realizou ensaios onde incluiu elementos de aço soldados aos banzos superiores dos perfis metálicos (“*steel flats*”) para reproduzir o efeito de restrição de escorregamento entre os dois materiais por ele sugerido (Stüssi, 1932 *apud* Pelke e Kurrer, 2015).

Em 1932 o engenheiro francês *L. Cambournac*, igualmente interessado na investigação da conexão de corte, realiza ensaios sobre vigas embebidas, ensaios esses que permitiram esclarecer que os varões que na solução de *Otto Kommerell* (1911), funcionavam como mecanismo de conexão de corte entre o aço e o betão (Kurrer, 2015).

Em 1934 *Mirko Roš* desenvolveu ensaios onde avaliou o comportamento de varões em espiral soldados aos banzos das vigas como meio de conexão de corte, sendo que entre 1942 a 1943 o mesmo aprofundou o conhecimento do comportamento sob carregamento estático e dinâmico para conexões de corte flexíveis e rígidas, respetivamente (Albrecht, 1945 *apud* Pelke e Kurrer, 2015).

Deste modo, a partir da década de 30 começam a surgir aplicações de vigas mistas com recurso a dispositivos mecânicos de conexão de corte, conhecendo-se registos da sua aplicação na Alemanha e na Suíça em pavimentos e em pontes (com aplicações dos referidos varões em espiral soldados ao banzo do elemento metálico) (Kurrer, 2015).

Em 1936 surge a que se acredita ser a primeira ponte, a nível europeu, com recurso a conectores em forma de “U” soldados aos banzos das vigas. Desenvolvido pela empresa *Stahlbau Zschokke AG*, tendo o engenheiro *Fritz Bühler* como responsável, o *Willerzeller Viaduct* (Figura 2.6), construído sobre o lago *Sihl* na Suíça, apresentava já à data uma secção transversal muito semelhantes às soluções correntes para pontes mistas de pequeno/médio vão.

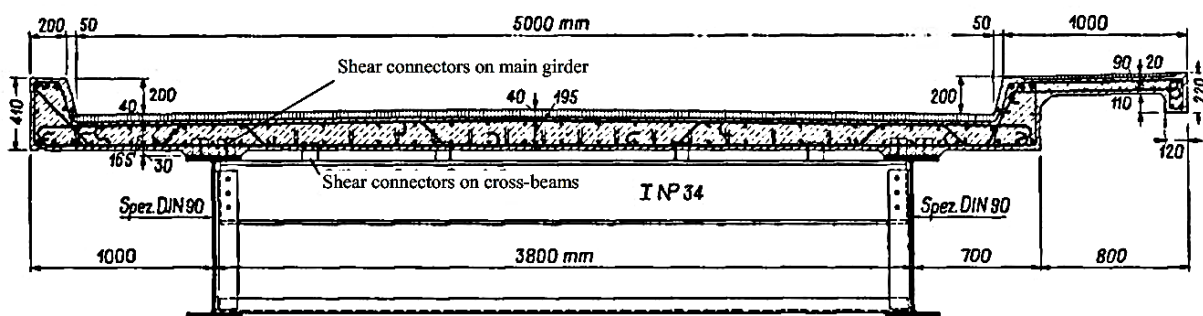


Figura 2.6 - *Willerzeller Viaduct* sobre o rio *Sihl* na Suíça, construído em 1936
(Pelke e Kurrer, 2015).

Nos Estados Unidos da América, através de *Searcy Slack*, entre 1930 e 1932, surgem ensaios em vigas mistas onde tanto se abordou soluções com recurso apenas à adesão/fricção entre os materiais como soluções com introdução de elementos mecânicos em forma de varões em aço (dobrados em gancho) soldados aos banzos das vigas (Slack, 1948 *apud* Pelke e Kurrer, 2015).

Em 1933, a *Oregon State Highway Department* desenvolveu uma ponte mista onde a conexão entre as vigas de aço e o tabuleiro em betão armado eram materializadas através de peças em forma de “Z” rebitadas (Paxson, 1934 *apud* Pelke e Kurrer, 2015)

Até aos dias de hoje, a temática da conexão de corte tem merecido destaque no âmbito da investigação na construção mista aço-betão, existindo investigação num número alargado de soluções de conexão. Este é ainda presentemente um campo aberto a muitas possibilidades, sendo exemplo disso o facto de se ter à data apenas uma solução de conexão devidamente suportada pela regulamentação Europeia. Essa solução é a solução tipo *stud*, desenvolvida na década de 40 pela empresa *Nelson Stud Welding*. No entanto, refira-se que na versão *ENV 1994-1-1* existiram referências a outros tipos de conexão, como blocos metálicos e ganchos metálicos (abertos e fechados), cantoneiras ou ainda parafusos de aperto controlado. Contudo, na versão *EN 1994-1-1*, apenas a solução *stud* foi mantida.

A partir da década de 50/60 do século passado, afirma-se no mercado da construção uma solução que se pode apresentar como *standard* para a conceção de vigas mistas aço-betão. Esta comporta uma laje mista (ou maciça) apoiada sobre o banzo superior de uma viga metálica, sendo que a conexão de corte é obtida com recurso a conectores tipo *stud* (Figura 2.7).

Como alternativa ao betão betonado *in-situ* foram surgindo soluções com recurso a placas de betão pré-fabricado, sendo que a conexão de corte é conseguida através de negativos nessas placas de betão onde são inseridos os conectores de corte (ou inseridos entre as próprias placas). Esses negativos são posteriormente enchidos com betão *in-situ*, garantindo-se assim o comportamento conjunto da solução.

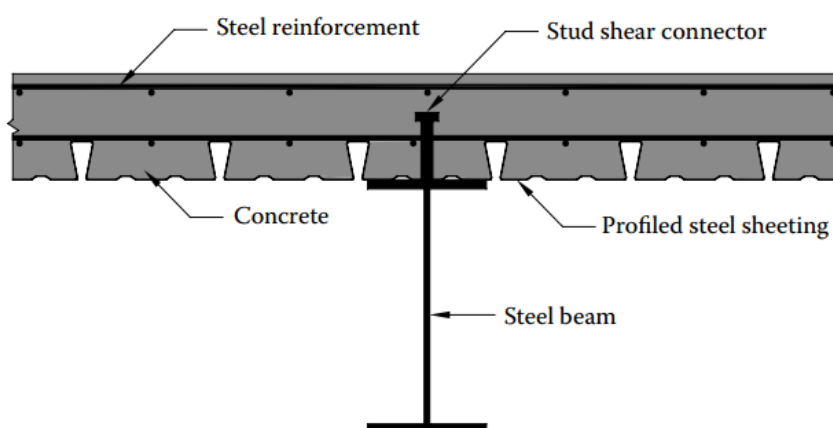


Figura 2.7 – Secção transversal e secção longitudinal de uma viga mista aço-betão convencional (Liang, 2015).

2.1.2.2. Evolução de soluções de vigas mistas tipo *slimfloor*

As primeiras aplicações de pavimentos mistos em pisos de pequena altura no sentido lato da expressão podem-se atribuir aos sistemas estruturais tipo *jack-arch* e *filler-joist*, referidos, remetendo-se assim para no final do século XVIII/início do século XIX.

Após a afirmação das soluções convencionais de vigas mistas surgem investigações sobre as possibilidades de se reconstituírem pavimentos com menores alturas, onde o mesmo é materializado quase na sua totalidade na altura da viga metálica.

O recurso a este tipo de solução começou a ser notório na década de 80 do século transato, onde sistemas de pórticos metálicos com vigas metálicas embebidas (que se revelavam como tendo um comportamento satisfatório em situação de incêndio) começavam a ser aplicados. A sua aplicabilidade foi notada inicialmente sobretudo nos países nórdicos, sendo bons exemplos disso a Suécia e a Finlândia (Jurado, 2008). É importante referir que estas tipologias de soluções estruturais apresentavam espaçamentos entre vigas bastante superiores aos sistemas *jack-arch* e *filler-joist*, estabelecendo-se assim um paralelismo com as soluções convencionais apresentadas.

Em 1978, *Lars Wallin*, do *Swedish Institute of Steel Construction*, afirmava que uma forma efetiva de reduzir a altura dos pavimentos era apoiar os elementos de laje nas abas inferiores dos perfis metálicos, referindo ainda que estes podem ser considerados mistos com a utilização de conectores. O efeito de continuidade poderia ainda ser explorado, potenciando-se assim a maior redução possível da altura do pavimento. Dentro deste princípio, *Wallin* em 1978 faz referência a uma solução de viga metálica com uma largura da sua parte/face inferior maior que a sua parte/face superior, afirmando que a altura da mesma deveria ser igual ou um pouco inferior da altura do pavimento (*Wallin, 1978 apud Jurado, 2008*).

Surgia assim uma tipologia de viga metálica denominada por *hat-beam* (Figura 2.8 a), tendo tido o seu auge de aplicabilidade na década de 80. A mesma era reconstituída por quatro chapas soldadas (duas verticais e duas horizontais), sendo que se acredita que a investigação e aplicação deste tipo de soluções estruturais por parte desses países foi motivada pela escassez de perfis metálicos laminados que se encontravam disponíveis nesses mercados à data (Mullett, 1992).

Algumas das soluções mais populares na altura (década de 80 e início da década de 90) são apresentadas na Figura 2.8.

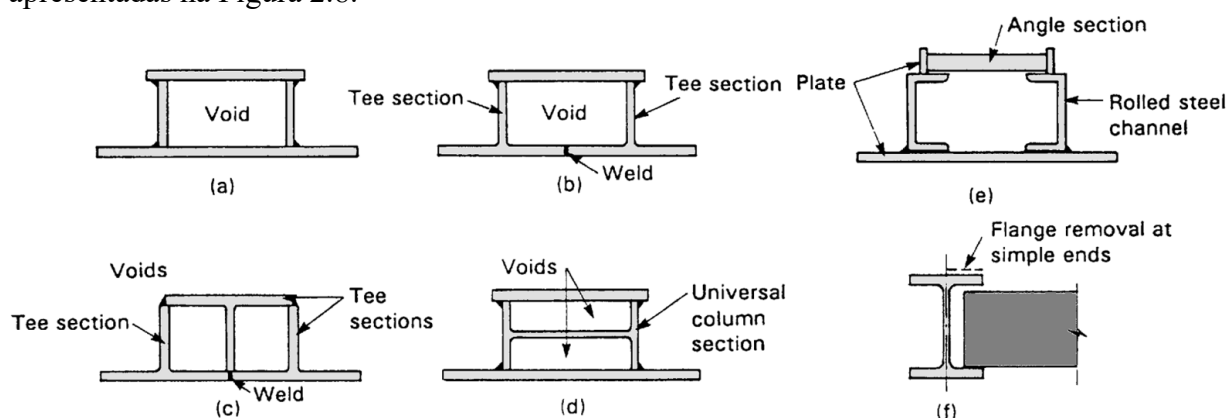


Figura 2.8 – Soluções primitivas em pavimentos *slimfloor* (Mullett, 1992).

A solução a) *hat-beam* torna-se notória pela sua aplicação no terminal doméstico do aeroporto de Estocolmo, o que vinha bem a elevada fiabilidade dada à solução na Suécia por essa altura (Mullett, 1992). A solução d), com os avanços tecnológicos e modernização nos mercados da construção, começou a ser produzida na década de 90 na Suécia, sendo que, pela mesma altura, começava-se a registar uma aplicabilidade das soluções tipo e) no Reino Unido (Mullett, 1992). Para aplicações de pavimentos materializados por placas de betão pré-fabricado, na solução tipo f) parte do banzo da viga era removido para facilitar a instalação das unidades pré-fabricadas.

As potencialidades deste tipo de solução despertou o interesse de engenheiros britânicos, uma vez que, por exemplo, no início dos anos 80, o *market-share* de edifícios metálicos porticados na Suécia era de 5%, enquanto que em 1989 este já representava 80% do mesmo (Mullett, e Lawson, 1993).

Tomando conhecimento deste facto, uma equipa de engenheiros britânicos visitou alguns edifícios na Suécia de forma a compreender as soluções e avaliar a sua possível aplicabilidade em outros mercados. Essa expedição levou à investigação de soluções mais eficientes, que apresentassem outras valências e uma outra abrangência no mercado da construção (Mullett, 1992, Mullett, 1998).

Desto deste enquadramento, surge, em Novembro de 1991, uma proposta de solução onde uma chapa metálica era soldada a um perfil metálico comercial *H*. Desenvolvida em parceria com a *British Steel* e o *Steel Construction Institute - SCI*, esta tipologia de viga foi patenteada com o nome de viga *slimfloor* (Figura 2.9), termo que ainda hoje é utilizado para classificar soluções de pisos de pequena altura com vigas metálicas parcialmente embebidas (Mullett, 1992; Mullett, 1998).

É de realçar que estas primeiras aplicações do conceito de vigas em pisos de pequena altura eram feitas com recurso a elementos de betão pré-fabricado que materializavam o pavimento.

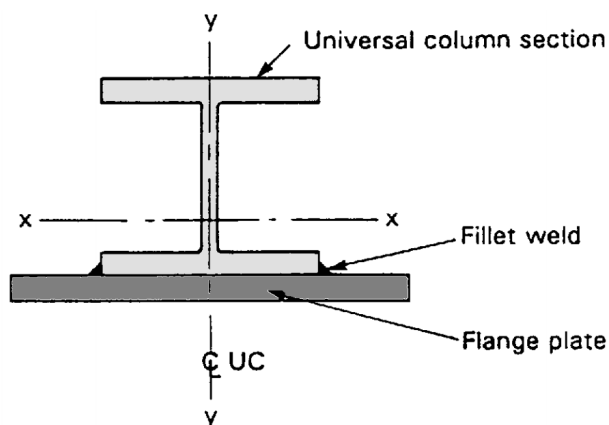


Figura 2.9 – “*Slimfloor*” beam (Mullett, 1992).

As vigas mistas *slimfloor* tinham como mecanismo de conexão de corte a aplicação de conectores tipo *stud* sobre o banzo superior (Figura 2.10), sendo referida ainda a possibilidade de considerar um comportamento semi-misto, apenas para efeitos de resistência ao fogo e rigidez, onde os conectores eram suprimidos (Figura 2.11).

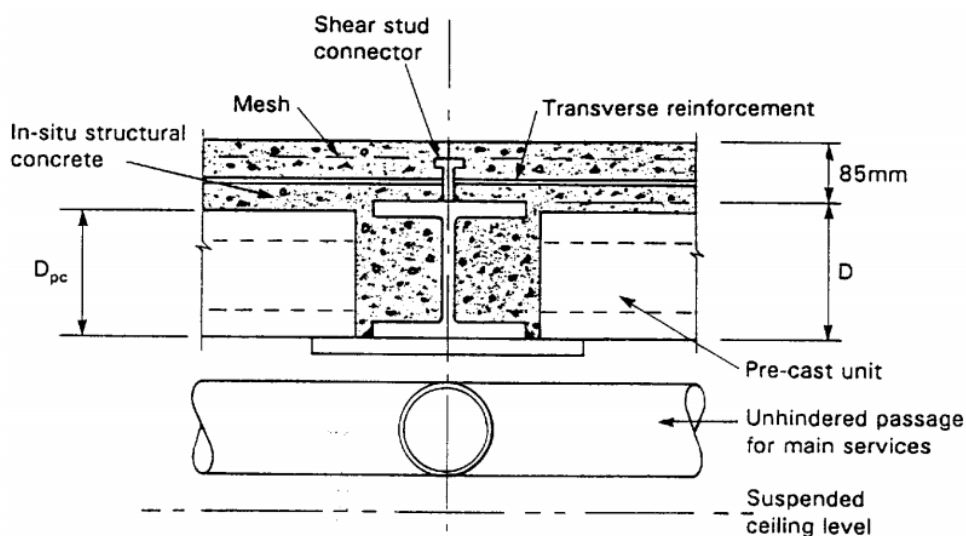


Figura 2.10 – Viga mista *slimfloor* com comportamento misto (Mullett, 1992).

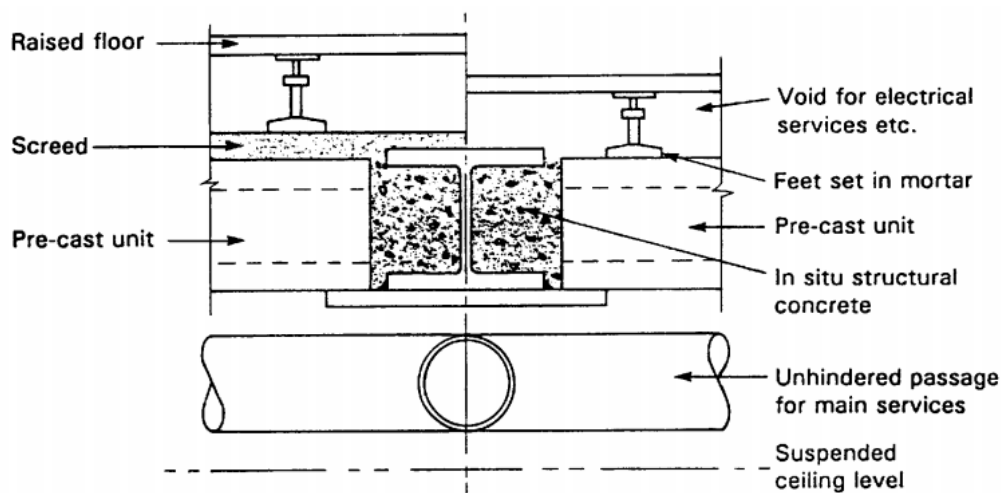
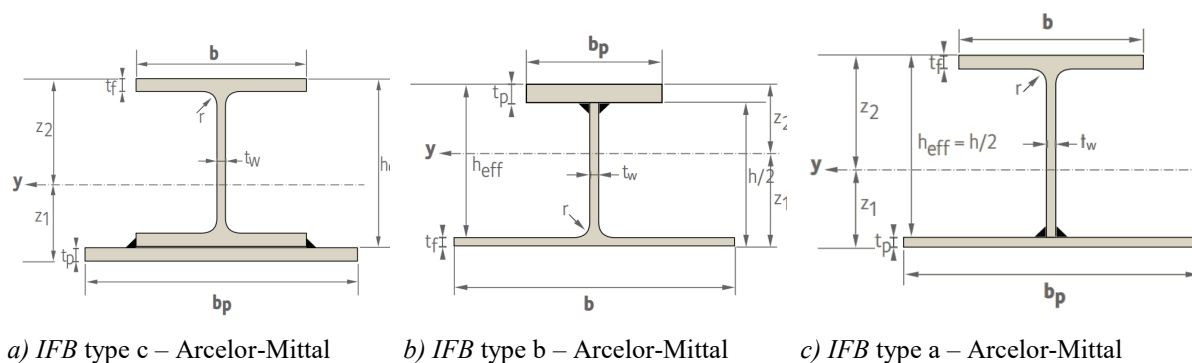


Figura 2.11 - Viga mista *slimfloor* com comportamento semi-misto (Mullett, 1992).

A companhia siderúrgica Luxemburguesa *ARBED* (agora do grupo *Arcelor-Mittal*), paralelamente aos desenvolvimentos apresentados pela *British Steel* e pelo *Steel Construction Institut*, apresentou no ano de 1991 um conjunto de 3 soluções de perfis metálicos especialmente concebidos para aplicação em soluções *slimfloor*, baseando-se na soldadura de uma chapa metálica sob um perfil comercial (Figura 2.12 a), ou pelo recurso a meio perfil comercial com uma chapa soldada a este (Figura 2.12 b e c). Estas soluções são ainda correntemente comercializadas/divulgadas pela *Arcelor-Mittal* (Paes, 2003).



a) IFB type c – Arcelor-Mittal

b) IFB type b – Arcelor-Mittal

c) IFB type a – Arcelor-Mittal

Figura 2.12 – Vigas com recurso a soldadura para aplicações a soluções *slimfloor* (*Arcelor-Mittal*, 2014a).

Em 1992, o *Steel Construction Institute* apresenta um avanço neste tipo de construção, onde a laje de betão pré-fabricado é substituída por uma laje com cofragem colaborante de considerável altura (laje mista - Figura 2.13) com aplicação direta na tipologia de viga *slimfloor* desenvolvida por Mullett em 1992 (Mullett e Lawson, 1992; Mullett e Lawson, 1993).

Este sistema ficou conhecido pelas vantagens que apresentava em termos de acomodação de instalações em vigas de edifícios, onde furos poderiam ser aplicados nas almas do perfil metálico, entre as nervuras da laje de mista, permitindo a passagem de condutas e cablagens dentro da altura do pavimento.

A partir de 1995 é conhecida investigação na Finlândia onde foi concretamente abordada a temática de pisos de pequena altura, com o objetivo de melhorar a competitividade dos sistemas existentes e criar novos mercados na União Europeia. Parte da informação pode ser encontrada na *Finnsteel Technology Programme 1995-2000* (Tekes, 2001 *apud* Jurado, 2008; Paes, 2003).

Em 1997, a *British Steel* e o *Steel Construction Institute* apresentavam uma solução inovadora de perfis laminados em forma de H monossimétricos: *Asymmetric Slimflor Beam – ASBeams* (Figura 2.14). Esta solução, que se caracteriza por apresentar um banzo inferior de maior dimensão por forma a fornecer apoio aos elementos de materialização do pavimento, apresenta uma rugosidade no banzo superior que, segundo as especificações do fabricante, permite aumentar o efeito de adesão por atrito entre o aço e o betão.

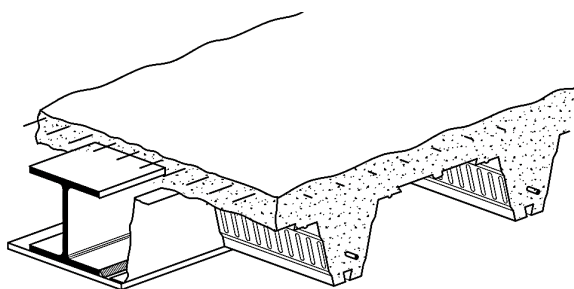


Figura 2.13 – Viga *slimfloor* laje mista:
(Mullett e Lawson, 1993).

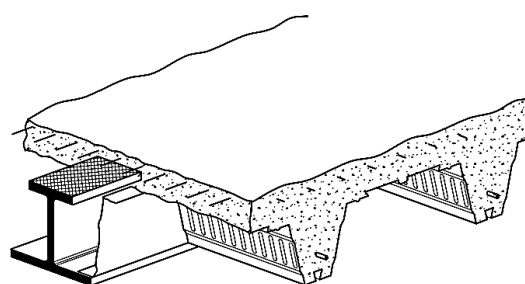


Figura 2.14 – *Asymmetric Slimflor Beam*
(Mullett *et al.*, 1997).

Os perfis *ASB* podem-se dividir em dois grupos: perfis para aplicações correntes e perfis concebidos para permitirem maiores resistências ao fogo, caracterizando-se estes últimos por terem almas bastante mais espessas que os primeiros (Mullett *et al.*, 1997).

Da criação das vigas *ASB*, solução que é atualmente um produto *Tata Steel*, surge a patente de uma solução integrada de laje e viga mista *slimfloor* chamada *Slimdek* (também esta um produto *Tata Steel*, Figura 2.14), solução essa que envolve a utilização dos perfis *ASB* e chapa metálica colaborante *ComFlor 225*. Através de ensaios experimentais foi comprovada a eficiência do mecanismo de conexão de corte através da simples fricção/atrito entre o aço e o betão em 1997 (Mullett *et al.*, 1997; Mullett, 1998).

Ainda em 1997 surge uma tipologia de viga *slimfloor* concebida especificamente para vigas de bordadura, caracterizada por ter uma secção fechada (por capacidade resistente a cargas verticais, uma secção RHS na vertical - Figura 2.15), com uma chapa metálica soldada sob a mesma (Mullett, 1997).

Desenvolvida pelo *Steel Construction Institute*, esta tipologia permite outras valências do ponto de vista arquitetónico, para além de melhorar o comportamento do sistema estrutural. A deformação induzida pelo esforço de torção que surgiria numa secção aberta (soluções *slimfloor* convencionais) é eliminada, sendo que, para além disso, como é uma secção fechada, oferece uma resistência muito superior a esforços de torção, característicos destes tipos de solução estrutural.

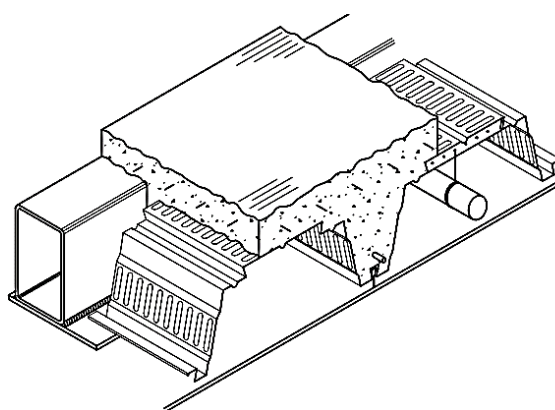


Figura 2.15 – Tipologia de viga *RHS Slimfloor edge beams* (Mullett, 1997).

Em 1999 o *Steel Construction Institute* emite uma publicação intitulada por “*Design of Slimfloor Fabricated Beams using Deep composite decking*” (Mullett e Lawson, 1999) onde faz uma revisão ao material publicado em 1993 sobre vigas tipo *slimfloor* com recurso a lajes mistas aço-betão.

Nesta publicação é introduzida a então nova chapa *ComFlor 225* (na altura pela *British Steel*, agora *Tata Steel*), possivelmente com o intuito de divulgar a aplicação deste novo produto às soluções *slimfloor* (perfil comercial com chapa metálica soldada sob o mesmo) já implementadas com sucesso no mercado da construção no Reino Unido. Para além disso, pode-se entender que com a publicação existiu uma preocupação em fornecer material de apoio aos projetistas de forma a haver uma maior difusão deste tipo de soluções no mercado.

Como produto das investigações efetuadas na Finlândia entre 1995 e 2000, destaca-se o trabalho desenvolvido por Leskelä (1996, 1997a 1997b, 1999, 2000a, 2000b, 2000c) e Leskelä e Hopia (2000). Desse trabalho de investigação destacam-se os estudos em ligações por atrito entre o aço e o betão assim como a contribuição de barras em aço que passam a alma do perfil metálico (Leskelä e Hopia, 2000).

Dentro do tema, 4 soluções foram abordadas, combinando os casos de uma superfície lisa ou rugosa na alma, assim como o recurso ou não de varões que atravessam a alma do perfil. Foram realizados ensaios push-out (ensaios normalizados pela norma EN 1994-1-1 para avaliação da resistência da conexão de corte aço-betão), sendo estes ilustrados pela Figura 2.16 (Leskelä e Hopia, 2000). Nos mesmos estudos, são realizados ensaios de vigas mistas com chapa colaborante, abordando as soluções de conexão de corte apresentadas, sendo que a Figura 2.17 representa a secção tipo para os ensaios.

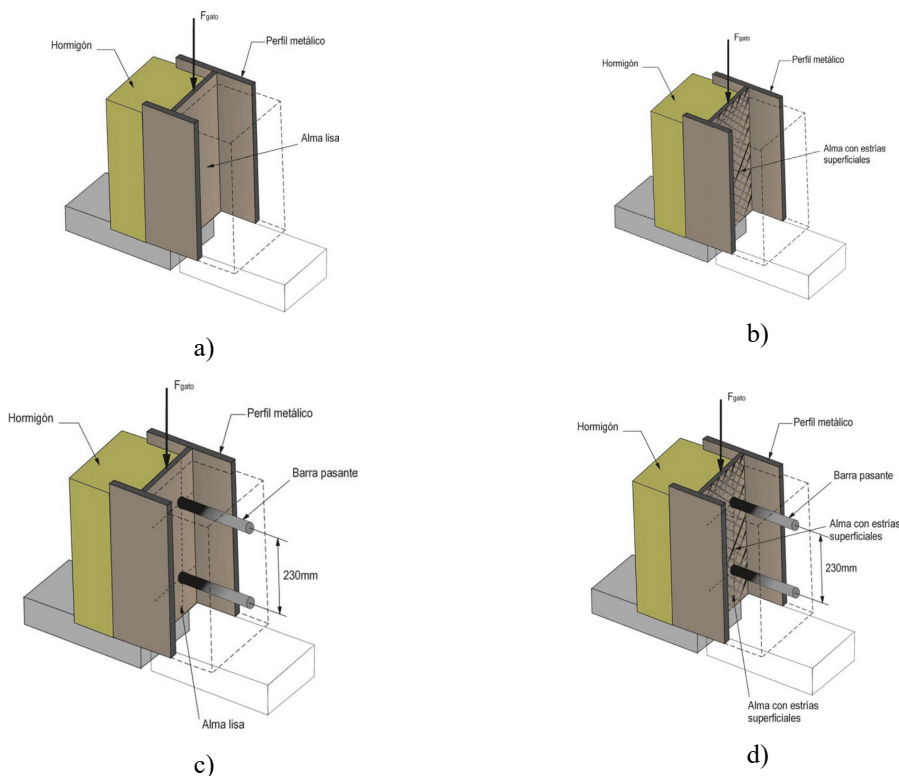


Figura 2.16 – Ensaios push-out realizados por (Leskelä e Hopia, 2000 *apud* Paes, 2003)

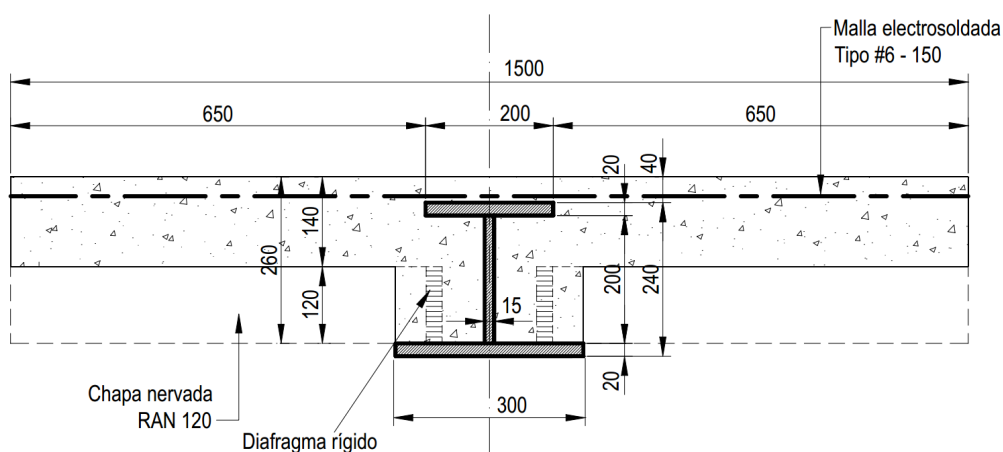


Figura 2.17 – Tipologia de modelo experimental realizado por Leskelä e Hopia (2000): vão 6.4m; avaliação da performance das soluções de conexão de corte estudadas – (Paes, 2003).

Em 2006, o *Steel Construction Institute*, em parceria com a altura com a *Corus Construction and Industrial* (atual *Tata Steel*), emite uma publicação intitulada “*Design of Asymmetric slimfloor beams with precast concrete slabs*” (Rackham *et al.*, 2006), onde aborda novamente a aplicabilidade de placas de betão pré-fabricado para a materialização do pavimento. Nesta nova publicação, para além de se aprofundar os conhecimentos no domínio do dimensionamento desta tipologia de solução, pretende-se divulgar a aplicabilidade das vigas *ASBeams* a tipologias com recurso a elementos pré-fabricados.

Segundo (Rackham *et al.*, 2006) estima-se que cerca de 50% os edifícios de vários pisos recorrem a soluções de betão pré-fabricado para os mesmo, pelo que essa foi uma das razões para estimular a aplicabilidade deste tipo de soluções em pavimentos de pequena altura.

2.1.2.3. Evolução em pavimentos mistos aço-betão

Tal como referido, as primeiras aplicações conhecidas de chapas de aço para suporte de pavimentos remontam ao ano de 1844. No entanto, apenas na década de 20 do século passado surgem abordagens concretas com visibilidade e aplicabilidade expressivas.

Ao longo dos anos, a divulgação de sistemas com recurso a chapas de aço de pequena espessura como elemento de cofragem permanente desencadeou um elevado interesse por parte das empresas de construção, nomeadamente no início do século XX.

Sendo notórias as vantagens de aplicação deste tipo de solução, em rapidez de execução da construção por exemplo, em 1926 surge uma solução patenteada por *James Loucks* e *Harry Gillette* para o referido tipo de lajes (Calado e Santos, 2010; Sputo, 2012). Note-se que nesta fase a resistência da laje era obtida unicamente através da chapa de aço, funcionando o betão como elemento nivelador do pavimento e/ou como proteção da chapa de aço em situação de incêndio (Figura 2.18).

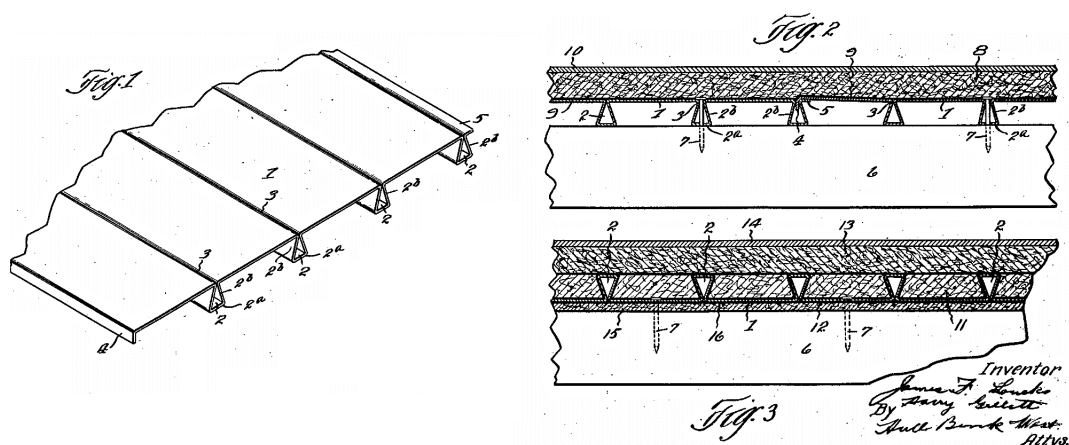


Figura 2.18 – Pavimento com chapa metálica por J. Loucks e H. Gillette, 1926 (Sputo, 2012).

As primeiras lajes mistas com chapas perfiladas surgem nos anos 50, desenvolvidas pela empresa norte-americana *Granco Steel Products Company*, sendo designadas por *Cofar*. De modo a garantir a ligação do betão à chapa de aço, estas possuíam uma rede electro-soldada soldada na sua face superior da chapa. Após a realização de avaliação analítica e experimental sobre as referidas soluções ficou comprovado que estas possuíam uma resistência muito semelhante à de uma laje de betão armado com características análogas (Calado e Santos, 2010; Sputo, 2012).

Para evitar o recurso à rede electro-soldada como meio de conexão entre o betão e a chapa de aço, em 1961 surge uma chapa com perfil trapezoidal que possuía pequenas deformações laterais (bossas). Desenvolvidas pela empresa norte-americana *Inland-Reyson Company*, denominadas por *Hibond* (Figura 2.19), estas foram as precursoras das atuais chapas perfiladas para lajes mistas (Calado e Santos, 2010; Sputo, 2012).

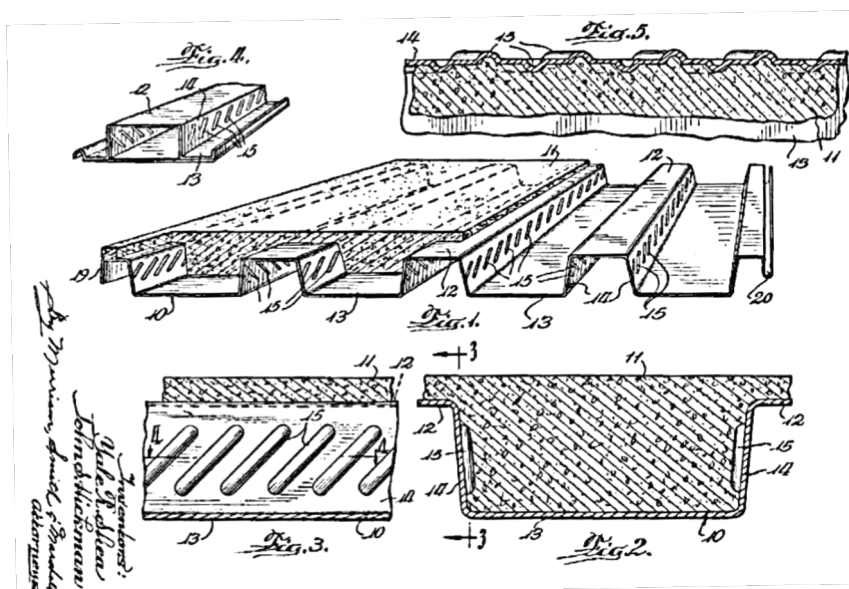


Figura 2.19 – Laje mista *Hibond* (Sputo, 2012).

Os pavimentos mistos correntes são em muito semelhantes aos propostos em 1961 pela *Inland-Reyson Company*, sendo que as grandes diferenças são seguramente as propriedades resistentes que se conseguem obter com o sistema estrutural, tendo estas como principal variável a geometria da chapa, que lhe garante uma melhor ou pior conexão com o betão.

No domínio das lajes mistas podem-se estabelecer dois grandes grupos: as lajes com recurso a chapa com pequeno espaçamento entre nervuras e pequena altura (Figura 2.20) e chapas com grandes espaçamento entre nervuras e de grande altura (exemplos nas Figura 2.21 e Figura 2.22).

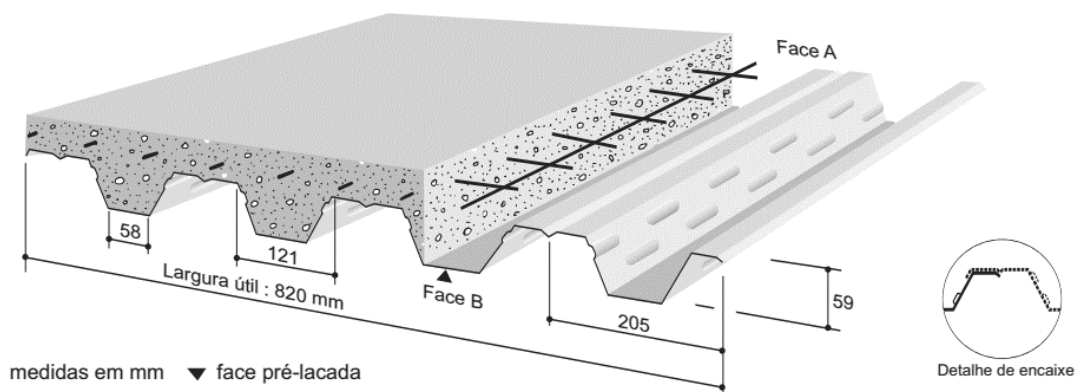
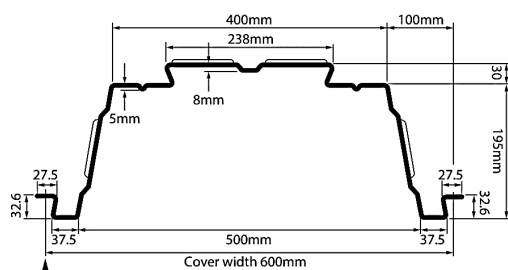
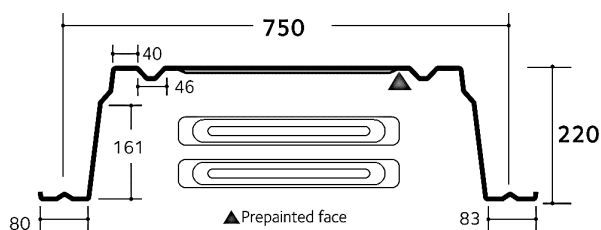


Figura 2.20 – Chapa de pequena altura – Haircol 59S (Arcelor-Mittal, 2011a).

Figura 2.21 – Chapa de grande altura
ComFlor225 (Tata Steel, 2013).Figura 2.22 – Chapa de grande altura
Cofraplus 220 (Arcelor-Mittal, 2014c).

2.2. Soluções atuais de vigas mistas aço-betão em edifícios

2.2.1. Soluções de vigas mistas convencionais

Partindo das soluções preliminares apresentadas, as evoluções tecnológicas e científicas permitiram um desenvolvimento do *know-how* na temática, sendo que esses avanços progressivos proporcionaram a que hoje em dia o projetista tenha à sua disposição um vasto conjunto de soluções estruturais mistas aço-betão, às quais se reconhece uma elevada fiabilidade de aplicação.

Para além dos desenvolvimentos tecnológicos e científicos na área, outras razões que impulsionaram os avanços nos domínios da construção mista aço-betão foram, sem dúvida, os desenvolvimentos culturais, económicos e industriais sentidos principalmente nas últimas décadas. Estes desenvolvimentos levaram a uma procura por soluções arquitetónicas/estruturais com uma maior complexidade, soluções essas às quais as mais-valias proporcionadas pelo funcionamento conjunto do aço e do betão se traduzem numa vantagem da construção mista comparativamente a soluções convencionais em aço ou em betão armado.

Correntemente, as soluções mistas aço-betão mais usuais incidem sobre o recurso a vigas e lajes mistas com chapas metálicas colaborante de pequena espessura (0.75-1.25 mm geralmente), funcionando o sistema estrutural com o intuito de se retirar o máximo partido das interações entre os materiais, ou seja, o efeito conjunto entre os elementos de aço e de betão é quase sempre explorado (Figura 2.23).

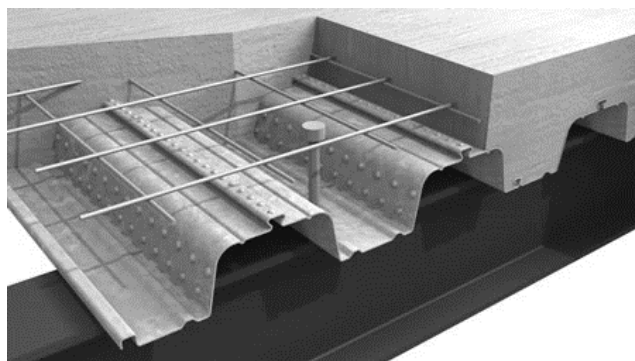


Figura 2.23 – Sistema construtivo convencional com laje mista e viga mista: exemplo com chapa ComFlor 60 da *Tata Steel* (*Tata Steel*, 2013).

As chapas metálicas colaborantes podem ter várias origens, destacando-se os modelos da *Tata Steel* e da *Arcelor-Mittal* a nível internacional, e os modelos da *Colaborante* e do *OFeliz* a nível nacional.

As vigas podem ser concebidas com recurso a perfis metálicos comerciais em I/H, perfis metálicos reconstituídos por soldadura, vigas em treliça (Figura 2.25), vigas alveolares (Figura 2.24), entre outras soluções.



a) *Angelina Beam* – *Arcelor-Mittal*;
piso com solução *Cofradal*
(*Arcelor-Mittal*, 2013; *Arcelor-Mittal*, 2016).



b) *Angelina Beam* – *Arcelor-Mittal*;
chapa colaborante de grande altura
(*Constructalia*, 2016a).



c) *Cellular Beam* – *Arcelor-Mittal*;
Chapa colaborante de pequena altura
(*Constructalia*, 2016b).

Figura 2.24 – Exemplos de vigas mistas com secções metálicas alveolares

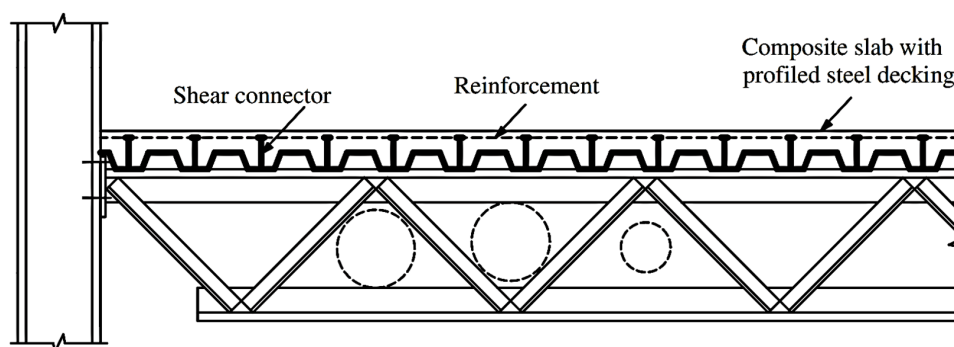


Figura 2.25 – Exemplo de vigas mistas com recurso a treliça metálica (adaptado de Chung, 2002).

Apesar de se enquadrar mais como uma solução intermédia entre as vigas convencionais e *slimfloor*, registam-se aplicações de vigas com conectores *stud* onde a chapa é apoiada de forma a que a lâmina de compressão da viga mista fique com a sua base faceada com a face superior do banzo superior do perfil metálico. Uma vez que o betão ao nível das nervuras é geralmente desprezado no cálculo da resistência da viga mista, o seu dimensionamento pode ser perfeitamente enquadrado com a regulamentação de vigas mistas tradicionais.

Esta solução permite acomodar o uso de chapas colaborantes de maior altura (que penalizariam em muito a altura total do pavimento) em alturas correntes das praticadas com chapas de menor altura. Esta tipologia de viga tem tido uma extensa aplicabilidade a parques de estacionamento (Figura 2.26).

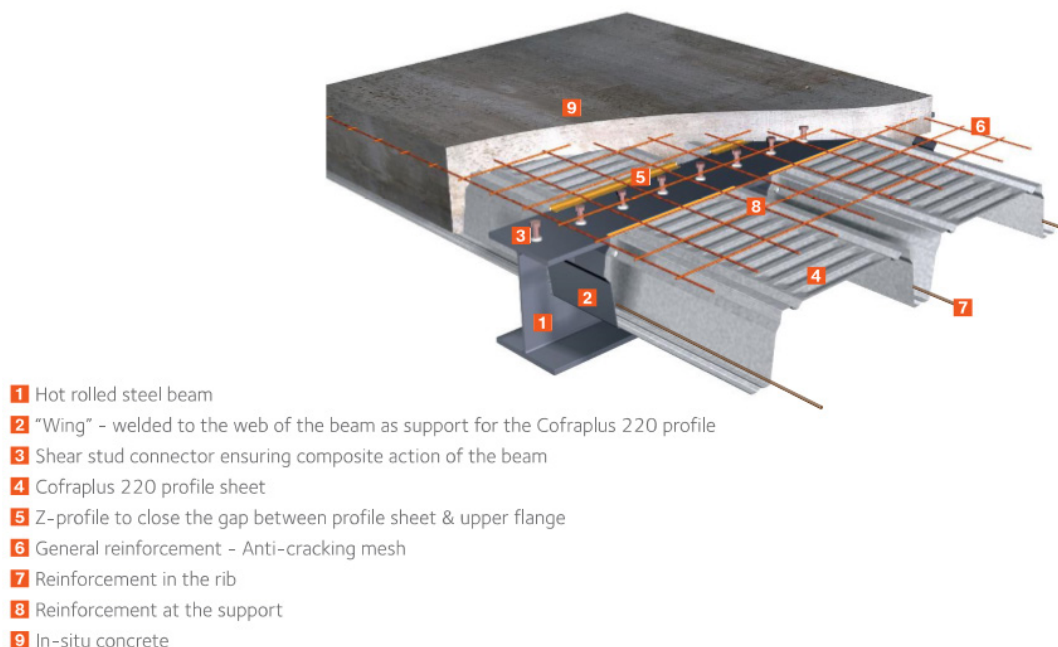


Figura 2.26 – Aplicação de chapas colaborantes de grande altura a vigas convencionais: chapa *Cofraplus 220* com *wing system* da *Arcelor-Mittal* (Arcelor-Mittal, 2014c).

A *Arcelor-Mittal* desenvolveu acessórios que permite não só a betonagem da laje (estancando as extremidades das nervuras das chapas) mas também o apoio da laje na alma da viga (“*wings*” Figura 2.27). Deixa-se a nota de que o exemplo da Figura 2.24 b) recorre a este sistema construtivo.

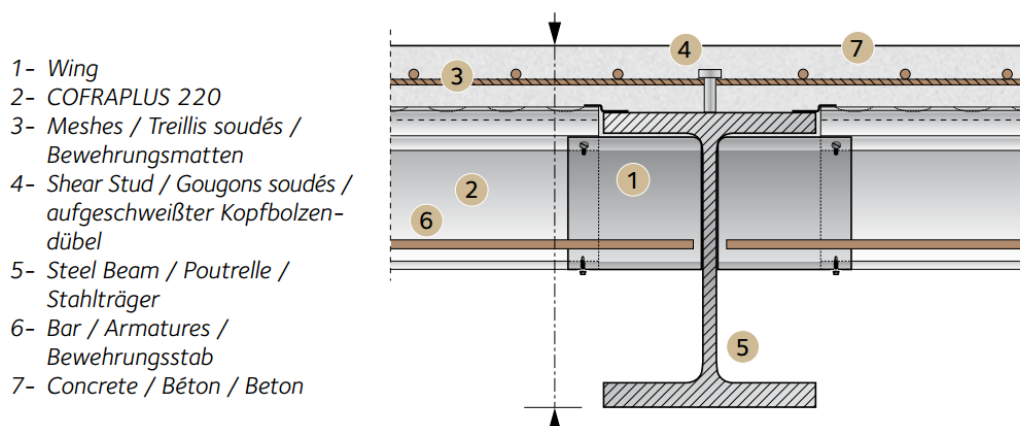


Figura 2.27 – Viga mista convencional *Cofraplus 220* da *Arcelor-Mittal*; aplicação de acessórios tipo “*wing*” (*Arcelor-Mittal*, 2011b).

No campo da conexão de corte, existem estudos sobre um conjunto alargado de soluções mecânicas de conexão (a título ilustrativo na Figura 2.28 são apresentadas algumas dessas soluções), sendo a mais aplicada a solução tipo *stud* (Figura 2.28.a – entre outras razões, muito por força sua eficiência e de a nível europeu esta solução ser a única com dimensionamento e disposições construtivas presentes na regulamentação em vigor).

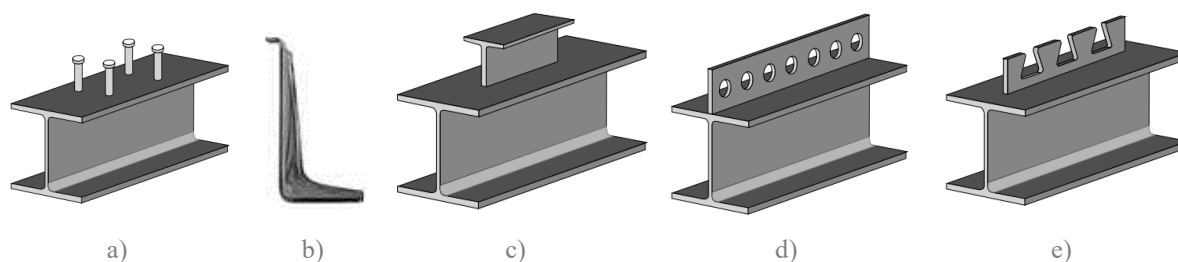


Figura 2.28 – Tipologias de conexão de corte: a) *Stud Nelson*, b), c) Conector com perfil em *T Hilti X-HVB* d) *Perfobond*, e) *Crestbond* (Cruz et al., 2008; Hilti, 2016).

2.2.2. Aplicações correntes de sistemas *slim-floor* a vigas de edifícios:

Correntemente, as soluções de pavimentos mistos em pisos de pequena altura são em muito semelhantes às soluções que surgiram na década de 90. É frequente recorrerem-se a chapas metálicas colaborantes de pequena espessura (0.75-1.25mm/alturas 220 ou 225mm de altura - Figura 2.29 e Figura 2.30), elementos pré-fabricados com integração de chapa e sistema de isolamento (*Cofradal – Arcelor Mittal* - Figura 2.31 e Figura 2.32) ou ainda placas de betão pré-fabricado comuns (Figura 2.33).

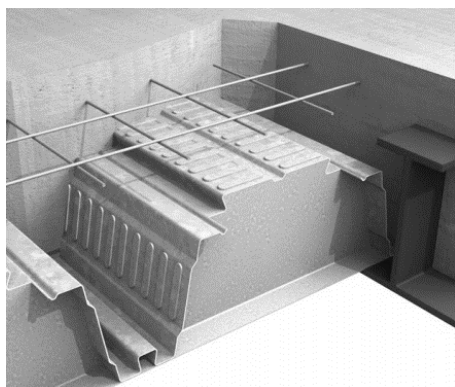


Figura 2.29 – Aplicação de chapa *ComFlor* 225mm da *Tata Steel* em solução tipo *Slimdek* (*Tata Steel*, 2013).

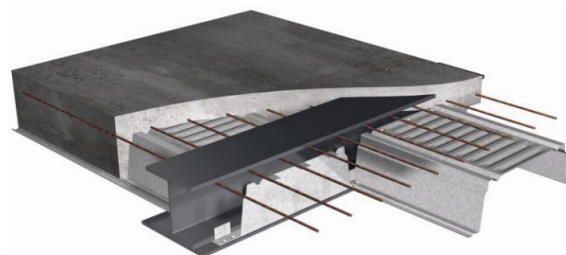


Figura 2.30 – Aplicação de Chapa *Cofraplus* 220 da *Arcelor-Mittal* a viga tipo *slimfloor* (*Arcelor-Mittal*, 2011b).

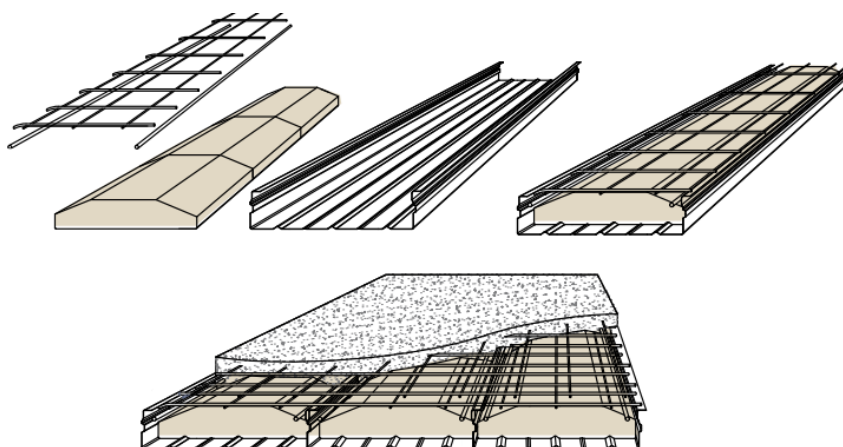


Figura 2.31 – Sistema *Cofradal* da *Arcelor-Mittal*. Constituintes: chapa metálica, isolamento, armadura inferior e lâmina de compressão em betão armado (*Arcelor-Mittal*, 2013).

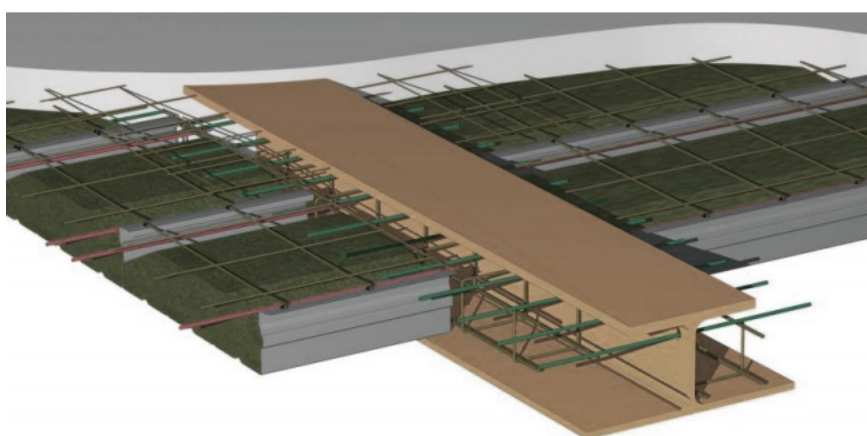


Figura 2.32 – Aplicação de sistema *Cofradal* – *Arcelor-Mittal* em pisos de pequena altura (*Arcelor-Mittal*, 2014a).

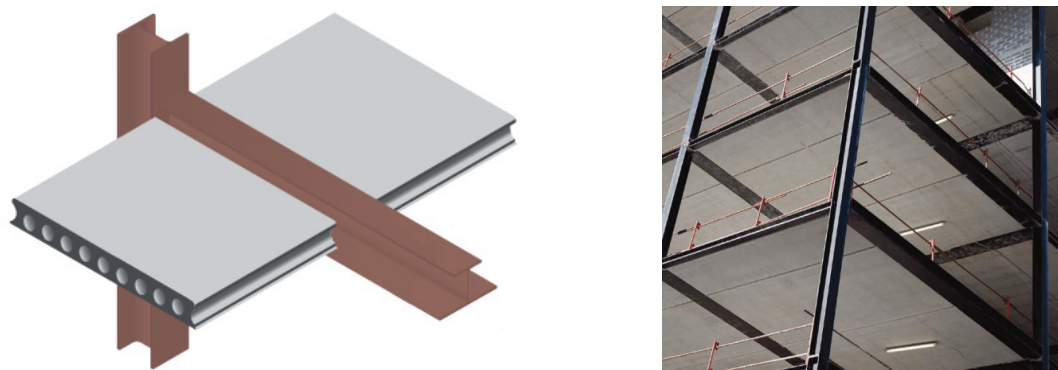


Figura 2.33 – Piso de pequena altura com recurso a painéis pré-fabricados de betão
(*Arcelor-Mittal*, 2014a).

Como viga metálica são recorrentemente aplicadas secções em I/H, com perfil duplamente simétrico com chapa metálica soldada sob o seu banzo inferior ou perfis monossimétricos em I/H com o banzo inferior mais largo que o superior de forma a permitir o apoio da chapa. Os perfis podem ser comerciais, reconstituídos por soldadura com recurso em parte a perfis comerciais ou na sua totalidade formados com chapas metálicas de espessura de acordo com as necessidades do projeto.

Neste domínio destacam-se as soluções *Slimdek* (Figura 2.34) com os perfis *ASBeams* da *Tata Steel* (conexão por atrito/adesão entre os dois materiais), perfis tipo *IFB Arcelor-Mittal* (conexão com dispositivos mecânicos) ou perfil totalmente reconstruídos por soldadura com sendo as soluções mais utilizadas.

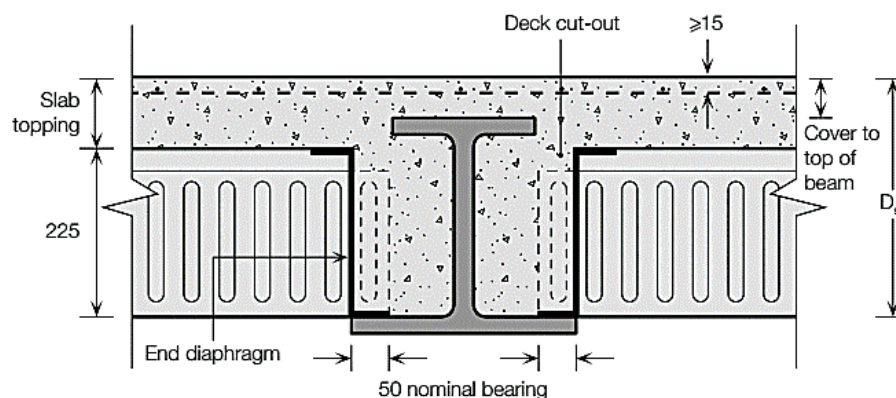


Figura 2.34 – Solução tipo *Slimdek* convencional (*Tata Steel*, 2007).

Nos últimos anos, tem-se investigado o comportamento conjunto do sistema estrutural proporcionado por varões metálicos que atravessam a alma do perfil metálico base, funcionando esses varões como o mecanismo de transmissão do esforço de escorregamento entre os dois materiais (*concrete dowels* - Figura 2.35, Figura 2.36 e Figura 2.37). Esta solução tem sido impulsionada pela *Arcelor-Mittal*, sendo apresentada pela mesma entidade como solução *Composite Slim-Floor Beam (CoSFB)* (*Arcelor-Mittal*, 2014b).

Em Julho de 2014 surge o documento de aprovação *CoSFB-Betondübel* apresentado pelo *DIBt – Deutsches Institut für Bautechnik*, onde são apresentadas as condições de aplicação validadas experimentalmente e numericamente para este tipo de solução, assim como as resistências características dos *concrete-dowels* (P_{rk}). Essas resistências são dependentes das espessuras das almas dos perfis onde são aplicados e da classe de resistência do betão (DIBt, 2014). Pela sua performance e funcionalidade de excelência, esta solução foi laureada pelo *German Steel Construction Industry* em Janeiro de 2015 (Arcelor-Mittal, 2015).

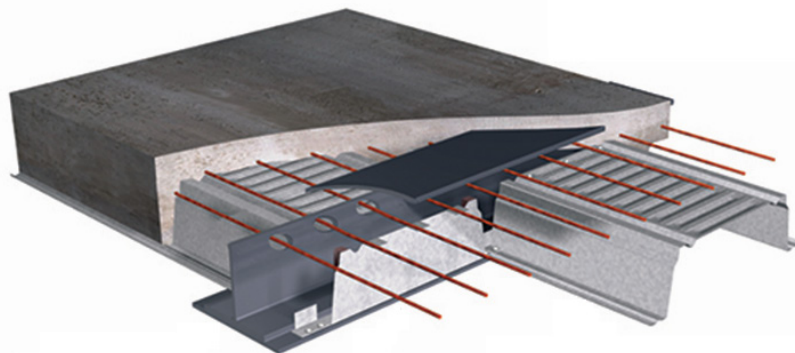
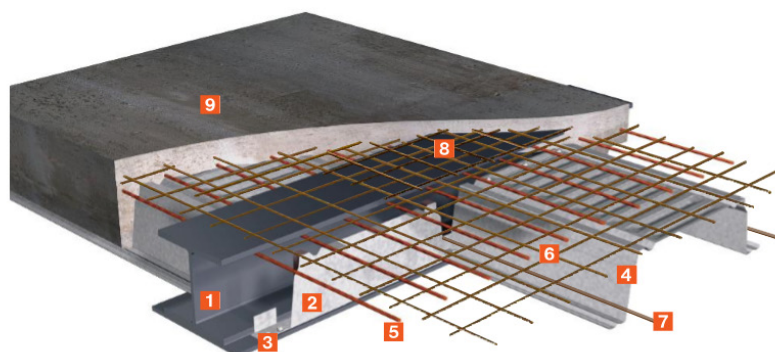


Figura 2.35 – *CoSFB* - Conexão de corte com recurso a *concrete-dowels* em vigas mistas “*slimfloor*” (Chapa *Cofraplus 220* da *Arcelor-Mittal* no exemplo).



- 1 Slim floor beam – based on standard section with a wide plate welded to the bottom flange
- 2 Supporting diaphragm devoted to close the end of the profile and to support its upper flange
- 3 Fixing of the supporting diaphragm
- 4 Cofraplus 220 profile sheet
- 5 Optional: concrete dowel a cross the web of the beam (*CoSFB**)
- 6 General mesh reinforcement - Anti-cracking mesh
- 7 Reinforcement in the rib
- 8 Reinforcement at the support
- 9 In-situ concrete

* Composite slim floor beam

Figura 2.36 – Sistema *Slimfloor* da *Arcelor-Mittal*, com chapa *Cofraplus 220*.
(*Arcelor-Mittal*, 2014c)

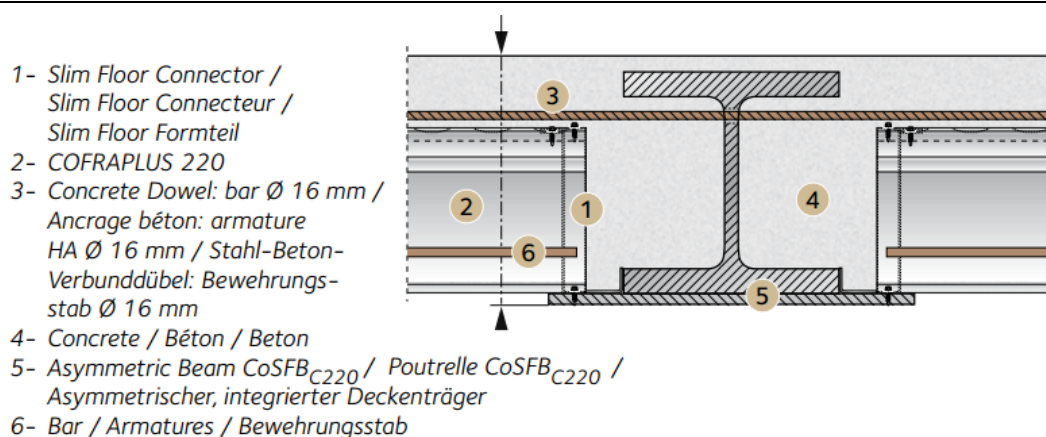


Figura 2.37 – Composite Slim-Floor Beam (CoSFB), com sistema concrete-dowel (Arcelor-Mittal, 2011b).

A metodologia dos *conecte-dowels* vêm competir com outra metodologia que se revelava bastante corrente em termos de conexão de corte, onde varões metálicos eram igualmente utilizados, mas desta feita eram soldados ao banzo superior da viga.

A aplicabilidade deste tipo de solução (*concrete-dowels*) estende-se não só a aplicações com lajes mistas convencionais, mas também a outras soluções como o sistema *Cofradal* (Figura 2.32), sistemas com recurso a betão pré-fabricado, entre outros, desde que a geometria e classe da lâmina de betão maciça, geometria e posicionamento dos furos, cumpram com os requisitos especificados no documento da *DIBt – Deutsches Institut für Bautechnik*.

Registam-se igualmente soluções que recorrem a conectores *stud* sobre o banzo superior da viga metálica (estes de menor altura que os aplicados nas soluções de vigas convencionais).

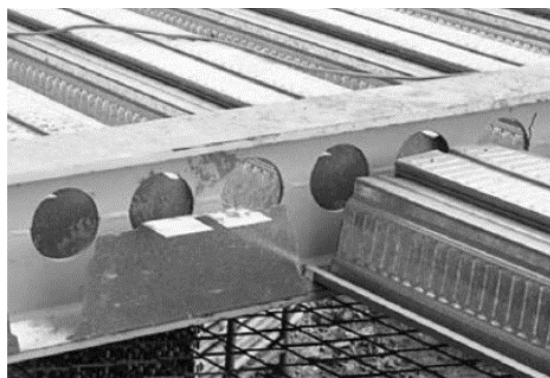
Têm surgido ao longo dos anos estudos sobre outras posições dos conectores tipo *stud* em pisos de pequena altura, existindo estudos para conectores aplicados na base das abas do banzo inferior, no topo das abas dos banzos inferiores, na alma do perfil metálico, entre outras soluções (Nardin e El Debs, 2008; Nardin e El Debs, 2012).

Ao longo dos anos foram surgindo outras tipologias de vigas mistas em pisos de pequena altura. A título ilustrativo, na Figura 2.38 apresentam-se algumas dessas soluções alternativas que têm merecido a atenção da comunidade científica.

É de referir algumas dessas soluções têm já uma extensa aplicabilidade, como são os casos das *DeltaBeams* da *Peikko* (Peikko, 2016), vigas alveolares embebidas, tipologias reconstituídas por soldadura em forma de “T” invertido, *hat-beam* com recurso a conectores *stud*, entre muitas outras.



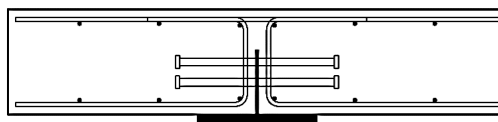
a) Slimfloor com vigas alveolares (Huo, 2012).



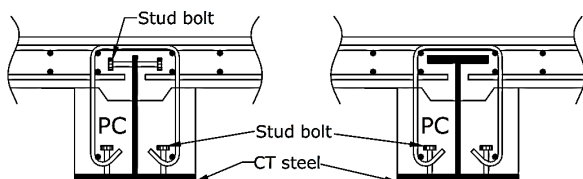
b) Aplicação de Slimfloor com vigas alveolares (Kuhlmann, *et al.*, 2015; Chen *et al.*, 2015).



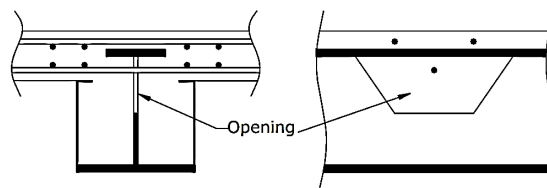
c) DeltaBeams (Peikko, 2016).



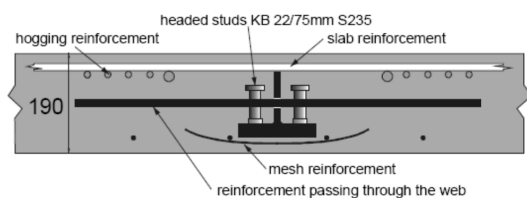
d) Viga em metálica em T com *studs* na horizontal (Kuhlmann e Hauf, 2008).



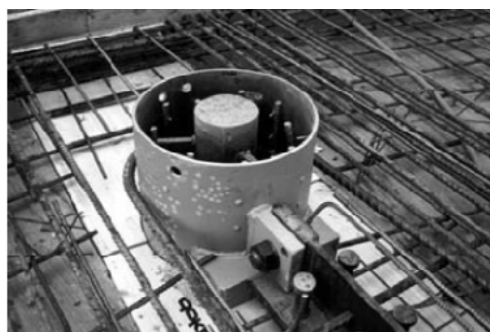
e) Vigas T ou em I com recurso a conectores *stud* (Kim *et al.*, 2004, Ju *et al.*, 2009).



f) Viga com aberturas na alma *iTech Beam* (Ju *et al.*, 2009).



g) Vigas T com conectores *stud* (Huber, 2001; Jurado, 2008).



h) Aplicação de vigas T com conectores *stud* e sua ligação a pilar misto (Huber, 2001; Jurado, 2008).

Figura 2.38 – Outras tipologias de vigas *slimfloor*.

A título de esclarecimento, deixa-se a indicação que existe na norma *EN 1994-2*, uma tipologia de solução denominada por *filler-beam*, que se insere no domínio de pavimento de pequena altura. Para esta solução, existem alguns critérios construtivos, sendo alguns deles os seguintes:

- A altura das vigas deve estar compreendida entre 210 mm e 1100 mm;
- O espaçamento entre almas não deve exceder o mínimo de $h/3+600$ mm ou 750 mm, sendo h a altura da viga - Figura 2.39);
- A lâmina de betão sobre o banzo da viga deve satisfazer as seguintes condições:

$$c_{st} \geq 70 \text{ mm}; c_{st} \leq 150 \text{ mm}; c_{st} \leq 150 \text{ mm}; c_{st} \leq x_{pl} - t_f \quad (2.1)$$

sendo,

c_{st} – Distância entre a face superior do banzo superior da viga e o topo da lâmina do betão;

x_{pl} – Distância entre o eixo neutro plástico e a fibra extrema de betão em compressão;

t_f – Espessura do banzo da viga metálica;

- Recobrimento lateral mínima de 80 mm;
- A distância entre banzos das vigas, s_f , não deve ser menos que 150 mm, de modo a permitir uma correta betonagem;
- A base da viga metálica não é embebida;
- A armadura transversal inferior deve atravessar as almas da viga, sendo devidamente acorada, com diâmetro não menor que 16 mm e espaçamento menor que 300 mm;
- Devem ser usados betão de densidade normal;
- As faces da viga metálica não expostas a corrosão devem ser decapadas;

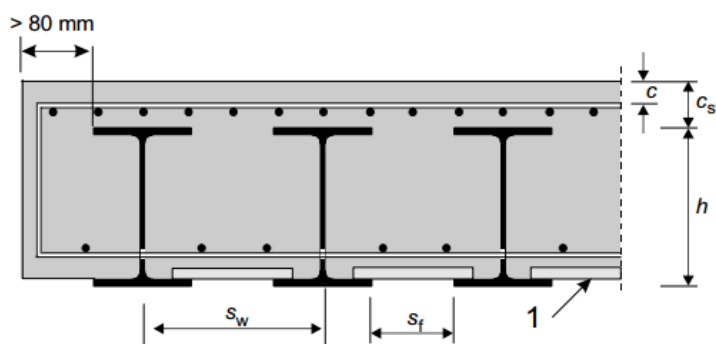


Figura 2.39 – Tipologia de viga mista *filler-beam* (EN 1994-2)

Apesar de tudo, pelas especificações enunciadas, esta tipologia de viga não se enquadra nos objetivos de estudo da presente dissertação, uma vez que as soluções de vigas em pavimentos de pequena altura que se pretende abordar apresentam espaçamentos entre vigas bastantes superiores ao das soluções *filler-beams*, saindo assim fora do âmbito de aplicação das especificações da EN 1994-2.

2.3. Exemplos de aplicabilidade de construção mista aço-betão

Durante o século XX, a construção mista foi aplicada recorrentemente em pontes mistas, sendo que, especialmente nas últimas décadas, esta tem tido uma crescente aplicabilidade nomeadamente em edifícios de grande envergadura tais como: centros comerciais, parques de estacionamento, aeroportos, hotéis, armazéns, edifícios de escritórios, de serviços ou habitacionais.

A nível mundial são inúmeras as referências de edifícios que recorrem à aplicação dos conceitos de construção mista, sendo que, como referido, nos dias de hoje, a construção mista aço-betão é aceite como uma solução estrutural competitiva face a soluções arquitetónicas arrojadas.

A título ilustrativo das potencialidades deste tipo de construção, apresentam-se em seguida alguns exemplos de edifícios com projeção internacional que recorreram a soluções estruturais mistas aço-betão, sendo evidente a sua grande aplicabilidade em construção de media/grande altura (Quadro 2.1).

Quadro 2.1 – Exemplos de edifícios com recurso a elementos estruturais mistos aço-betão a nível mundial (Skyscrapercenter, 2016; Searstower, 2016).

Edifício	Cidade	País	Construção	Altura [m]
Sears/Willis Tower (Figura 2.40)	Chicago	E.U.A.	1970-1973	442
Columbia Center	Seattle	E.U.A.	1982-1984	284
Scotia Plaza	Toronto	Canada	1985-1988	275
Petronas Towers	Kuala Lumpur	Malásia	1992-1998	451
Taipai 101	Taipei	Tailândia	1999-2004	508
Shanghai World Financial Center	Shanghai	China	1997-2008	492
Burj Khalifa	Dubai	E.A.U.	2004-2009	828
Shanghai Tower	Shanghai	China	1999-2015	632
One World Trade Center (Figura 2.41)	N. York	E.U.A.	2006-2014	541



Figura 2.40 – Sears/Willis Tower (Skyscrapercenter, 2016; Willis Tower, 2016).

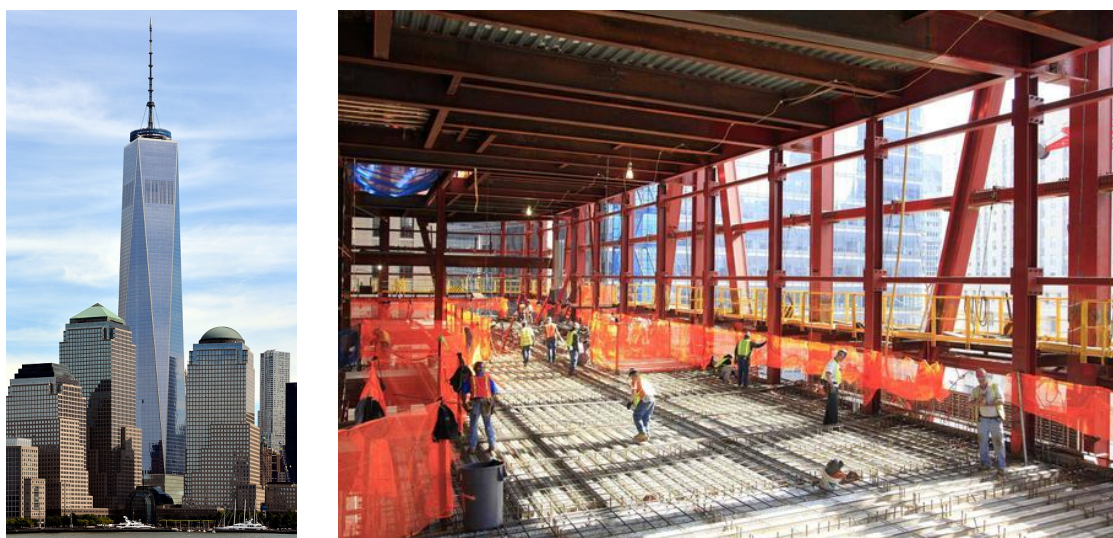


Figura 2.41 – One World Trade Center (Skyscrapercenter, 2016; Deseretnews, 2016).

Dois exemplos de destaque no panorama da construção mista aço-betão em Portugal são as *Torres de São Gabriel e São Rafael* com 110 metros de altura (Figura 2.42), localizadas no Parque das Nações, em Lisboa. Construídas entre 2000 e 2004, as suas estruturas são caracterizadas por comportarem superestruturas anti-sísmicas, com lajes e vigas mistas, pilares metálicos, contendo cada uma delas dois núcleos resistentes em betão armado (Sepulveda, 2007).



Figura 2.42 – Torres de São Gabriel/São Rafael, Parque das Nações, Lisboa
(Calado e Santos, 2011; Panoramio, 2016).

Outras construções como as *Torres Oriente e Ocidente*, *Torre Norte do Instituto Superior Técnico* ou os *Luxury Flats - Benfica Stadium* em Lisboa, o *Aeroporto Francisco Sá Carneiro* e o *Edifício Burgo* no Porto, são alguns outros bons exemplos de construção mista aço-betão em Portugal.

Ao contrário das vigas mistas convencionais, às quais se reconhece uma crescente aplicabilidade no mercado da construção português nas últimas décadas, as soluções de vigas mistas *slimfloor*, têm ainda uma aplicabilidade relativamente reduzida em Portugal.

No entanto, refira-se que estas tipologias de vigas parcialmente embebidas têm registado uma emergente aplicabilidade nas últimas décadas no panorama europeu.

Alguns bons exemplos de aplicação desta tipologia de solução estrutural a nível internacional são o *Hospital Pediátrico de Derbyshire* (Derby, Reino Unido), sede da *ProfilARBED* (Esch-sur-Alzette, Luxemburgo), Edifício *Brown Thomas* (Dublin, Irlanda) edifício da *Ecole Nationale des Ponts et Chaussées* (Marne-la-Vallée, França), edifício *WISTA Innovation Centre* (Berlim, Alemanha), *Millenium Tower* com (Figura 2.43 - Viena, Áustria; 202m de altura), *Banco ING de Amsterdão*, (Figura 2.43 - Holanda) (Rogan e Lawson, 2001; Schleich, 1997; Jurado, 2008; Paes, 2003).



a) Millenium Tower, em Viena
(Millenniumtower, 2016).



b) Banco ING, em Amsterdão
(Recreoviral, 2016).

Figura 2.43 – Exemplos de edifícios com aplicações de pisos *slimfloor*.

Uma área que cada vez mais assume um importante estatuto no âmbito da construção é a reabilitação e reforço de estruturas. Pela esbelteza, leveza, facilidade de adaptação e elevado rácio resistência/peso, os conceitos de construção mista ganham uma posição de destaque. Neste campo, a aplicação de soluções *slimfloor* demonstra acrescidas vantagens, uma vez que, por norma, existe uma procura por soluções esbeltas em termos de altura dos pavimentos.

As reabilitações de edifícios antigos geralmente recorre-se a soluções mistas aço-betão (Figura 2.44), onde os pavimentos e elementos resistentes a ações verticais são removidos (ou, se viável, reforçados), preservando-se as fachadas existentes. Os pavimentos são geralmente

substituídos por pavimentos mistos aço-betão, com vigas mistas, contribuindo-se assim para uma melhoria do efeito de diafragma nos pisos, o que, por sua vez, permite uma mais eficaz distribuição das ações horizontais pelos elementos resistentes verticais existentes ou introduzidos no processo de reforço.

Este tipo de intervenção permite assim aumentar a fiabilidade das estruturas antigas a ações horizontais, sendo esta uma das grandes preocupações que geralmente surge neste tipo de intervenções.

Na Figura 2.44 são apresentados alguns exemplos de aplicação da construção mista aço-betão na reabilitação de estruturas.



Figura 2.44 – Exemplos de reabilitação de estruturas com introdução de elementos estruturais mistos aço-betão (Engel, 2010).

2.4. Desenvolvimentos em termos de bibliografia e regulamentação específica de estruturas mistas aço-betão

Ao longo do século transato foram surgindo propostas de metodologias de análise e dimensionamento dos elementos mistos, sendo exemplo disso as publicações existentes no *Stahlbau* (fundado em 1928), *Construction Métallique* (fundada em 1964), *Journal of constructional Steel Research* (fundado em 1981), *Composite Structures* (fundado em 1983) e *Steel & Composite Structures* (fundado em 2001) (Kurrer, 2008).

Num período inicial, as soluções mistas aço-betão era vistas como interessantes para pontes mas de recurso para edifícios. Exemplo disso é o facto de as primeiras regulamentações específicas de dimensionamento de elementos mistos ser para aplicações precisamente em pontes, como foi o caso da *American Association of State Highway Officials* (AASHO) em 1944. A nível europeu surgiu na Alemanha em 1955 a DIN 1078 - *Design of composite beams for road bridges* (do *Deutsches Institut für Normung*), e a DIN 4239 - *Composite beams in buildings* em 1956 (Pelke e Kurrer, 2015).

Foi a partir da década de 50 que começou a surgir bibliografia de referência no domínio da construção mista aço betão, sendo exemplo disso publicações com abrangência internacional como as publicações de Sattler (1953), Fritz (1961), Calzon e Herrera (1978) ou Yam (1989).

A regulamentação referente à conceção e dimensionamento de estruturas mistas tal como se conhece nos dias de hoje, pode-se afirmar que começou a ser desenvolvida em 1971 com a criação da *Joint Committee on Composite Structures*, tendo colaboração ativa de organizações como o *Euro-International Committee for Concrete*, *International Federation for Prestressing* e *International Association for Bridge and Structural Engineering* (ECCS, 1981).

Tendo como base o trabalho desenvolvido pela *Joint Committee on Composite Structures*, *Convenção Europeia da Construção Metálica* e posteriormente através do *Comité Européen de Normalização*, começaram a ser desenvolvidas em 1983/1984 as Normas Europeias para a conceção, análise e dimensionamento de estruturas mistas aço-betão. As mesmas foram aprovadas pelo *Comité Européen de Normalização* (CEN) em 1992, surgindo assim a *EN 1994 – Parte 1.1* (CEN, 2011). Posteriormente, esta foi complementada com a *EN 1994 – Projeto de estruturas mistas Aço-Betão – Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo*, em 1994 e com a *EN 1994 – Parte 2: Pontes Mistas*, em 1997 (Stark, 2005).

A norma *EN 1994 – Projeto de estruturas mistas Aço-Betão* (CEN, 2011) está ainda naturalmente interligadas com normas *EN 1992 – Projeto de estruturas de betão* (CEN, 2010a), *EN 1993 – Projeto de estruturas de aço* (CEN, 2010b), *EN 1990 – Bases para o projeto de estruturas* (CEN, 2009a), *EN 1991 – Ações em estruturas* (CEN, 2009b) e *EN 1998 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos* (CEN, 2010c).

Em termos de bibliografia complementar ao Eurocódigo 4 (ou de auxílio à sua compreensão e correta aplicação) salientam-se as publicações apresentadas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Bibliografia complementar de referência para construção mista aço-betão

Título:	Referência:
“Design of Haunched Composite Beams in Buildings”	(Rackham e Lawson, 1989)
Designers’ Handbook to Eurocode 4, Part 1.1: Design of composite steel and composite structures	(Johnson e Anderson, 1993)
“Composite Structures of Steel and Concrete, Volume 1, Beams, slabs, columns, and frames for buildings”	(Johnson, 1994)
“Composite Structures Of Steel And Concrete, Volume 2: Bridges”	(Johnson, 1995)
“Composite beam design to Eurocode 4”	(Lawson e Chung, 1994)
“Composite steel and concrete structural elements – Fundamental behavior”	(Oehlers e Bradford, 1995)
“Composite floor systems”	(Mullett, 1998)
“Structural Steelwork Eurocodes Development of A Trans-national Approach”	(SSEDTA, 2001)
“Composite Floor Systems”	(Nethercot, 2003)
“Design of Composite Beams Using Precast Concrete Slabs”	(Hicks e Lawson, 2003)
“Designers’ guide to EN 1994-2 Eurocode 4: design of steel and composite structures Part 1.1: general rules and rules for buildings”	(Anderson e Johnson, 2004)
“Designers’ Guides to the Eurocodes, Designers’ Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures to earthquake resistance”	(Fardis et al. 2005)
“Designers’ guide to EN 1994-2 Eurocode 4: design of steel and composite structures Part 2: general rules and rules for bridges”	(Hendy and Johnson, 2006)
“Guidance book: Eurocodes 3 and 4; Application to steel-concrete composite road bridges”	(Sétra, 2007)
“Composite Slabs and Beams using Steel Decking: Best Practice for Design and Construction”	(Rackham et al., 2009)
“Design of Floors for Vibration: A New Approach”	(Smith et al., 2009)
“Design of floor structures for human induced vibrations”	(Feldmann et al, 2009)
“Composite highway bridge design”	(Iles, 2010a)
“Composite highway bridge design: Worked Examples”	(Iles, 2010b)
“Bridge Design to Eurocodes: Worked examples”	(Davine et al., 2010)
“Estruturas Mistas de aço e betão”	(Calado e Santos, 2010)
“Steel Detailers' Manual”	(Hayward et al. 2011)
“Eurocode 8: Seismic Design of Buildings: Worked examples”	(Bisch et al., 2011)
“Design of composite beams with large web openings”	(Lawson e Hicks, 2011)
“Composite design of steel framed buildings”	(Simms e Hughes, 2011)
“Steel Designers' Manual”	(Davison e Owens, 2012)
“Membrane action of composite structures in case of fire”	(Vassart e Zhao, 2013)
“Composite Structures according to Eurocode 4: Worked Examples”	(Dujmović et al., 2015)
“Analysis and Design of Steel and Composite Structures”	(Liang, 2015)

A aplicabilidade da regulamentação europeia a soluções mistas *slimfloor* é ainda bastante omissa, muito por força de esta tipologia de solução apenas ter tido uma emergente aplicabilidade num passado recente (início dos anos 90). O início do período de maior aplicabilidade desta tipologia de solução estrutural coincidiu assim com a publicação da primeira versão do Eurocódigo 4 (que surgiu em 1992), sendo que os avanços na referida norma se têm prendido essencialmente com a consolidação e aperfeiçoamento das soluções mais usuais onde se inserem as vigas convencionais.

Na falta de prescrição específica nas normas EN 1994 para soluções *slimfloor*, salienta-se o trabalho realizado e publicado pelo *Steel Construction Institute – SCI* (do Reino Unido), assim como o trabalho externo publicado pelos seus colaboradores (Quadro 2.3).

Quadro 2.3 – Resumo de publicações no domínio da análise e dimensionamento de soluções *slimfloor* por parte do *Steel* e o *Steel Construction Institute* e seus colaboradores.

Título:	Referência:
“Slimfloor Design and Construction”	(Mullett, 1992)
“Slimfloor construction using deep decking”	(Mullett e Lawson, 1992)
“Slimfloor construction using deep decking”	(Mullett e Lawson, 1993)
“Design of RHS slimfloor edge beams”	(Mullett, 1997)
“Design of Asymmetric Slimflor Beams using Deep Composite Decking”	(Mullett et al. 1997)
“Composite floor systems”	(Mullett, 1998)
“Design of slimfloor fabricated beams using deep composite decking”	(Mullett e Lawson, 1999)
“Value and Benefit Assessment of Slimdek Construction”	(Rogan e Lawson, 2001)
“Design of asymmetric slimfloor beams with precast concrete slabs”	(Rackham et al., 2006)

Recentemente têm surgido publicações sobre estudos experimentais e decorrentes abordagens de dimensionamento para soluções *slimfloor*, demonstrando que esta é uma tipologia de solução emergente no mercado da construção, merecendo destaque no panorama de investigação internacional.

De forma representativa da informação que atualmente se dispõe sobre as soluções *slimfloor*, apresenta-se nos Quadro 2.4 a Quadro 2.8 algumas publicações encontradas que auxiliaram o trabalho realizado na presente dissertação. Para além disso, pretende-se apresentar um resumo de informação que possa ser útil em trabalho de investigação futuro na área.

Destaca-se ainda o facto de a maioria das publicações encontradas remeterem para um passado recente (com um incremento de publicações considerável no último ano), o que antevê um desenvolvimento da área e uma conseqüente crescente aplicabilidade deste tipo de solução nos próximos anos.

Quadro 2.4 – Algumas publicações relevantes no âmbito da construção mista *slimfloor*:
publicações em Português, Espanhol ou Inglês: 1/2

Título:	Referência
“A Finite Beam Element for Layered Structures and its Use When Analysing Steel-Concrete Composite Members”	(Leskelä, 1992)
“LBE - Modelling Applied to Reinforced Concrete T-Section - Steel U Section Composite Beam”	(Leskelä, 1996)
“Slimfloor construction: why?”	(Schleich, 1997)
“Connection Characteristics for joints between hollow core slabs and slim floor beams”	(Leskelä, 1997a)
“Vertical shear resistance models for a deltabeam”	(Leskelä, 1997b)
“Evaluation of Composite Behaviour in Slimfloor Structures”	(Leskelä, 1999)
“Shallow Floor Beam Behaviour - General Theory”	(Leskelä, 2000a)
“Shallow Floor Integrated Beams and their Components: Comparison of Behaviour”	(Leskelä, 2000b)
“Shallow Floor Integrated Beams - Research on the Composite Behaviour”	(Leskelä, 2000c)
“Steel Sections for Composite Shallow Floors”	(Leskelä e Hopia, 2000)
“Fire resistance of composite slim floor beams”	(Mäkeläinen e Ma, 2000)
“Behaviour of a Semi-Continuous Beam-Column Connection for Composite Slim Floors”	(Malaska, 2000)
“Intentional and unintentional shear connections in shallow floor composites structures”	(Leskelä, 2001)
“Integration of Steel Sections in Shallow Floors”	(Leskelä, 2002)
“Aportaciones al análisis del comportamiento estructural de sistemas de forjados mixtos tipo "Slim floor"”	(Paes, 2003)
“Experimental Assessment of floor vibration using iTech composite beams”	(Kim et al., 2004)
“Flexural Capacity of the Encased (Slim-Floor) Composite beam with deep deck plate”	(Moon et al. (2004)
“Effective Width of Composite Girders with Reduced Height”	(Rieg, 2004)
“Deflection Behaviour of Composite Girders with Reduced Height”	(Kuhlmann e Rieg, 2004b)
Experimental assessment of the shear strength of an asymmetric steel composite beam with web openings”	(Ju et al., 2005a)
“Structural behaviour of alternative low floor height system using structural "tee," half precast concrete, and horizontal stud”	(Ju et al., 2005b)
“Non-Linear Behaviour of Composite Slim Floor Beams with Partial Interaction”	(Mahmood, 2006)
“Effective Width Of Composite Girders With Reduced Height”	(Kuhlmann et al., 2006)
“Innovative slab systems with slim-floor girders”	(Kuhlmann e Hauf, 2007)
“Estudio del comportamiento estructural de los forjados tipo "slim floor" bajo cargas de servicio”	(Jurado, 2008)
“Efficient design for the calculation of the deflection and the shear force capacity of slim-floor girder”	(Kuhlmann e Hauf, 2008)
“Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts”	(Nardin e El Debs, 2009)
“140 m2 Column Free Space due to Innovative Composite Slim Floor Design”	(Braun et al., 2009)
“Loading capacity of composite slim frame beams”	(Wang et al., 2009)
“Flexural Test of a Composite Beam Using Asymmetric Steel Section with Web Openings”	(Ju et al., 2009)

Quadro 2.5 – Algumas publicações relevantes no âmbito da construção mista *slimfloor*:
publicações em Português, Espanhol ou Inglês: 1/2

Título:	Referência
“Estudo teórico-experimental da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas”	(Cavalcanti, 2010)
“Embodied energy optimization by innovative structural systems”	(Braun et al., 2010)
“Design of single-span beams for SLS and ULS using semi-continuous beam-to-column joints”	(Braun et al., 2016)
“Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura”	(Ramos, 2010)
“Análise experimental e comparativa da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas”	(Nardin e Cavalcanti, 2011)
“Estudo do comportamento de vigas mistas aço-betão em pavimentos do tipo Slim Floor”	(Almeida, 2011)
“Análise e dimensionamento de pavimentos mistos slim floor”	(Barros, 2011)
“Design of steel beams in torsion”	(Hughes et al., 2011)
“Steel-Concrete Composite Beams for Slim Floors–Specific Design Features in Scope of Steel Frames Design”	(Nádaský, 2012)
“Composite connections in slim-floor system: An experimental study”	(Nardin e El Debs, 2012)
“Análise teórico-experimental de pisos mistos de pequena altura”	(Friedrich, 2012)
“Analyses of the loadbearing behaviour of deep-embedded concrete dowels, CoSFB”	(Braun et al., 2015)
“Composite action in shallow floor beams with different shear connections”	(Leskelä et al., 2015)
“Deformation calculation methods for slim floors”	(Kuhlmann e Hauf, 2015)
“Slim-floor construction – design for ultimate limit state”	(Kuhlmann et al., 2015)
“Design of slim-floor construction for human-induced vibrations”	(Hicks e Peltonen, 2015)
“Effect of unzipping connection behaviour on the composite interaction of shallow floor beams”	(Matti et al., 2015)
“Slim-floor construction using hollow-core and composite decking systems”	(Lawson et al., 2015)
“A compatible to EN 1992-1-1 and EN 1994-1-1 calculation method for deflections of slim floor beams”	(Iliopoulos, 2015)
“Numerical procedure for nonlinear behavior analysis of composite slim floor beams”	(Limazie e Chen, 2015)
“Full-Scale Test of Two-Storey Composite Slim Floor under Pseudo-Dynamic and Pseudo-Static Loadings”	(Yang et al., 2015)
“Experimental and numerical investigations on the flexural behaviour of boxed steel beams encased in concrete”	(Peltonen et al., 2016)

Quadro 2.6 – Algumas publicações relevantes no âmbito da construção mista *slimfloor*:
publicações em Alemão ½

Título:	Referência
“Versuche mit Slimfloor Trägern, Erfahrungen mit der Datenbank”	(Seeber, 1995)
“Optimierung der Bemessung von deckengleichen Verbundträgern”	(Kuhlmann e Fries, 2001)
“Mittragende Betongurtbreite niedriger Verbundträger”	(Kuhlmann e Rieg, 2004a)

Quadro 2.7 – Algumas publicações relevantes no âmbito da construção mista *slimfloor*:
publicações em Alemão 2/2

Título:	Referência
“Zur rechnerischen Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens des Betons bei Verbundträgern. Dissertation, Shaker Verlag”	(Iliopoulos, 2005)
“Effiziente Dimensionierung niedriger Verbundträger”	(Kuhlmann e Hauf, 2006)
“Verformungsbezogene mittragende Breite niedriger Verbundträger“	(Rieg, 2006)
“Schubtragfähigkeit von Verbundflachdecken”	(Kuhlmann et al., 2007)
“Zum Tragverhalten von Slim-Floor-Konstruktionen”	(Hegger <i>et al.</i> , 2008)
“Numerische Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von pannbetonFertigdecken in Slim-Floor-Konstruktionen”	(Hegger <i>et al.</i> , 2010)
“Die moderne Slim-Floor Bauweise”	(Braun, 2009)
“Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern”	(Kuhlmann e Hauf, 2011)
“CoSFB mit Cofraplus 220-Decke – Bemessungsbeispiel; Anwendung von tiefliegenden Betondübeln bei Slim-Floor-Konstruktionen – CoSFB”	(Braun, 2014a)
“Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln Anwendung von tiefliegenden Betondübeln bei Slim-Floor-Konstruktionen (CoSFB)”	(Braun et al., 2014a)
“Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise”	(Braun et al., 2014b)
“Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln Anwendung von tiefliegenden Betondübeln bei Slim-Floor-Konstruktionen (CoSFB)”	(Braun et al. 2014c)
“Konstruktions- und Ausführungsmöglichkeiten von Anschlüssen bei Verbundflachdeckenträgern”	(Kuhlmann et al., 2014)
“Schubtragfähigkeit und M-V-Interaktion von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen Ansatz eines hybriden Fachwerkmodells zur Querkraftbemessung”	(Schäfer, 2015a)
“Zur Biegebemessung von Flachdecken in Verbundbauweise Ergänzende Bemessungsregeln für Slim-Floor-Träger”	(Schäfer, 2015b)

Quadro 2.8 - Algumas publicações relevantes no âmbito da construção mista *slimfloor*:
comportamento em situação de incêndio

Título:	Referência:
“Simplified method for temperature distribution in slim floor beams”	(Zaharia et al., 2011)
“Modelos numéricos de vigas mistas de aço e concretos pertencentes a sistemas de pisos mistos de pequena altura em situação de incêndio”	(Rocha e Neto, 2012)
“A detailed methodology for the finite element analysis of asymmetric slim floor beams in fire”	(Maraveas et al., 2012)
“Simple equations for the calculation of the temperature within the cross-section of slim floor beams under ISO Fire”	(Zaharia e Franssen, 2012)
“Fire design methods for slim-floor structures”	(Romero et al., 2015)

2.5. Características da construção mista aço-betão

2.5.1. O conceito de construção mista e suas principais particularidades relacionadas com o elemento estrutural tipo viga

Particularizando ao elemento estrutural alvo de estudo, uma viga mista aço-betão é caracterizada pela associação de um elemento de aço (perfil metálicos comercial ou secção formadas por placas soldadas) a um elemento de betão (betonado *in-situ* ou pré-fabricado).

A ligação entre os dois materiais (conexão) pode ser discreta ou contínua, estando a sua eficácia diretamente relacionada com o comportamento e conseqüente resistência do elemento analisado como misto. Dependendo da eficácia da conexão de corte ter-se-á uma conexão total ou parcial entre os dois materiais e, conseqüentemente, uma resistência maior ou menor no elemento estrutural, respetivamente.

Os três principais intervenientes em uma viga mista aço-betão são assim o aço, o betão e o mecanismo de transmissão de esforços de escorregamento entre os dois materiais (sistema de conexão).

Apesar do aço e do betão terem propriedades tão distintas, o facto de terem um coeficiente de dilatação térmico linear semelhante permite a sua aplicação conjunta, não sendo problemático no que se refere os efeitos térmicos.

Sendo conhecido o comportamento de cada um dos materiais isoladamente e para que solicitações se consegue um comportamento melhorados dos mesmos, é possível conceber secções transversais (ou elementos) que explorem de forma mais otimizada as potencialidades dos dois materiais:

- O betão é eficiente à compressão e apresenta um comportamento muito pouco eficiente em tração;
- O aço é mais eficiente à tração pois em compressão apresenta limitações de encurvadura local das placas que constituem as secções metálicas transversais ou encurvadura ao nível do elemento.

Em certos casos, os elementos de betão podem ficar sujeitos a tração, como é o caso de vigas mistas contínuas nas zonas de momento negativo, por exemplo. Em tais situações, é necessária a introdução de armadura nos elementos de betão, contrariando-se assim o fraco comportamento dos mesmos em tração.

No caso do aço se encontrar em compressão, será necessário garantir a segurança do mesmo em termos de estabilidade (local das placas ou ao nível do elemento).

Dentro da construção mista aço-betão, tal como referido, uma distinção que é importante realçar, que tem uma menor impacto nas soluções em aço ou em betão, é uma distinção clara entre fase de construção e fase de exploração. Como o elemento estrutural misto apenas atinge a sua capacidade resistente após a solidificação/cura do betão, os elementos metálicos têm que ter uma resistência que garantam a segurança dos elementos metálicos em fase de betonagem (oferecendo resistência ao peso do betão fresco ou de elementos de betão pré-fabricados, peso de chapas colaborantes e sobrecarga de construção).

Dentro deste domínio surgem duas possibilidades de conceção para a tipologia de construção: construção escorada (Figura 2.45) ou não escorada – conceitos desenvolvidos no subcapítulo 3.2.



Figura 2.45 – *Luxury Flats – Benfica Stadium*, Lisboa (Metaloviana e SE2P, 2016). Exemplos de escoramento em vigas mistas aço-betão.

Do ponto de vista estrutural, a opção de aplicação de escoramento pode ser necessária em duas situações:

- Casos em que a capacidade do perfil metálico à flexão (elástica ou plástica), tendo em conta a encurvadura lateral, é insuficiente para dar resposta às solicitações em fase de montagem/betonagem;
- Casos onde a flecha a longo prazo ultrapassa os limites regulamentares, sendo o escoramento um meio de diminuir a deformação da viga mista - caso mais frequente para vigas simplesmente apoiadas.

Paralelamente ao domínio estrutural, tem-se uma componente económica do problema, sendo esta uma questão afetada não apenas pela otimização em termos de material mas também pelos recursos das entidades de produção e montagem da estrutura.

A aplicação de escoramentos tem em geral um custo reduzido (preço pode ser inferior a 1€ dia por unidade), pelo que a sua aplicação conduz a soluções geralmente mais económicas. Para além do referido, condicionar uma solução mista pelo seu comportamento em fase construtiva (viga metálica) deve ser evitado, permitindo-se assim usufruir das vantagens proporcionadas pelo comportamento misto do elemento de uma maneira mais rentável. No entanto, para os casos onde seja difícil o acesso a elementos de escoramento, o cenário pode ser invertido.

Uma construção não escorada apresenta as vantagens de dispensar o custo dos escoramentos e de não restringir o espaço de circulação em obra, podendo-se por vezes atribuir-lhe ainda uma maior rapidez de execução na solução (sendo este princípio discutível). Na prática, uma solução onde apenas algumas vigas são escoradas (Figura 2.45) pode representar um bom equilíbrio na solução (como escorar apenas as vigas com a direção das nervuras da chapas em vigas convencionais).

Como alternativa a escoramentos, no controlo de deformações, pode ser aplicado o conceito de contra flecha, revelando-se este um eficaz método alternativo para otimização de soluções em termos de quantidade de aço quando as deformações estão a ser o ponto governante no dimensionamento. No entanto, a aplicação das mesmas, para além de na generalidade ser um processo mais dispendioso, gera tensões superiores no elemento metálico em fase construtiva, pelo que existe um maior risco de existência de deformações permanentes em serviço em soluções com contra flecha do que em soluções escoradas.

O procedimento estruturalmente e economicamente mais vantajoso entre escorar, não escorar, dar contra flecha ou mesmo escorar e dar contra flecha depende assim em parte dos recursos e condições de aplicação disponíveis por parte dos intervenientes no processo de produção e montagem da estrutura, devendo-se por este motivo, sempre que possível, consultar os mesmos para obter o seu parecer nesta decisão.

Em construção mista *slimfloor*, geralmente as vigas com eixo longitudinal coincidente com o eixo de ação da laje colaborante são dispensáveis, sendo que, por questões de robustez da solução estrutural, são recomendados em bibliografia de referência a introdução de elementos de travamento (*column ties* - Figura 2.46) que unam os pilares nessa mesma direção.

Para os procedimentos de dimensionamento desses elementos de amarração deve ser tido em conta se o elemento funciona como apoio do pavimento (recebe portanto carga vertical) ou apenas como um elemento de travamento. Na norma EN 1991-1-7 A.5.1 são dadas indicações para o dimensionamento de *ties* que têm a função de suportar carregamento vertical, sendo que para os outros casos uma força mínima de 75 kN deve ser utilizada (Way, 2011).

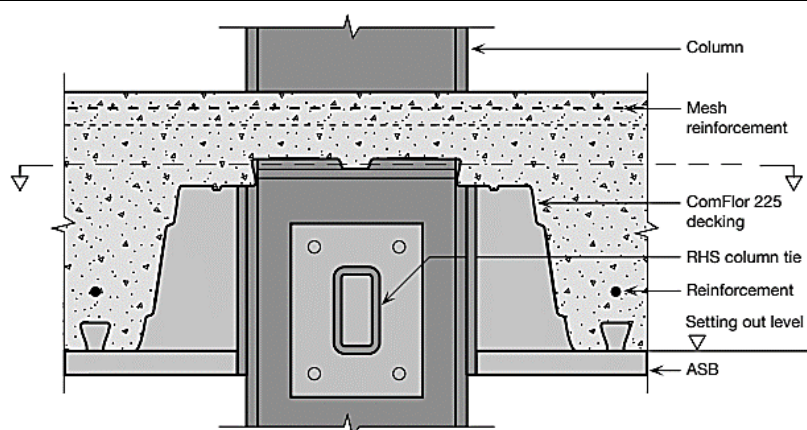


Figura 2.46 – Exemplo de aplicação de Column Tie (Tata Steel, 2007).

Ao contrário das vigas tradicionais, a aplicação de ligações de continuidade em soluções *slimfloor* torna-se menos fácil de atingir, uma vez que neste tipo de soluções o braço reproduzido pela armadura não permite capacidades resistentes significativas (devido à pequena altura da secção). Assim, realça-se que em termos de capacidade resistente, a viga *slimfloor* revela uma natural menor propensão para resistência a momento fletor negativo.

No entanto, em termos de resistência a momento fletor negativo, caso a viga *slimfloor* tenha um pavimento maciço, pode recorrer-se a uma lâmina de betão junto ao banzo inferior da viga (*double composite action*), explorando-se assim de forma eficiente a capacidade potencial do elemento. Para soluções *slimfloor* com laje mista, há sempre a possibilidade de se considerar o betão confinado entre o limite da chapa colaborante e a alma do perfil (similar a vigas mistas com almas revestidas de betão).

As deformações em vigas *slimfloor* são um campo que geralmente pode ser um fator condicionante para o seu dimensionamento. O recurso a continuidade pode ser uma forma de contornar esta limitação. Um exemplo de implementação com sucesso de ligações de continuidade parcial em soluções *slimfloor* é a *Millenium Tower*, em Viena (Figura 2.47 e Figura 2.48; Huber, 2001).

Uma particularidade das soluções *slimfloor* é facto de as ligações serem sujeitas a esforços de torção (a acrescer aos esforços de corte, para o caso de vigas simplesmente apoiadas), devendo as mesmas ser dimensionadas de acordo com a presença desse esforço. Note-se que esse esforço de torção pode ser proveniente tanto da fase construtiva como da fase definitiva, sendo que nesta última, esse esforço resulta de um carregamento assimétrico proporcionado pela presença de sobrecarga de um dos lados da viga (Tata Steel, 2007).

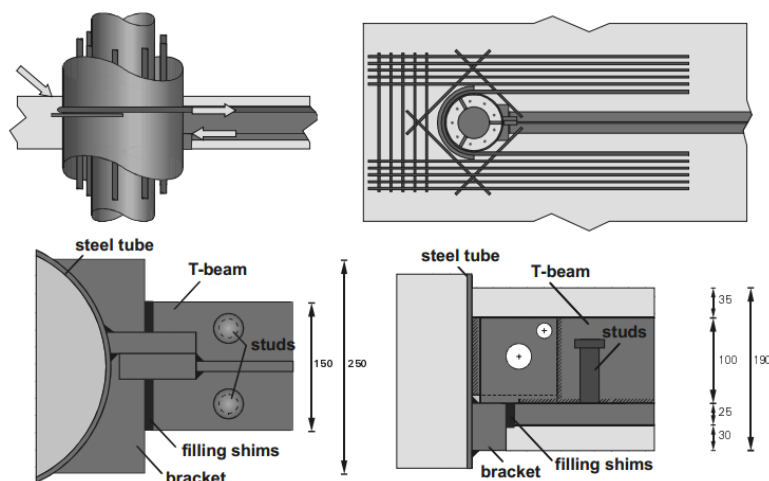


Figura 2.47 – Ligação de continuidade em sistema slimfloor na *Millenium Tower*, em Viena: altura do pavimento: 190mm (adaptado de Huber, 2001).

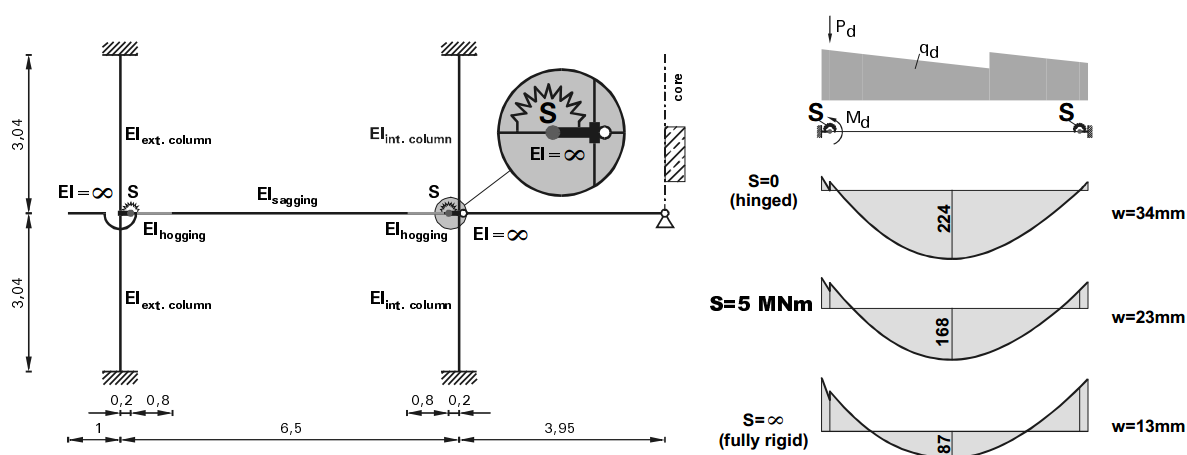


Figura 2.48 – Influência do contributo da rigidez das ligações na deformada das vigas da *Millenium Tower*, em Viena (Huber, 2001).

2.5.2. Principais vantagens e desvantagens a construção mista aço-betão

De acordo com o apresentado anteriormente, revelando o betão um bom comportamento quando sujeito a compressão e o aço um bom comportamento quando sujeito à tração, facilmente se reconhecem vantagens em reproduzir elementos estruturais com os dois materiais.

Associando o betão ao perfil de aço, a resistência do elemento à compressão aumenta, uma vez que o betão funciona como um elemento estabilizador (reduzindo a esbelteza do elemento metálico). Assim, as limitações de resistência por fenómenos de encurvadura local das placas da secção transversal ou ao nível do elemento são minoradas em soluções mistas aço-betão (Johnson, 1994).

Para além do referido, a conjugação dos dois materiais aumenta a rigidez dos elementos comparativamente às estruturas metálicas, sendo assim possível verificar com maior facilidade os critérios de deformação e vibração em estruturas com elementos mistos.

Deste modo, os perfis metálicos para uma solução estrutural puramente metálica apresentam uma envergadura maior comparativamente a uma solução mista aço-betão. Ainda por comparação com as estruturas metálicas, pode-se afirmar que o dimensionamento de elementos estruturais mistos é mais simples, uma vez que na maioria dos casos, as verificações de fenómenos de estabilidade são menos complexas ou menos dispensáveis.

No caso de vigas mistas embebidas, o confinamento conferido pela laje permite mesmo que o seu dimensionamento seja efetuado com verificações de resistência de secções e verificações de estados limites de deformação, vibração ou de controlo de tensões em fase definitiva.

Comparando com a construção em betão armado, visto que o aço revela propriedades resistentes muito mais elevadas do que o betão (tanto à compressão como à tração), a sua utilização permite reduzir, consideravelmente, a altura das vigas e, conseqüentemente, o seu peso, tornando assim o elemento e a solução estrutural mais otimizada para a resistência aos esforços registados.

Para além do referido, a considerável redução de massa na estrutura, comparativamente a uma estrutura de betão armado, torna-a mais eficaz do ponto de vista de resistência a ações dinâmicas. Assim, sendo a massa da estrutura menor, uma menor massa é mobilizada pela aceleração na base, pelo que os seus efeitos traduzidos na estrutura têm uma menor amplitude.

Segundo a regulamentação europeia referente à ação sísmica – Eurocódigo 8 – (CEN, 2010c), a capacidade de uma estrutura para resistir a essa ação é avaliada através do seu coeficiente de comportamento. Tendo como base estudos efetuados por *Elnashai et al.* (1995), o efeito do confinamento do betão em elementos metálicos aumenta a ductilidade, capacidade de redistribuição de esforços e a capacidade de dissipação de energia, pelo que numa estrutura mista aço-betão o coeficiente de comportamento é, em geral, maior do que numa estrutura metálica semelhante. Comparando com uma estrutura de betão, é óbvio que a ductilidade nas estruturas mistas é mais elevada, esperando-se portanto um coeficiente de comportamento igualmente mais elevado.

No caso de aplicação de sistemas *slimfloor*, conseguem-se obter alturas de pavimentos pequenas que, como se sabe, são arquitetonicamente atraentes. Este tipo de solução permite assim economizar em sistemas de revestimento/remates das fachadas, pois tendo os pavimentos ou o próprio edifício uma altura menor, são necessárias menores quantidades de material para materialização desses trabalhos. Para além do referido, num panorama inverso, pode ser possível a introdução de um piso adicional na construção, sendo este fator extremamente interessante para edifícios com elevado número de pisos.

A facilidade e rapidez de montagem, características das estruturas metálicas, tornam-se extremamente relevantes quando se comparam com soluções estruturais em betão armado. Os elementos estruturais metálicos como vigas ou pilares, podem ser diretamente aplicados em obra, permitindo a execução da estrutura com relativa rapidez. Não implicando estas um acréscimo de custos finais da obra, a construção mista revela-se assim bastante competitiva no âmbito do cumprimento de prazos de execução apertados. Esta questão terá ainda um maior impacto se forem utilizadas soluções com lajes mistas, onde as mesmas para além de reproduzirem uma segura plataforma de trabalho permitem a dispensa dos sistemas de cofragem escoramentos tradicionais (Figura 2.49).

A título de exemplo, refira-se que a *Millenium Tower*, em Viena, edifício com 202 m de altura (com recurso a vigas *slimfloor* - Figura 2.43a), começou a ser contruída em Maio de 1998, ficando a sua estrutura terminada em Janeiro de 1999 (8 meses de construção). Em termos de acabamentos, esta ficou terminada em Abril do mesmo ano, ficando assim evidente as potencialidades da aplicação deste tipo de solução (Huber, 2001).

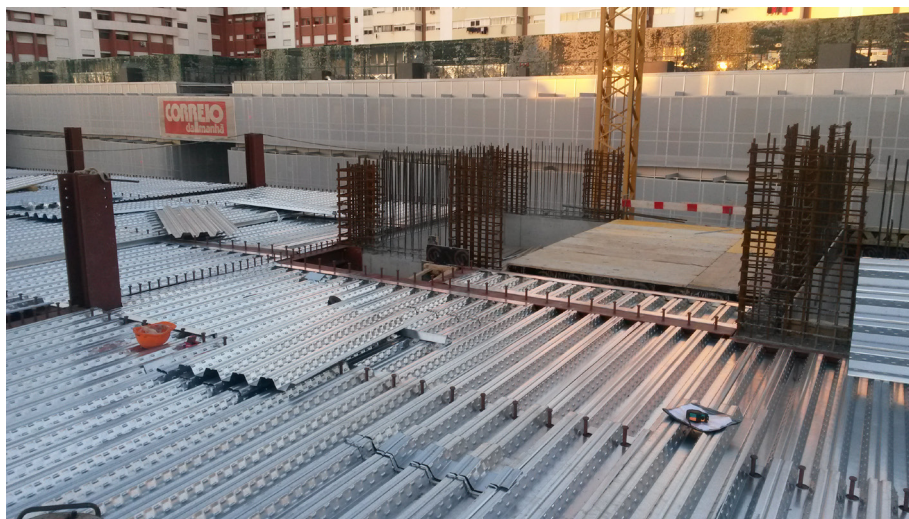


Figura 2.49 – *Luxury Flats – Benfica Stadium*, Lisboa. Chapa metálica colaborante como plataforma de trabalho (Metaloviana e SE2P, 2016).

Em termos de resistência ao fogo, comparativamente a soluções estruturais unicamente em aço, as soluções mistas revelam um melhor comportamento em situação de incêndio. Tendo o aço um comportamento relativamente fraco quando sujeito a altas temperaturas, a inclusão da peça de betão irá (para além de aumentar a sua resistência) protegê-lo (ainda que parcialmente), aumentando a sua capacidade em tais situações acidentais. Note-se que para além do referido, o isolamento proporcionado pelo betão funcionará ainda como uma proteção parcial face à corrosão do elemento metálico, sendo que, nessas zonas, a pintura é geralmente dispensada (na face superior do banzo superior metálico em vigas mistas geralmente leva exclusivamente a aplicação de primário).

Note-se que, *a priori*, pode ser dado a entender que as estruturas mistas (por conterem elementos metálicos) apresentam uma baixa resistência ao fogo, sendo este critério tido como uma das principais desvantagens deste tipo de construção comparativamente à construção em betão armado. No entanto, em muitas das aplicações da construção mista como armazéns, parques de estacionamento, entre outros, existe uma reduzida exigência relativamente à segurança contra incêndios, pelo que pode ser possível contornar o problema (Johnson, 1994).

Nos casos em que haja necessidade de se proceder à proteção dos elementos estruturais, as 3 possibilidades mais comuns são placas de isolamento, tintas intumescentes ou argamassas projetadas. De um modo geral, as placas de isolamento ou as tintas intumescentes representam um acréscimo considerável de preço na solução, o que pode por em causa a competitividade das estruturas metálicas para grandes tempos de exposição e/ou para grandes áreas de superfície a proteger.

Em soluções *slimfloor* é evidente que o confinamento do betão aumenta muito a capacidade resistente em situação de incêndio da peça, sendo comum conseguirem-se resistências de 60 ou 90 minutos para este tipo de soluções com relativa facilidade. Nessas soluções, a componente mais vulnerável da secção é o banzo metálico ou chapa metálica inferior que fica exposto/a. Assim, as soluções *slimfloor* destacam-se pela sua eficiência em termos de consumo de recursos, uma vez que pela sua tipologia de solução, apenas uma pequena parte do elemento metálico fica exposto (e que portanto necessita dessa proteção), sendo que grande parte do elemento metálico, por sua vez, necessita apenas de um primário de fraca qualidade, já que essa superfície fica envolta em betão em fase definitiva.

Estabelecendo uma comparação com vigas convencionais, o menor consumo de recursos de sistema de proteção (quer contra corrosão quer contra incêndio) registado nas soluções *slimfloor*, traduz-se numa das suas principais vantagens em termos de economia de solução.

Em muitas aplicações correntes do conceito de estrutura mista aço-betão, os elementos estruturais metálicos ficam encobertos pelos acabamentos, abrindo assim a possibilidade de se aplicarem soluções económicas de proteção ao fogo como é o caso de argamassas projetadas (Figura 2.50).

Para além do referido, para soluções de vigas mistas convencionais e nos casos em que seja possível retirar partido do efeito de membrana dos pavimentos (Vassart e Zhao, 2013), é possível dispensar-se a proteção de vigas com carácter estrutural secundário.

Realça-se assim que o rótulo que muitas vezes se tenta incutir de que as estruturas metálicas e mistas não são economicamente competitivas quando é necessário que estas apresentem consideráveis resistências ao fogo não é uma verdade absoluta.



Figura 2.50 – *Luxury Flats – Benfica Stadium*, Lisboa. Aplicação de argamassas projetadas como sistema de proteção ao fogo (R90) (Metaloviana e SE2P, 2016).

Para aplicações de soluções *slimfloor* com chapas perfiladas de grande altura (por exemplo a solução Slimdek da *Tata Steel* - Figura 2.51), há a possibilidade de acomodar instalações (condutas ou guias/esteiras de cablagens) dentro da pequena altura do pavimento, sendo que estas são muitas vezes introduzidas entre as nervuras da chapa, procedendo-se a uma abertura na alma do perfil metálico.

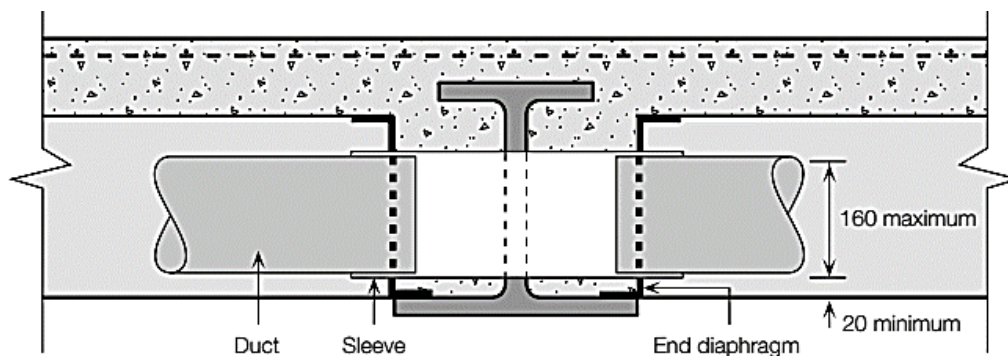


Figura 2.51 – Facilidade de acomodação de instalações na solução *Slimdek* (*Tata Steel*, 2007).

Sobre as soluções *slimfloor*, independentemente do consumo de aço, comparativamente a soluções convencionais ter-se-á um menor número de elementos estruturais e um conseqüente menor número de ligações, condição que se torna importante na medida que encurta a complexidade e a onerosidade dos trabalhos tanto em fábrica como em obra. Mais uma vez, visto que a solução requer uma menor número de elementos estruturais, os consumos em proteção corrosiva e/ou contra incendio serão menores.

Os factos de na União Europeia cerca de metade de todas as matérias-primas extraídas da superfície terrestre se destinarem ao setor da construção e de que cerca de um quarto de todos os resíduos sólidos produzidos serem provenientes da construção (Maydl, 2005 *apud* Gervásio e Simões da Silva, 2005), torna evidente a importância de promover um desenvolvimento sustentável no sector. Sendo o aço um material com uma baixa relação peso/resistência, 100% reciclável, com um ciclo de vida longo e facilmente separável de outros materiais, numa análise *cradle to grave*, a construção mista revela-se incomparavelmente mais sustentável que a construção em betão armado (Gervásio e Simões da Silva, 2005).

Apesar das vantagens referidas, a construção mista aço-betão apresenta ainda uma aplicabilidade moderada na construção em Portugal, registando-se, no entanto, um considerável aumento de aplicabilidade nas últimas duas décadas.

A ainda pouca rotina das empresas de execução ou a escassez de mão-de-obra e equipamento especializado disponível no mercado português podem ser apontadas como motivos de uma evolução lenta da aplicabilidade desta tipologia de solução (que surgiu num período tardio em Portugal). O facto de a única regulamentação portuguesa sobre construção mista ter surgido com criação do Eurocódigo 4 em 1992, deixa transparecer que existia, na generalidade dos casos (com algumas exceções) um deficiente conhecimento neste ramo por parte dos projetistas portugueses comparativamente com as estruturas de betão armado, cujas primeiras indicações normativas portuguesas surgiram em 1967 (LNEC, 2016).

Como desvantagens da construção mista aço-betão podem ser apontadas, como dado a entender anteriormente, a maior vulnerabilidade dos elementos metálicos face à corrosão ou em situação de incêndio, sendo necessárias medidas adequadas a cada caso para um eficiente comportamento da estrutura no seu período de vida útil.

Para além do referido, em comparação com estruturas em betão armado, as estruturas mistas apresentam uma maior suscetibilidade de deslocamentos horizontais. Apesar de em situação sísmica poderem apresentar um melhor comportamento (visto serem mais flexíveis; mais dúcteis), para ações horizontais com um tempo de recorrência menor (como o vento) poderão causar sensação de desconforto, ganhando a análise de mobilidade global do edifício uma importância acrescida para esta tipologia de estrutura.

A modelação e análise de estruturas mistas apresentam em caso geral uma maior complexidade, associada não só à presença de materiais distintos nas secções (aço e betão) mas também devido ao facto de o betão apenas ser efetivo na fase definitiva da estrutura. Este fator pode ser tido como não propriamente uma desvantagem mas sim um acréscimo de dificuldade por parte dos projetistas.

2. CONSTRUÇÃO MISTA AÇO-BETÃO

Em soluções *slimfloor*, como desvantagens pode-se enunciar a maior complexidade em termos de dimensionamento do elemento metálico em fase construtiva e em fase definitiva. Na fase construtiva, como referido anteriormente, é necessário ter em conta efeitos de torção não uniforme que surgem pela aplicação de carregamento num dos banzos inferiores (ou carregamentos distintos de um banzo em relação ao outro). Com esses esforços é necessário proceder a uma verificação da secção e do elemento para um estado de flexão com torção, situação muito pouco usual em estruturas correntes.

Em termos de dimensionamento para a fase de exploração, o facto de na regulamentação europeia não serem apresentadas metodologias de análise e dimensionamento para este tipo de solução faz com que haja uma maior resistência à sua aplicação comparativamente a soluções de vigas convencionais.

Apesar de todo o conteúdo apresentado, é importante salientar-se que a eficácia de uma dada solução depende do contexto em que a mesma é aplicada e do vão que se pretende vencer. Assim, de modo a se enquadrar a aplicabilidade das tipologias de vigas mistas para que a solução seja economicamente o mais competitiva possível, apresenta-se em um quadro resumo de soluções correntes (e outras menos correntes) (Quadro 2.9 e Figura 2.53 – adaptado de Brown *et al*, 1997), fazendo referência às principais características e enquadramento de aplicação.

Quadro 2.9 – Enquadramento de aplicação de soluções estruturais de viga metálica e outras soluções com recurso a sistemas estruturais mistos (adaptado de Brown et al., 1997).

Tipo de construção (Figura 2.53 e Figura 2.53)	Vão [m]	Familiaridade da solução	Instalação em obra	Altura do sistema estrutural	Integração de serviços	Resistência ao fogo
a) Vigas metálicas e pavimento em betão pré-fabricado	6 - 9	5	3	1	1	3
b) Viga Mista e betão betonado in-situ (solução convencional)	6 - 12	4	5	4	3	3
c) Viga Slimfloor e elementos pré-fabricados em betão	6 - 10	3	3	5	5	5
d) Viga Slimfloor e laje mista de grande altura	6 - 10	3	5	5	5	5
e) Viga mista com aberturas na alma	9 - 15	1	5	4	4	3
f) Viga mista alveolar	9 - 15	3	5	4	4	3
g) Viga mista com <i>Haunch</i>	12 - 20	2	5	5	5	3
h) Viga mista de secção variável	10 - 18	1	5	4	4	3
i) Treliça mista	12 - 20	1	1	4	5	1
j) Sistema de vigas paralelas	10 - 15	1	4	5	5	3
k) Sistema <i>stub</i> misto	10 - 18	1	1	4	5	3
- Benefício passa por conseguir introduzir as instalações tendo-se uma altura menor do sistema estrutural.						
5 – Bom; 4 – Acima de médio; 3 – Médio; 2 – Abaixo do médio; 1 – Fraco						

Apesar de o artigo de Brow *et al.* (1997) não ser propriamente recente, correntemente a familiarização em termos de solução estrutural não se revela desatualizada, sendo assim ainda adequada para descrever o estado atual do sector da construção metálica e mista.

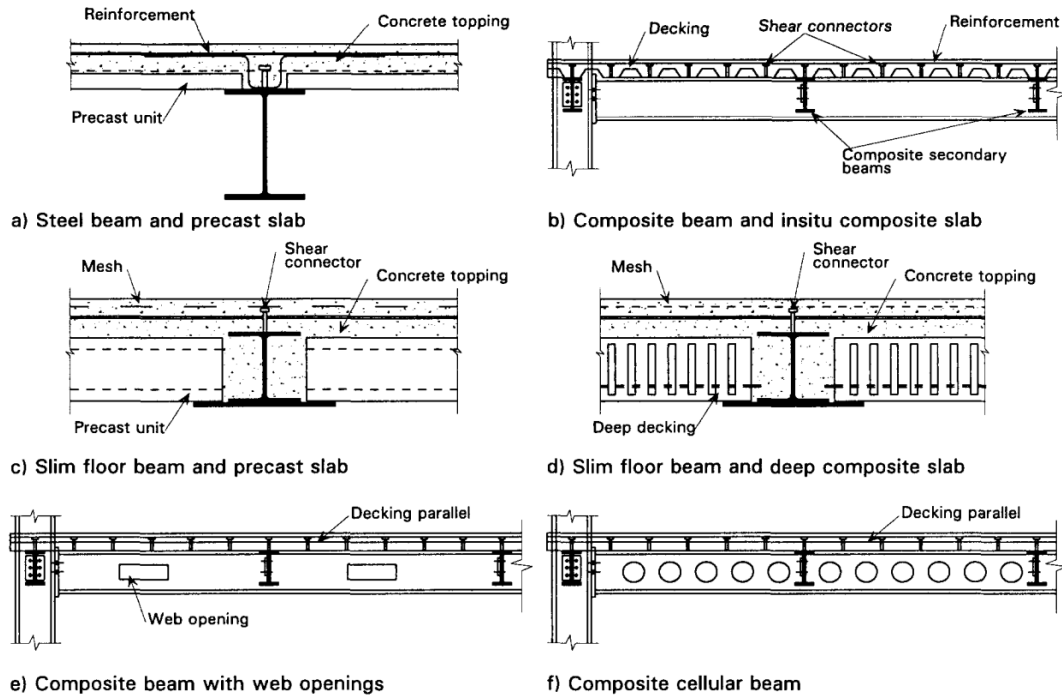


Figura 2.52 – Sistemas estrutural em construção mista 1/2 (Brown *et al*, 1997).

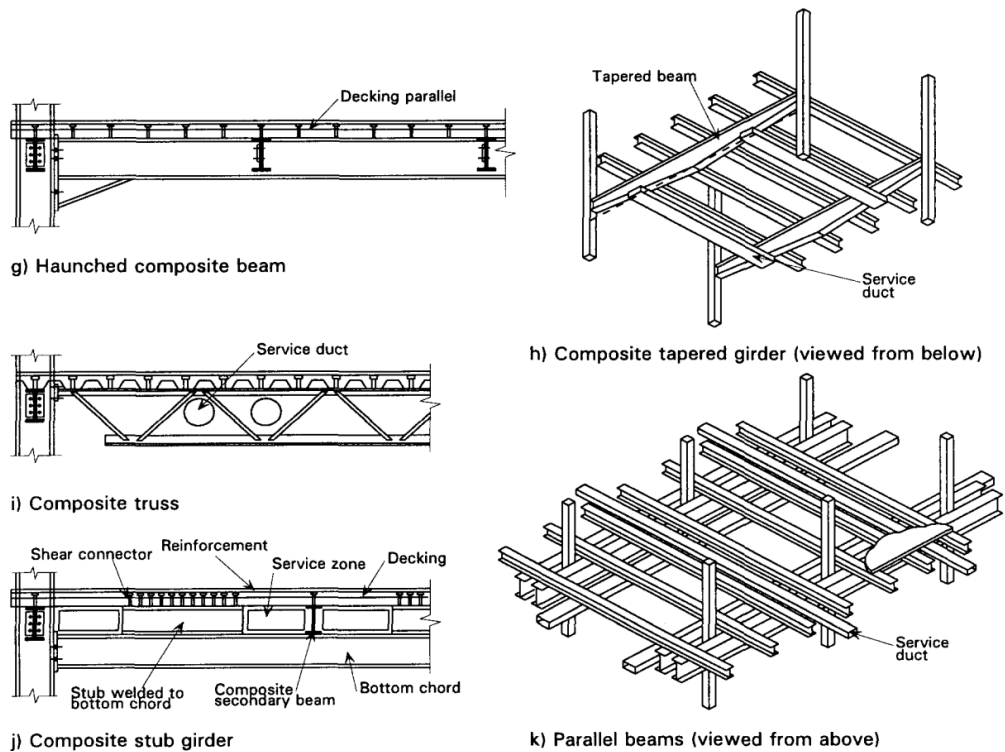


Figura 2.53 – Sistemas estrutural em construção mista 2/2 (Brown *et al*, 1997).

3. ANÁLISE GLOBAL DE VIGAS MISTAS AÇO-BETÃO

3.1. Generalidades

A análise global de vigas mistas tem como objetivo a determinação dos esforços/tensões de dimensionamento ou deformações registadas sob as ações combinadas segundo as normas EN 1990 e EN 1991. Através da sua análise, é assim possível prosseguir para a verificação de conformidade dos critérios de dimensionamento aplicáveis.

A EN 1994-1-1 refere que a análise global de vigas mistas pode ser efetuada por intermédio de:

- Análise elástica linear sem redistribuição de momentos – EN 1994-1-1, 5.4.2;
- Análise elástica linear com redistribuição limitada de momentos – EN 1994-1-1, 5.4.4;
- Análise rígido-plástica – EN 1994-1-1, 5.4.5;
- Análise não-linear – EN 1994-1-1, 5.4.3.

Para cada um dos tipos de análise a norma especifica as condições de aplicação das mesmas nas cláusulas supra referidas.

É de realçar que apesar de as três metodologias descritas serem abrangidas pela norma EN 1994 (análise elástica linear, rígido-plástica e não linear), pela maior simplicidade e produtividade, a análise elástica linear é a mais utilizada. Por estas razões, a presente dissertação incidirá na aplicação de análises elásticas lineares em vigas mistas, procurando-se assim abordar processos de dimensionamento práticos para as mesmas.

Para análises em relação ao estado limite último, é permitida a aplicação de qualquer um dos três métodos, sendo que para verificações de estados limite de serviço, na cláusula 5.4.1.1 (2) da EN 1994-1-1, é especificado que deve ser aplicada uma análise elástica linear.

A consideração de uma análise elástica é aplicável a todos os estados limite, às quatro classes de secções transversais (que determinam a suscetibilidade de encurvadura local de uma placa constituinte de um elemento metálico – EN 1994-1-1, 5.5), sendo que os métodos baseados

numa análise rígido-plástica são apenas aplicáveis aos estados limites últimos, sendo imprescindível que a secção ou secções críticas tenham uma capacidade de rotação suficiente para permitirem a formação de rótulas plásticas.

Uma vez que se pretende dar ênfase apenas a sistemas estruturais com elementos sujeitos a esforços de flexão (vigas) onde os efeitos de segunda ordem globais não são relevantes, a análise elástica linear (geometricamente linear, de primeira ordem) é adequada.

Alerta-se que para a análise global do sistema estrutural deve ser avaliada a suscetibilidade aos efeitos de segunda ordem (através do multiplicador crítico da estrutura - α_{cr}). Este poderá influenciar os procedimentos de análise das vigas, devendo para tal serem seguidas as recomendações da cláusula 5 da norma EN 1994-1-1.

O faseamento construtivo influencia as deformações registadas no elemento misto, sendo que pode ainda ter implicações nos seus esforços/tensões de dimensionamento, pelo que é necessário ter em conta de forma correta os seus efeitos.

A análise de vigas mistas aço-betão deve também incorporar os efeitos não lineares do *shear-lag*, fendilhação, fluência e retração do betão, sendo que são especificadas metodologias na EN 1994-1-1, cláusula 5, para a sua contabilização em estruturas mistas aço betão e particularmente em vigas mistas aço-betão. A par do faseamento construtivo, tais metodologias são apresentadas nos subcapítulos seguintes.

Para além do referido, há ainda que avaliar a implicação do grau de conexão na análise de vigas global de vigas mistas, sendo que este ponto ganha relevância não para análises aos estados limite últimos mas sim para estados limite de serviço, nomeadamente de deformação. No entanto, no processo de dimensionamento, o comportamento do grau de conexão tem extrema importância.

Para se utilizarem análises elásticas lineares em elementos com secção transversal mista aço-betão é necessária a transformação da secção real numa secção idealizada constituída apenas por um material (Figura 3.1). Essa transformação é obtida através de um coeficiente de homogeneização, n , que, geralmente, transforma o betão em aço para efeitos de análises elásticas das secções transversais dos elementos.

O coeficiente de homogeneização é obtido através da relação entre os módulos de elasticidade dos dois materiais, sendo que, geralmente, o banzo efetivo de betão (abordado no subcapítulo 3.3) é reduzido e transformado numa secção equivalente em aço. A sua definição tem ainda em conta o tipo de análise pretendida, sendo que parâmetros como o tipo e duração do carregamento influenciam no processo (fluência).

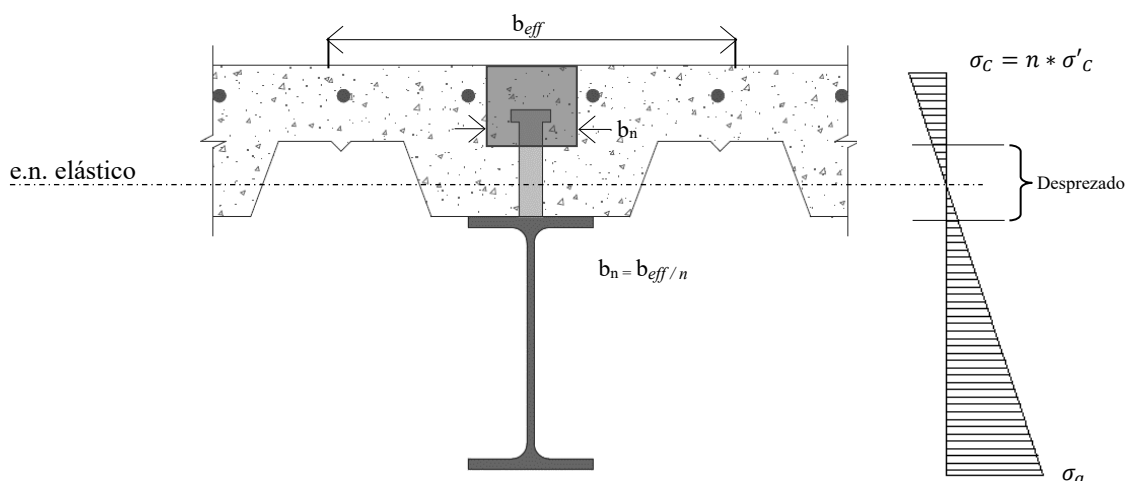


Figura 3.1 – Procedimento de homogeneização em viga mista.

3.2. Influência do faseamento construtivo

O processo construtivo na análise de vigas mistas está essencialmente associado à contabilização dos efeitos da aplicação ou não aplicação de escoramento em fase construtiva.

Numa solução não escorada, as ações correspondentes ao peso do betão, chapas e sobrecarga construtiva são resistidas apenas pelos perfis metálicos, sendo que, na fase definitiva, é já a peça mista que resiste às solicitações (incluindo-se nessa fase as restantes cargas permanentes e sobrecarga).

No caso de uma viga escorada, parte das ações permanentes, ou a sua totalidade, são resistidas pela viga mista após a retirada dos escoramentos, dependendo de se tratar de um escoramento pontual ou contínuo respetivamente. O princípio assenta no facto de que os escoramentos introduzidos absorverem parte ou a totalidade das cargas em fase construtiva que seriam aplicadas no elemento metálico, sendo que, a reação presente no elemento de escoramento, é, após a sua remoção, transmitida ao elemento estrutural quando este já apresenta um comportamento misto.

De um ponto de vista estrutural, os fatores que podem influenciar o recurso ou não a escoramento prendem-se essencialmente com o vão da viga, capacidade resistente ou rigidez de flexão do perfil metálico para resistir ao peso do betão *fresco* ou ainda a imposição de alturas da solução estrutural (uma vez que soluções escoradas permitem geralmente soluções estruturais mais baixas). Tal como referido anteriormente, a estes fatores acrescem outros fatores não estruturais como a facilidade na obtenção e colocação dos escoramentos ou o custo associado aos mesmos.

A solução não escorada, para certos casos, pode conduzir a perfis metálicos mais robustos. Para os casos de vigas simplesmente apoiadas, o dimensionamento é muitas vezes condicionado pela deformação das vigas a longo prazo, logo o recurso a escoramentos poderia conduzir a uma otimização em termos de quantidade de aço.

A aplicação ou não aplicação de escoramentos influencia tanto as deformações como as tensões registadas nos elementos estruturais (aço e betão - Figura 3.2), sendo necessário assim atender à sua contribuição para as verificações aos Estados Limites de Utilização e aos Estados Limites Últimos, caso se efetue uma análise elástica da estrutura.

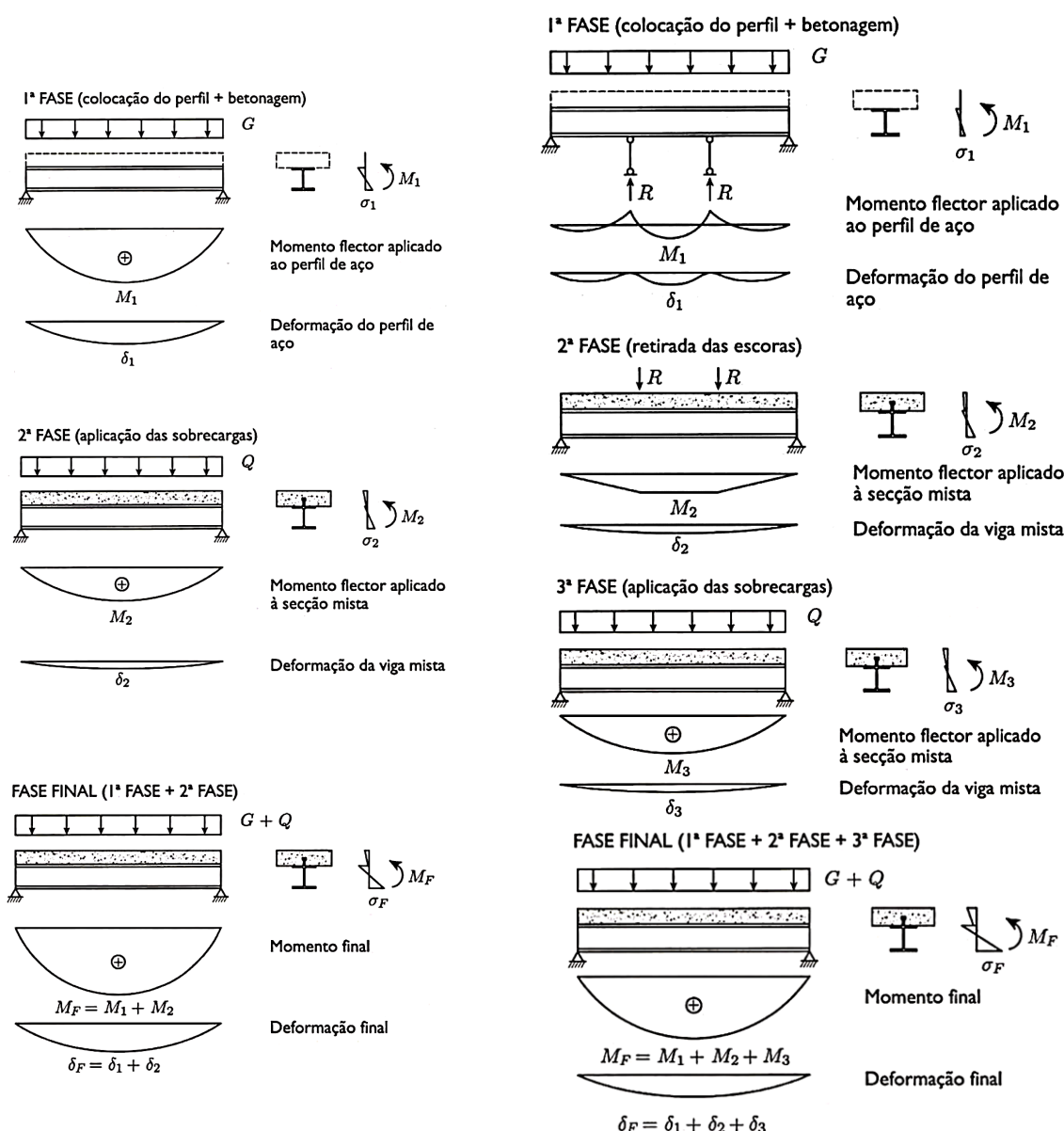


Figura 3.2 – Influência do faseamento não escorado (esquerda) e viga escorada (direita): influência nas tensões instaladas na secção e deformação registada (Calado e Santos, 2010).

Quando o dimensionamento tem de ser obrigatoriamente baseado na capacidade elástica das secções (secções mistas de classe 3 ou 4), a resistência última deve ser verificada através de uma sobreposição de efeitos (somatório de tensões normais) nas secções críticas, onde as tensões em cada fibra do elemento (tanto no elemento metálico como na lâmina de betão) são somadas através de modelos representativos das diversas fases de solicitação.

Para estes casos, o faseamento construtivo é muito importante, uma vez que para se efetuar uma correta sobreposição de efeitos é necessário ter como ponto de partida as tensões instaladas no elemento metálico (estas provenientes da fase de montagem/betonagem da estrutura), sendo que essas mesmas tensões são mantidas nas suas fibras para as verificações ao estado limite último. Posteriormente, as restantes ações como a retração a longo prazo, restantes cargas permanentes ou sobrecargas são aplicadas ao elemento misto, sendo que para cada ação/efeito devem ser utilizadas as rigidezes de flexão associadas (tendo em conta o efeito da fluência).

Dado que o recurso ou não a escoramento traduz-se numa tensão menor ou maior no elemento metálico, respetivamente, o faseamento construtivo é assim um espectro de extrema importância em dimensionamentos elásticos de vigas mistas, tendo influência direta na sua capacidade resistente (Figura 3.3). Para o estado limite de serviço, para além da deformação, quando o controlo de tensões é relevante, o processo construtivo ganha importância uma vez que o mesmo deve ser avaliado por sobreposição de efeitos.

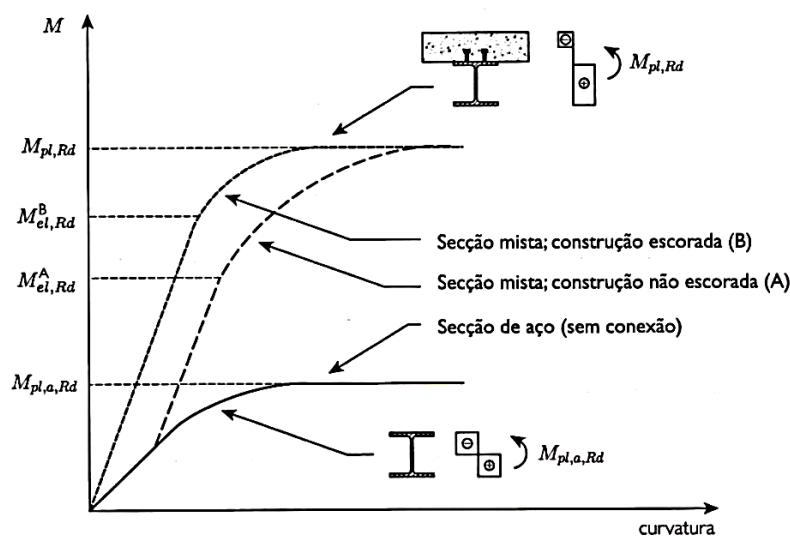


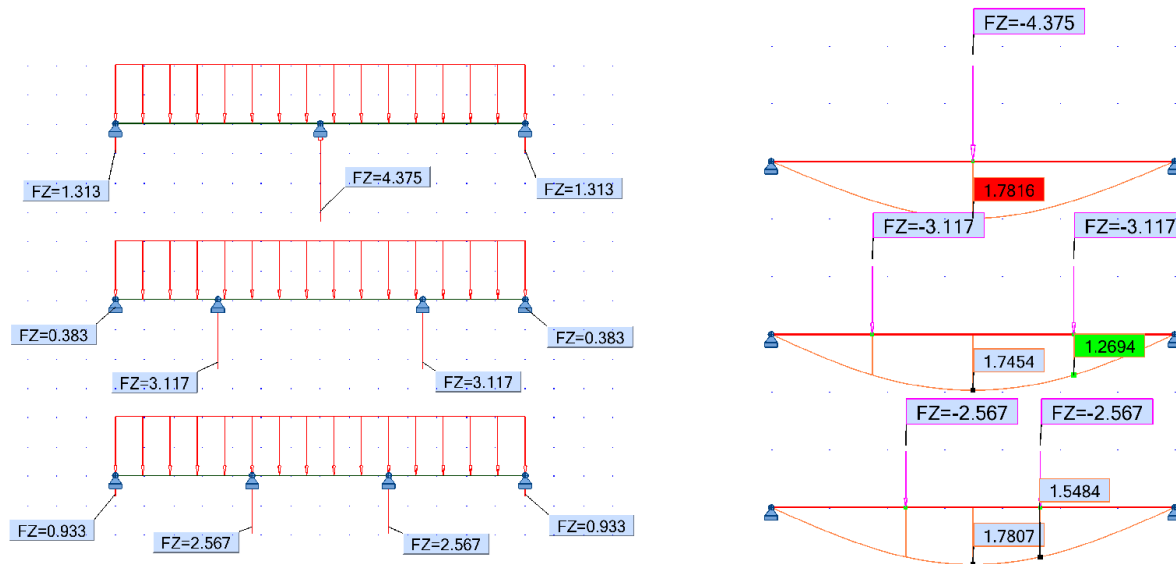
Figura 3.3 – Influência do processo construtivo (Calado e Santos 2010).

Note-se que este tipo de dimensionamento (elástico), raramente é necessário em edifícios correntes, onde geralmente as secções mistas são constituídas por elementos metálicos não muito esbeltos, sendo geralmente as secções de momento negativo de classe 2 e as secções de momento positivo de classe 1. A análise elástica surge em vigas com aplicações a estruturas com requisitos especiais ou em pontes, onde aí sim, nas zonas de momento negativo, as secções são frequentemente de classe 3 ou 4.

Caso de efetue um dimensionamento plástico da secção, uma vez que a capacidade plástica é uma propriedade que depende exclusivamente das características reológicas e geométricas dos elementos (que são totalmente alheios ao faseamento construtivo), o faseamento construtivo apenas influencia o controlo de deformações e tensões em serviço.

Sobre soluções escoradas, há que realçar que recorrentemente, na prática, a viga metálica, as suas vigas concorrentes (se aplicável), assim como a chapa colaborante são instaladas antes de se aplicar o escoramento, o que pode diferir das condições de dimensionamento do projetista. De facto, o escoramento é muitas das vezes puramente associado a um elemento auxiliar do processo de betonagem, pelo que considerar que o peso das vigas metálicas e da chapa colaborante são aplicadas ao elemento metálico torna-se num procedimento conservador e que retrata, em grande parte das situações, o registado em obra.

Em termos de escoramentos, a aplicação de 2 escoramentos a um quarto e a três quartos de vão revela-se a solução estruturalmente mais eficiente a longo prazo. Em termos de deformação a curto prazo, a solução de escorar a um terço e a dois terços de vão torna-se a solução mais vantajosa. No entanto, falando a curto prazo, a flecha nula a meio vão para a aplicação de um escoramento a meio vão (que vai ser o ponto de maior deformação a longo prazo) dá vantagem a este tipo de solução. Analisando o comportamento a longo prazo para os 3 casos, é possível concluir que o recurso à solução mais económica de uma escora (embora mais carregada), que replica ainda menos constrangimentos em obra, revela um bom comportamento, representado, para o caso de uma viga simplesmente apoiada, um incremento de cerca de 2% na deformada final da viga comparativamente a soluções mais dispendiosas com duas escoras.



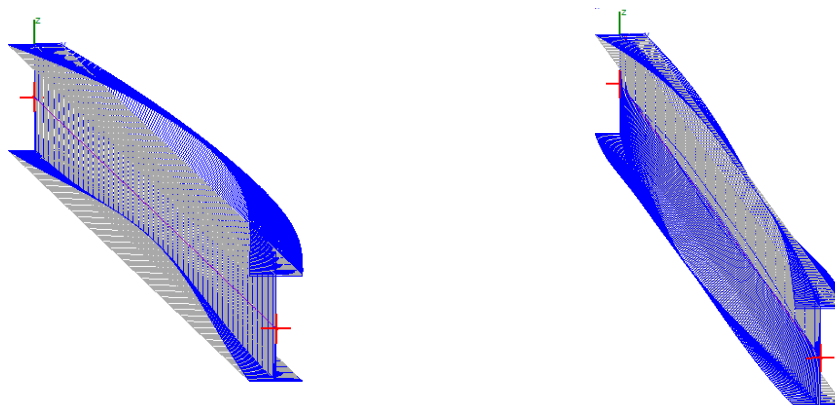
Influência no deslocamento a longo prazo (em relação a um escoramento):
2 escoramentos a $\frac{1}{4}$ e a $\frac{3}{4}$ de vão: 2.05%; 2 escoramento a $\frac{1}{3}$ e a $\frac{2}{3}$ de vão: 0.05%.

Figura 3.4 – Influência do número e posicionamento dos escoramentos.
(caso ilustrativo com um carregamento unitário: Inércia IPE300, L=7m, UDL=1kN/m)

Em termos de tensões, a aplicação de duas escoras a um terço e a dois terços apresenta um melhor comportamento, uma vez que o momento atuante é menor. No entanto, o recurso a escoramento (que seja com recurso a um ou dois elementos) reduz em muito as tensões no elemento para fase construtiva, pelo que o dimensionamento da viga metálica em fase construtiva, para uma solução escorada, revela-se uma verificação geralmente não condicionante.

Sobre o escoramento das vigas, há ainda que apontar ao facto de a escora não ser um travamento efetivo à encurvadura lateral, servindo esta apenas de apoio vertical da viga. Note-se que o momento crítico pode mesmo ser menor para a viga escorada, sendo que, no entanto, a redução do momento atuante na viga pela introdução da escora acaba por ter um peso maior na verificação de segurança, compensando essa eventual redução no momento crítico (Figura 3.5).

Viga IPE300, vão 7m, com carregamento UDL sob o banzo superior.
Caso à direita com um escoramento a meio vão.



Viga não escorada:
 $M_{cr}=66.08\text{kNm}$

Viga escorada:
 $M_{cr}=40.92\text{kNm}$

Figura 3.5 – Influência do escoramento no momento crítico da viga (CTICM, 2016)

Sobre construção escorada, há que ter em atenção que para os efeitos decorrentes da sua aplicação cumprirem com os requisitos de projeto, a remoção da escora deve ser efetuada apenas quando o betão tiver uma resistência mínima adequada para que o comportamento misto possa ser mobilizado aquando da aplicação na reação da escora à viga mista.

A norma EN 1994-1-1 na cláusula 6.6.5.2 (3), especifica que durante a fase de execução não se devem impor deformações na conexão até que o betão tenha atingido uma resistência à compressão (provetes cilíndricos) de pelo menos 20 MPa. Esta condição deve ser tida em conta essencialmente para duas situações: a definição do período de escoramento e definição da data de introdução de restantes cargas permanentes na estrutura. Estas últimas, geralmente são introduzidas após o betão ter terminado o seu processo de cura, pelo que é na questão da remoção do escoramento que esta análise deve ser tida em conta.

Segundo a norma EN 1992-1-1, a resistência do betão tendo em conta o seu período de cura pode ser obtida da seguinte forma – EN 1992-1-13.1.2 (5) (para uma cura a 20°C):

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8, \text{ para } 3\text{dias} < t < 28\text{dias} \quad (3.1)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck}, \text{ para } t \geq 28\text{dias} \quad (3.2)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.3)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \quad (3.4)$$

sendo,

$f_{cm}(t)$ – Tensão média de rotura do betão à compressão à idade de t dias;

f_{cm} – Tensão média de rotura do betão à compressão;

t – Idade do betão em dias;

s – Coeficiente que depende da classe de cimento: 0.5 Classe R; 0.25 Classe N; 0.38 Classe S.

Por sua vez, o módulo de elasticidade do betão pode ser obtido com:

$$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}, \text{ com } f_{cm} \text{ em MPa} \quad (3.5)$$

Desta forma, é possível estimar a idade t do betão que lhe traduz uma resistência de 20MPa.

Como a resistência à compressão do betão está diretamente relacionada com o valor do módulo de elasticidade do mesmo, para não existir uma diferença significativa entre a flecha elástica do betão esperada em projeto e a real, a remoção da escora deve permitir que este tenha uma cura adequada. Para o caso do betão C25/30, de facto, a cura que lhe traduz uma resistência de 20MPa permite que o betão atinja o seu módulo de elasticidade de E_{cm} , demonstrando que este critério especificado pela cláusula 6.6.5.2 (3) da EN 1994-1-1 é adequado.

Para além do referido, em termos de controlo de deformações, há que realçar o facto de que para os casos onde o perfil metálico não exceda a sua capacidade resistente elástica durante a fase construtiva, a deformação causada pela sobrecarga construtiva e pela diferença de peso do betão fresco para betão curado é reversível, pelo que essa deformação pode ser eliminada para a avaliação de deformações a longo prazo da viga. Nos casos em que seja excedida a resistência elástica da viga, essa deformação é irreversível, uma vez que a viga plastifica, ainda que parcialmente, pelo que deve ser tida em conta para a sua deformação a longo prazo.

Para os casos de vigas convencionais contínuas, segundo a norma EN 1994-1-1, cláusula 7.3.1 (7), a contabilização dos efeitos de plastificação no perfil metálico na deformação da viga podem ser contabilizados por um método simplificado que se baseia na multiplicação do momento fletor no apoio em vigas contínuas por um fator de redução f_2 , sendo este igual a: 0.5, se a tensão de cedência do aço for atingida antes do endurecimento da laje de betão; 0.7, se a tensão de cedência do aço for atingida após o endurecimento da laje de betão.

Para aplicações de soluções *slimfloor* em vigas contínuas a contabilização do efeito da plastificação do perfil metálico na deformação da viga por metodologias simplificadas não são, ainda, abrangidas pela regulamentação europeia. Desta forma, a incorporação dos seus efeitos deve ser feita de uma forma rigorosa, nomeadamente através de modelos que contemplem o faseamento construtivo das vigas e que permitam assim avaliar a suscetibilidade de ocorrerem plastificações no perfil metálico.

O efeito do processo construtivo tem ainda influência para os casos de conexão parcial em vigas mistas, nomeadamente para soluções que recorram a conectores tipo *stud* para graus de conexão entre 0.4 e 0.5. Note-se que a EN 1994-1-1 apenas aborda a influência de conexão parcial para soluções convencionais com aplicação de conectores tipo *stud*, sendo que, para outras tipologias de conexão, a influência da conexão parcial deve ser ida em conta de forma adequada.

3.3. Shear-Lag - Largura efetiva do banzo de betão

3.3.1. O conceito

A teoria elementar de flexão assume que em peças lineares existe conservação de secções planas após a deformação. No entanto, em vigas com secções transversais contendo banzos de grande largura, essa consideração conduz a erros consideráveis na análise devido ao fenómeno denominado por *Shear Lag* (Figura 3.6), que se caracteriza por uma distribuição não uniforme de tensões normais ao longo do banzo de betão numa viga mista. As tensões apresentam valores máximos sobre as vigas metálicas de apoio à laje e mínimos nos pontos mais afastados das mesmas, sendo que é esta a razão para as diferenças referidas (Lamas, 1979).

Uma correta avaliação do fenómeno de *Shear Lag* implicaria o recurso a métodos numéricos. No entanto, tendo como base a Figura 3.6, a teoria elementar de flexão pode ser utilizada com segurança caso haja uma modificação na forma de abordar a largura que contribui para a resistência/rigidez da peça. Existe uma satisfatória aproximação na contabilização de distribuição de tensões normais com um máximo sobre a viga de apoio (ponto “e”) se a largura real dos banzos “*B*” for substituída por uma largura efetiva (b_{eff}), sendo que o procedimento passa por conferir à área definida pelo contorno “*abcd*” uma área equivalente à definida pelo contorno “*fgehj*” (Johnson, 1994).

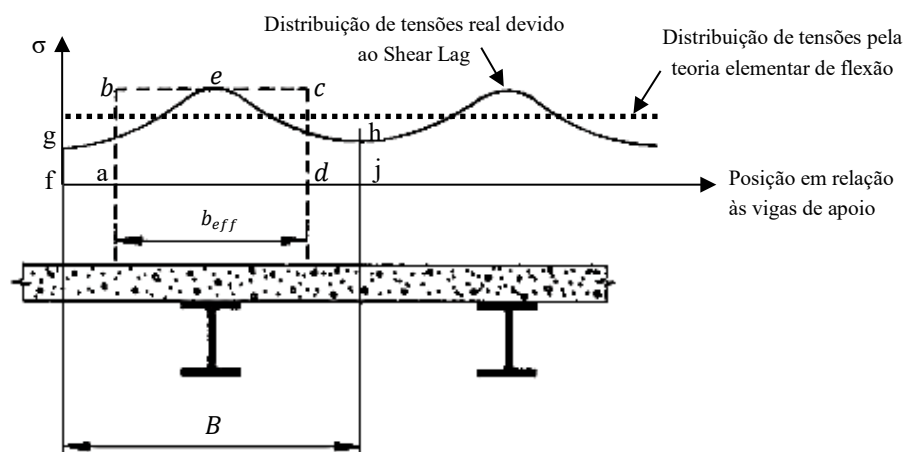


Figura 3.6 – Fenómeno *Shear Lag* (adaptado de Johnson, 1994).

A referida largura efetiva é influenciada pelos seguintes parâmetros (Simões da Silva e Gervásio, 2007; Calado e Santos, 2010):

- Geometria da estrutura: comprimento do vão e largura de influência;
- Condições de apoio: viga simplesmente apoiada, encastrada ou em consola;
- Tipo de carregamento e nível de carregamento;
- Existência ou não de reforços longitudinais e transversais na laje de betão;
- Tipo de análise efetuada: análise elástica ou plástica.

De uma forma geral, a regulamentação a nível internacional contabiliza o efeito do *shear lag* através do conceito exposto de largura efetiva, não sendo procedimento corrente distinguirem-se larguras distintas para diferentes níveis de carregamento (ULS e SLS).

3.3.2. Largura efetiva segundo a norma EN 1994-1-1 para vigas convencionais

A determinação da largura efetiva do banzo de betão de uma viga mista é prevista pela norma *EN 1994 Parte 1.1*, na secção 5.4.1.2. O procedimento para a sua determinação baseia-se nas distâncias entre as secções de momento fletor nulo da peça, sendo que para cada um desses troços, é especificada uma largura efetiva diferente para o banzo de betão. O regulamento propõe que a largura efetiva seja determinada a partir das seguintes expressões (com base na Figura 3.7):

- Para meio vão ou num apoio intermédio:

$$b_{eff,i} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3.6)$$

- Num apoio extremo:

$$b_{eff,i} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei}, \quad (3.7)$$

sendo:

$$\beta_i = (0.55 + 0.025 * L_e / b_{ei}) \leq 1; \quad (3.8)$$

b_0 – Distância entre os centros dos conetores extremos (que poderá ser desprezado para análise de estruturas de edifícios);

$b_{eff,i}$ – Largura efetiva dos banzos de betão contabilizando o efeito do *Shear Lag* no tramo “i” da viga mista;

b_{ei} – Largura efetiva do banzo de betão do lado “i” da alma, tendo em conta o comprimento aproximado entre as secções de momento fletor nulo ao longo de uma viga. Deverá ser considerado igual a $L_e/8$ mas sem ser superior à largura b_i disponível. O valor de L_e é definido pela Figura 3.7;

b_i – Distância entre o conector extremo (ou simplifadamente medido partindo do alinhamento médio da alma do perfil) e um ponto situado a meia distância entre almas adjacentes. No caso de um bordo livre, essa distância será a distância ao bordo livre.

L_e – Distância aproximada entre secções de momento nulo.

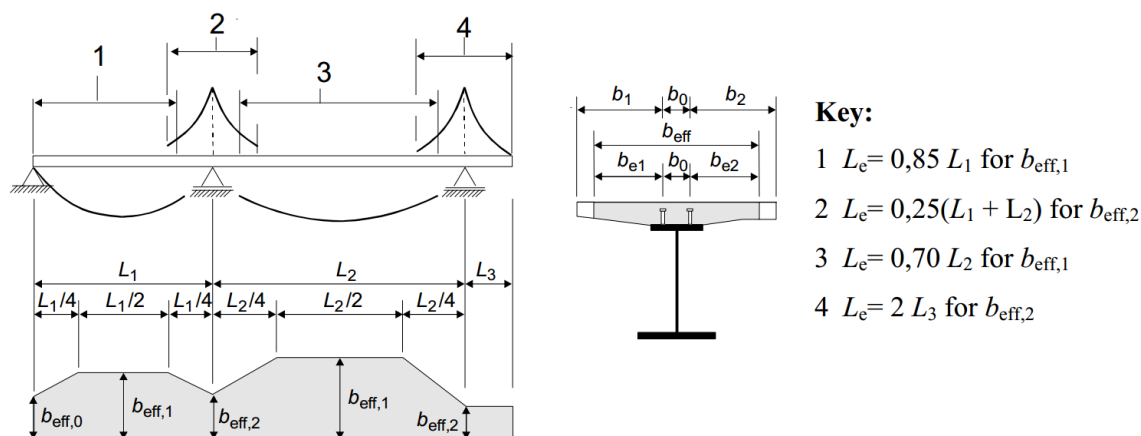


Figura 3.7 – Valores de L_e para o cálculo da largura efetiva dos banzos de betão para ter em conta efeito de *Shear Lag* (adaptado de CEN, 2004c)

No caso de vigas simplesmente apoiadas, a largura efetiva do banzo de betão poderá ser considerada a dada pela equação (3.9).

$$b_{eff,i} = \frac{L_e}{4} + b_0 \quad (3.9)$$

O conceito de largura efetiva exposto é semelhante ao aplicado a estruturas de betão armado mas com a alteração de neste caso a regulamentação considerar a envolvente de esforços para o dimensionamento, fazendo com que as larguras efetivas para as zonas de momentos fletores negativos sejam maiores comparativamente às equivalentes em estruturas de betão armado (e iguais para qualquer estado limite).

3.3.3. Largura efetiva em vigas tipo *slimfloor*

A regulamentação europeia atual não contém especificações sobre a largura efetiva a adotar para vigas mistas embebidas (ou parcialmente embebidas).

Dentro da bibliografia encontrada, destaca-se o facto de no Designers' Guide da EN 1994-1-1, ser referido que em caso de vigas mistas embebidas onde se recorra a conectores de corte, não haverá diferença significativa na abordagem, pelo que as disposições relativas a vigas convencionais são passíveis de serem aplicadas a este tipo de soluções (Anderson e Johnson, 2004).

A mesma abordagem é tida em conta pelo *Steel Construction Institute – SCI*, na sua publicação 248 (Mullett e Lawson, 1999), para vigas mistas embebidas com recurso a conectores *stud* (em aplicações com chapa colaborante), sendo assim indicado um $b_{eff} = L_e/4$ para vigas mistas simplesmente apoiadas, o que corresponde aos valores prescritos pela regulamentação europeia.

Para a solução *Slimdek* desenvolvida pelo *Steel Construction Institute – SCI* (apresentada na publicação 175 – Mullett et al. 1997), que, tal como apresentado, recorre apenas ao atrito/adeseção entre materiais, é especificado um $b_{eff} = L_e/8$ para um tramo simplesmente apoiado. Esta largura representa metade da largura do banzo efetivo para vigas mistas convencionais. No entanto, na publicação de apresentação da solução *Slimdek*, assume-se que se recorre a um *beff* subestimado, sendo que esta consideração está relacionada com o facto de se procurar conceber uma solução que necessite de uma pequena quantidade de armadura na laje.

Assim, é dado a entender por Mullett et al. (1997), que de forma considerar um comportamento misto que permitisse a aplicação de pequenas quantidades de armadura, a força do banzo de betão é reduzida (reduzindo a sua largura para metade). Desta forma, é possível verificar a segurança para o corte longitudinal com quantidades de armadura pequenas (armadura mínima da laje), sendo que, para além disso, o campo de conexão parcial é evitado, apresentando a solução como simples de abordar.

O comportamento dos sistemas *Slimdek* foi testado experimentalmente pelo *Steel Construction Institute – SCI*, para tramos simplesmente apoiados, sendo que os seus resultados comprovaram o bom funcionamento da solução e a conformidade do processo de dimensionamento proposto.

Paes (2003) investigou numericamente este tipo de solução, tendo chegado a resultados bastante próximos dos resultados experimentais nos seus modelos, para uma largura efetiva de $b_{eff} = L_e/8$ (Figura 3.8 e Figura 3.9).

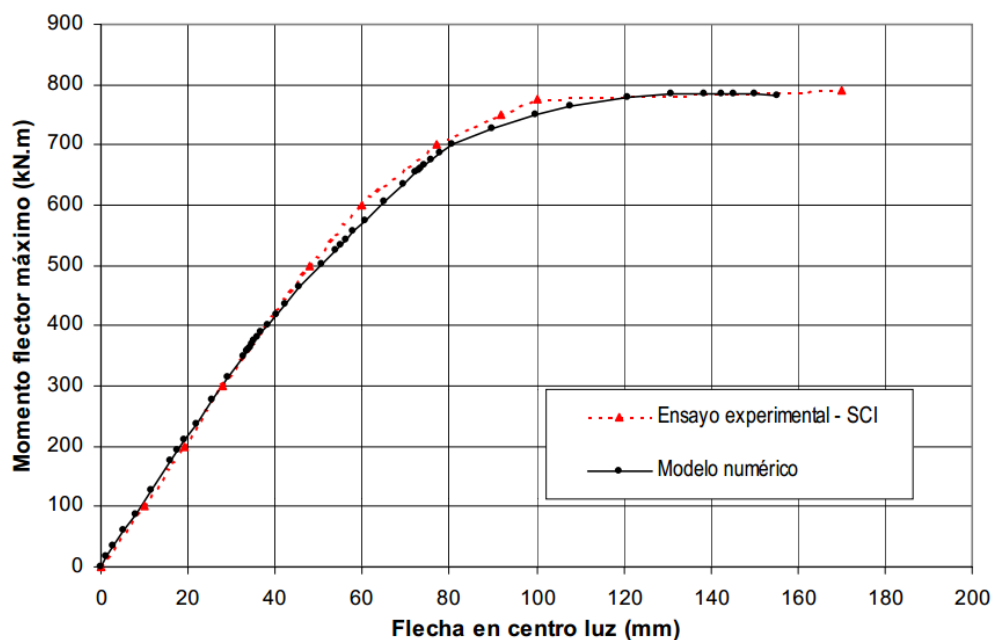


Figura 3.8 – Ensaio experimental 280ASB do SCI (Mullett et al. 1997) e estudo numérico (Paes, 2003)

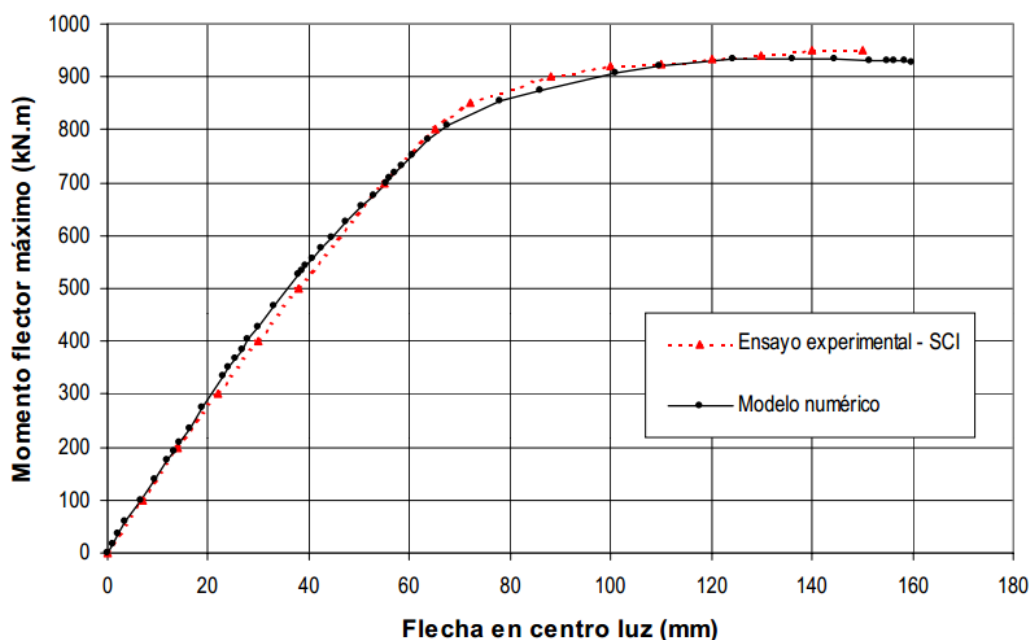


Figura 3.9 – Ensaio experimental 300ASB do SCI (Mullett et al. 1997) e estudo numérico (Paes, 2003)

Após a calibração e dos bons resultados obtidos por Paes (2003), o mesmo autor abordou precisamente a questão de considerar modelos com a largura efetiva preconizada pela regulamentação europeia, avaliando assim se para uma largura efetiva maior, e portanto para um domínio de conexão parcial, os resultados seriam significativamente alterados (Figura 3.10 e Figura 3.11).

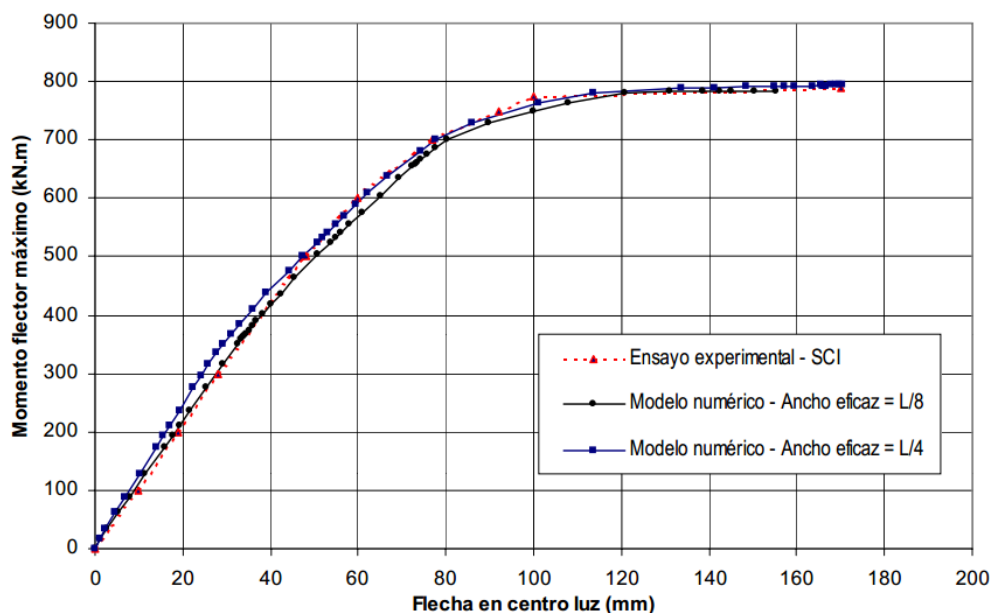


Figura 3.10 – Ensaio experimental 280ASB do SCI (Mullett et al. 1997) e estudo numérico (Paes, 2003): influência do b_{eff}

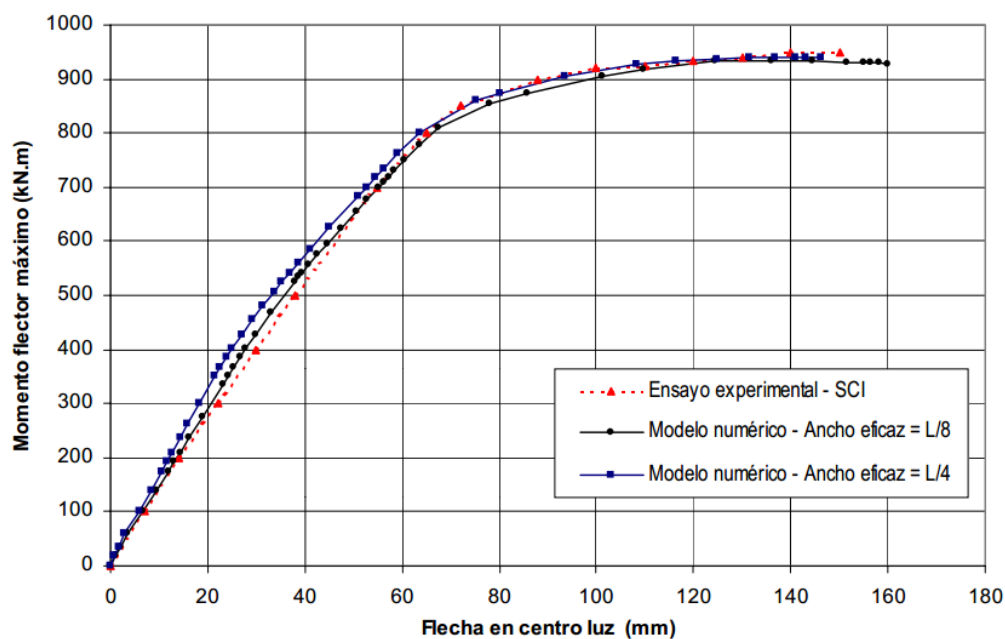


Figura 3.11 – Ensaio experimental 3000ASB do SCI (Mullett et al. 1997) e estudo numérico (Paes, 2003): influência do b_{eff}

Os resultados obtidos por Paes (2003) demonstram que a solução *Slimdek* com o recurso ao b_{eff} reduzido ($L_e/8$) com conexão total apresentam um comportamento bastante próximo do procedimento preconizado pela EN 1994-1-1, onde um b_{eff} de $L_e/4$ é especificado, funcionando a viga num domínio de conexão parcial. No Anexo 4, exemplo 4, é apresentada uma comprovação analítica do referido.

Outra referencia são os estudos realizados por Leskelä e Hopia (2000). Como referido, nos seus estudos foram abordadas soluções de conexão de corte com recurso a atrito/adesão entre o aço e o betão, assim como soluções onde varões de aço atravessavam a alma do perfil metálico. Nas suas publicações o b_{eff} é apresentado como um valor de $L_e/4$, valor preconizado pela EN 1994-1-1.

Desta forma, tendo em conta o material de investigação numérica e experimental exposto, é razoável assumir-se como seguro e suficientemente precisa a consideração de que em vigas mistas *slimfloor* de um tramo simplesmente apoiado a consideração do b_{eff} especificada pela regulamentação europeia EN 1994-1-1: $b_{eff} = L_e/4$.

Recentemente, estudos desenvolvidos por Rieg (2004), Kuhlmann e Rieg (2004b), Kuhlmann et al. (2006, 2008) e Kuhlmann e Hauf, (2015) procuram demonstrar que em soluções *slimfloor*, a consideração de um b_{eff} igual ao preconizado pela EN 1994-1-1 para a estimativa de deformada de vigas convencionais (portanto para estados limites de serviço) é seguro mas no entanto excessivamente conservador. Os mesmos autores realizaram o seguinte ensaio experimental o ensaio experimental apresentado na Figura 3.12.

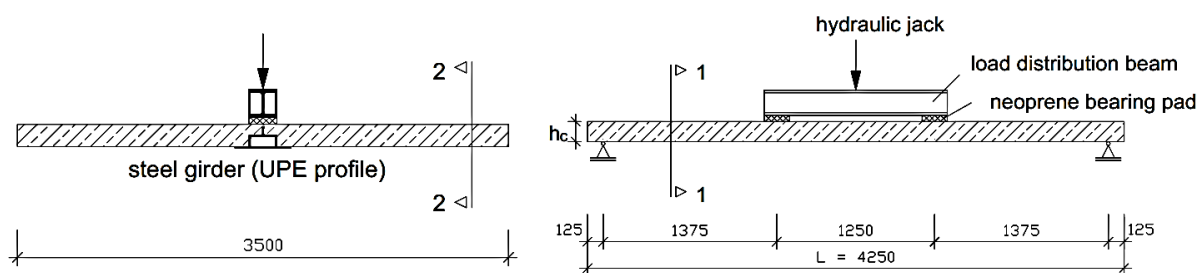


Figura 3.12 – Ensaio experimental (Kuhlmann e Hauf, 2008).

Os resultados obtidos pelo ensaio experimental, foram posteriormente comparados com os resultados com a largura efetiva proposta pela norma EN 1994-1-1 e com a largura disponível ignorando o fenómeno de *shear lag* (largura física disponível). Os resultados obtidos são apresentados na Figura 3.13.

Analisando os resultados obtidos, é possíveis comprovar que de uma forma geral, para o domínio corrente de deformações admissíveis em serviço ($L/250$), a largura do banzo de betão é sub estimada em cerca de 40%. Sendo que a deformação é um dos pontos fracos das vigas

mistas de pequena altura, esta questão torna-se pertinente de explorar, uma vez que permitirá, à partida, um dimensionamento mais otimizado dos elementos.

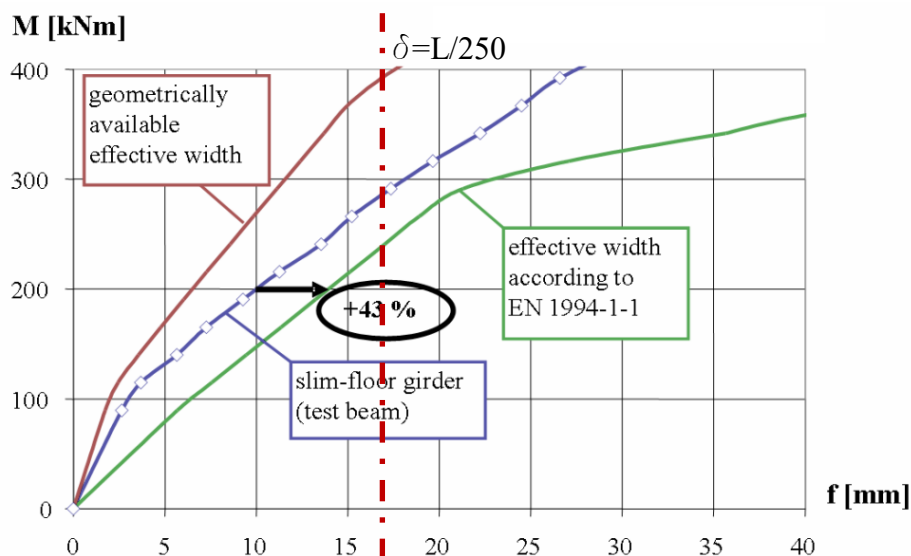


Figura 3.13 – B_{eff} , Modelo experimental e resultados obtido com EN 1994-1-1 e largura disponível do banço de betão (adaptado de Kuhlmann e Hauf, 2008).

As principais diferenças entre as soluções de vigas convencionais e de vigas *slimfloor* são o facto de o betão na parte inferior da secção poder estar fissurado para momentos positivos (Figura 3.14) e que a contribuição do banço de betão na resistência e rigidez é muito mais pronunciada do que em soluções convencionais (Kuhlmann e Hauf, 2008).

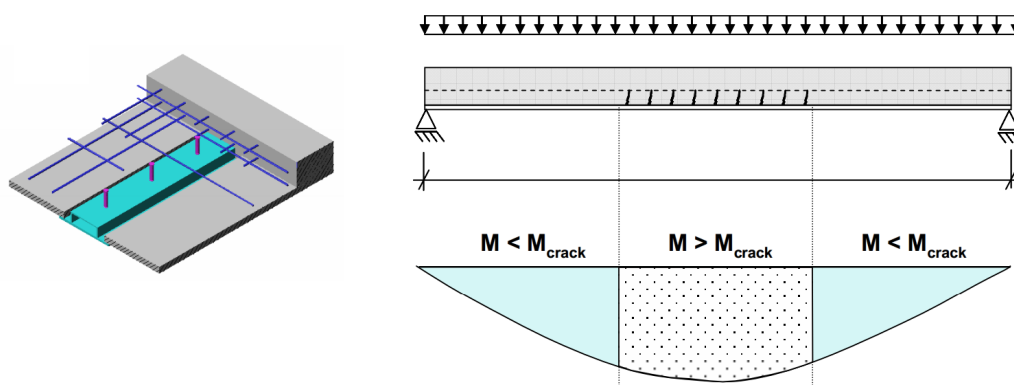


Figura 3.14 – Comportamento de viga *slimfloor* sob momento positivo (adaptado de Kuhlmann e Hauf, 2008)

Para a justificação da diferença de resultados apresentada na Figura 3.13, há que esclarecer o facto de o comportamento estrutural do banço de betão ser de dois tipos: comportamento de membrana e comportamento de flexão (Figura 3.15). Para o primeiro, o banço de betão atua como um *shear panel* (diafragma), como resultado das forças de compressão que nele atuam e

negligenciando a sua rigidez de flexão. No estado de flexão, o banzo de betão atua como uma placa, como consequência da sua rigidez de flexão, resultando num incremento da rigidez da viga (Kuhlmann e Hauf, 2008; Kuhlmann e Hauf, 2015).

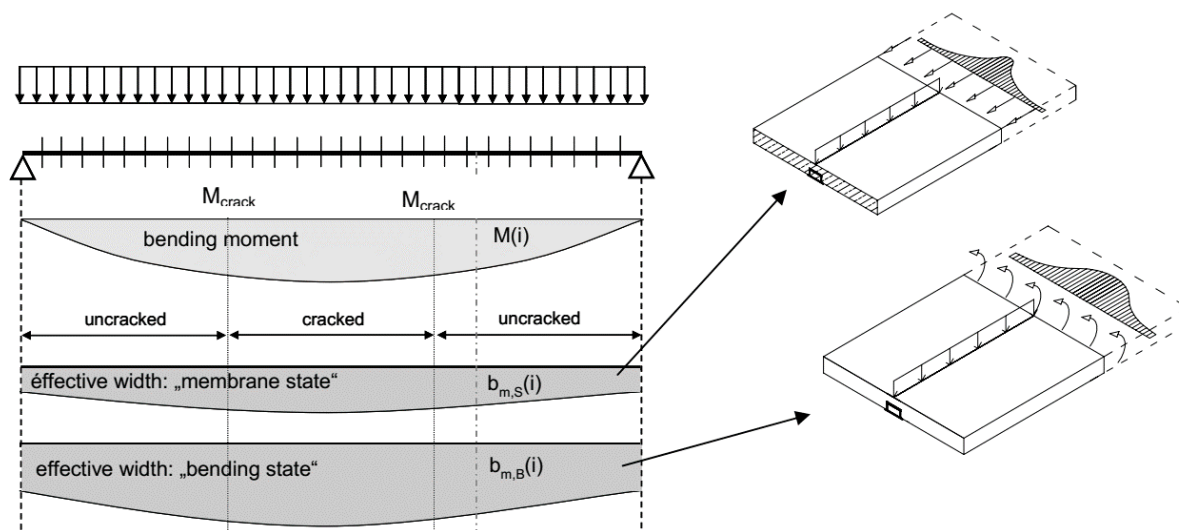


Figura 3.15 – Diferença entre largura efetiva para estado de membrana e para estado de flexão do banzo de betão (adaptado de Kuhlmann e Hauf, 2008).

Para banzos finos, a consideração do estado de membrana acaba por se revelar suficientemente preciso, mas, no entanto, segundo Rieg (2006), para vigas mistas tipo *slimfloor*, onde os banzo de betão têm uma maior expressão, a não consideração do estado de flexão conduz a resultados demasiado conservadores.

Uma vez que a regra geral para a definição da largura efetiva do banzo de betão para vigas mistas apresentadas nos regulamentos é para vigas mistas convencionais (Brendel 1960; Kuhlmann e Hauf, 2008), como é o caso da norma EN 1994-1-1, apenas é contemplado o estado puramente elástico de membrana para o banzo de betão. Assim, esta é a principal razão apontada para a diferença nos resultados apresentados na Figura 3.13.

Pelas razões enunciadas, é pertinente procurarem-se metodologias que não penalizem a estimativa de deformações em soluções *slimfloor*. Dentro deste domínio, a temática da contabilização do efeito de flexão do banzo de betão tem merecido atenção, especialmente por investigadores da Universidade de Estugarda. Esses estudos têm conduzido à proposta de consideração de uma largura efetiva baseada na deformação da viga, contabilizando os efeitos de membrana e de flexão do banzo de betão.

Para análises elásticas materialmente lineares, os efeitos dos dois estados podem ser contabilizados através do princípio da sobreposição de efeitos. Com base nos dois valores de largura efetiva (para os dois comportamentos), é possível calcular uma rigidez equivalente que os contemple, introduzindo-se assim a influência do comportamento de flexão na análise de

deformações da viga *slimfloor* (Kuhlmann e Rieg, 2004a) (Rieg, 2004). Como resultado da aplicação do método surge a definição de uma largura efetiva para o banzo de betão constante e que contempla os estados de membrana e de flexão do banzo de betão.

Com resultado, obtêm-se valores de rigidez mais elevados para as vigas mistas *slimfloor*, condição extremamente favorável para um dimensionamento otimizado das mesmas.

É importante salientar que neste processo há que contabilizar o efeito da fendilhação do betão para a rigidez do estado de flexão, sendo que a sua influência é, naturalmente, tanto maior quando maior for o nível de carregamento. Assim, para análises de estado limite de serviço, esta abordagem ganha ainda mais relevância, uma vez que o efeito da fendilhação do betão é menos pronunciado (Figura 3.16 Figura 3.17).

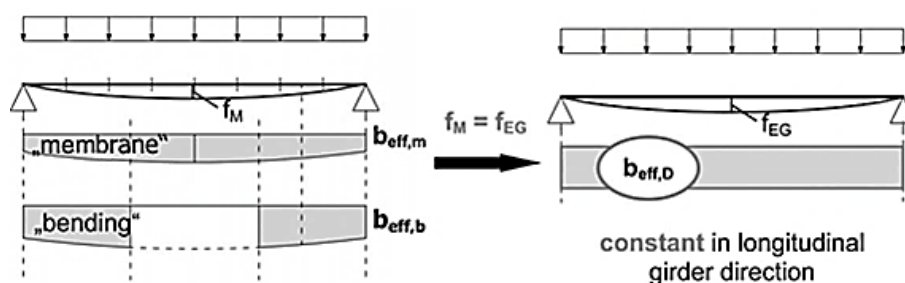


Figura 3.16 – Banzo efetivo proposto comportando comportamento de membrana e comportamento de flexão do banzo de betão (Kuhlmann e Hauf, 2008).

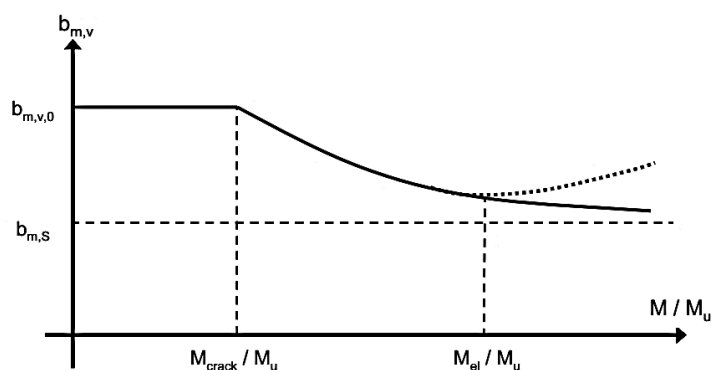


Figura 3.17 – Efeito da fendilhação na largura do bano para o estado de flexão: tramo simplesmente apoiado (Kuhlmann e Hauf, 2008).

Notas sobre a Figura 3.17: $B_{mv,0}$ – Largura efetiva para o comportamento de flexão; $B_{m,s}$ – largura efetiva para o comportamento de membrana.

Informação adicional para a aplicação da metodologia pode ser encontrada nas publicações de Kuhlmann e Hauf (2008, 2015). Nestas publicações é ainda estendida a aplicabilidade do método amistas *slimfloor* vigas contínuas.

Com base no descrito nos parágrafos anteriores pode-se afirmar que as larguras dos banzos efetivos prescritas pela norma EN 1994-1-1 podem ser, com segurança, aplicadas a vigas mistas *slimfloor*.

3.4. Influência da Fendilhação do betão na análise global de vigas mistas

3.4.1. Generalidades

Na análise de vigas mistas, há que proceder a contabilização dos efeitos da fendilhação do betão. A definição das zonas fendilhadas são diferentes para cada tipo de carregamento e vão, sendo alteradas por fatores como o endurecimento do betão, temperatura, deformações registadas, deslizamento longitudinal entre a peça de betão e de aço, entre outros fatores.

Esta não linearidade é, talvez, a maior dificuldade na análise de vigas mistas aço-betão, influenciando a distribuição de esforços/tensões, classificação das secções e deformações no elemento, sendo por isso necessária a sua contabilização tanto para as verificações em serviço como para as verificações de estado limite último.

Nos casos de vigas mistas embebidas, a fendilhação do betão apresenta uma maior complexidade, uma vez que, mesmo para tramos simplesmente apoiados, existe uma maior suscetibilidade de o betão fendilhar, comparativamente a soluções convencionais. Desta forma, a presença de uma rigidez de flexão não uniforme ao longo de viga mista pode estar presente mesmo para os mais simples sistemas estruturais (tal como apresentado na Figura 3.14). Para o caso de uma viga contínua, o efeito da fendilhação numa viga *slimfloor* e representado na Figura 3.18.

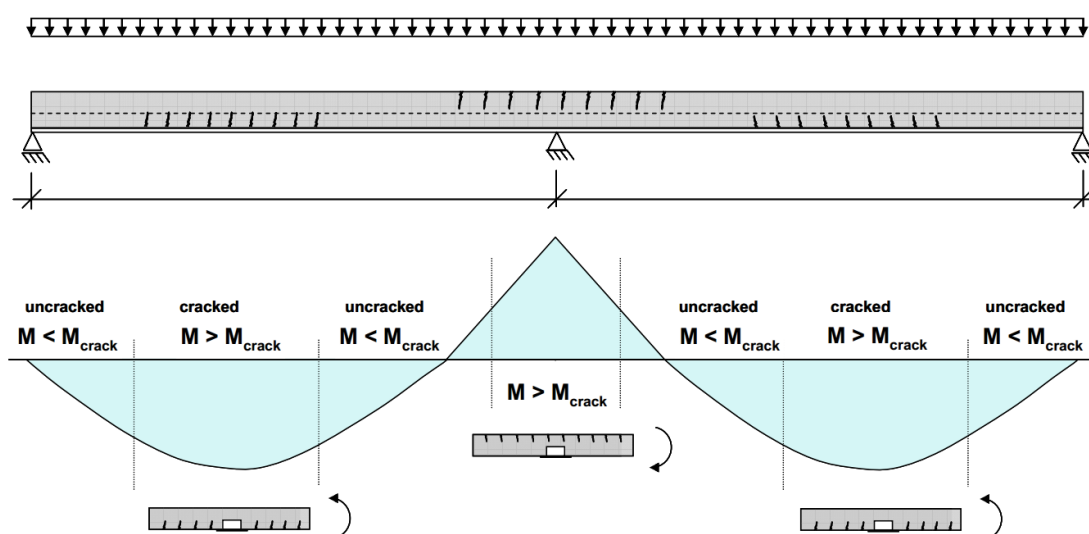


Figura 3.18 – Efeito da fendilhação do betão em vigas mistas *slimfloor*
(Kuhlmann e Hauf, 2008).

O efeito da fendilhação a meio vão para soluções *slimfloor* é mais pronunciado em soluções que recorram a uma lâmina de betão maciça em toda a altura do pavimento (Figura 3.14). Para os casos com recurso a lajes mistas (ou outros sistemas equivalentes), o facto de a lâmina de betão maciça estar posicionada numa zona mais elevada da secção, e de muitas das vezes o eixo neutro elástico se posicionar próximo da base da lâmina (ou mesmo abaixo desta), a influência da fendilhação do betão não é tão pronunciada (ou mesmo não relevante).

Para vigas mistas convencionais em edifícios, a norma EN 1994-1-1 estabelece duas abordagens distintas para a contabilização dos efeitos da fendilhação do betão numa análise elástica linear: uma análise não fendilhada e uma análise fendilhada.

Para os casos de necessidade de aplicação de uma análise fendilhada, para a contabilização dos efeitos da fendilhação do betão, a norma EN 1994-1-1 estabelece três possíveis metodologias (Calado e Santos, 2010):

- Método geral: determinação direta das zonas fendilhadas – 5.4.2.3 (2) da EN 1994-1-1;
- Método I (Calado e Santos, 2010), baseado na definição *a priori* da extensão das zonas fendilhadas – 5.4.2.3 (3) da EN 1994-1-1;
- Método II (Calado e Santos, 2010), baseado numa análise elástica não fendilhada, sendo aplicada uma redistribuição de esforços – 5.4.2.3 (2) e 5.4.4 da EN 1994-1-1.

Segundo a EN 1994-1-1, tendo em conta o tipo de análise efetuada, é possível, mediante o cumprimento de algumas regras, efetuar uma redistribuição de momentos fletores para verificações do estado limite último em vigas mistas.

Para verificações ao estado limite de serviço, como referido, deve ser aplicada uma análise elástica linear, sendo que para facilitar e agilizar a análise do elemento estrutural, a abordagem utilizada para o estado limite último (quando possível) deve coincidir com a abordagem utilizada para os estados limite de serviço.

Em termos de possibilidade de redistribuição de momento fletor para estados limite de serviço, a sua aplicação está limitada a aplicações de uma análise não fendilhada (Método II) para verificações de deformações, sendo que essa redistribuição deve ser efetuada de acordo com o capítulo 7.3.1 (7) da EN 1994-1-1.

Assim, as possibilidades de análise para vigas mistas convencionais, em termos de contabilização dos efeitos de fendilhação do betão, segundo a EN 1994-1-1 cláusula 5, podem ser sumarizadas no fluxograma da Figura 3.19.

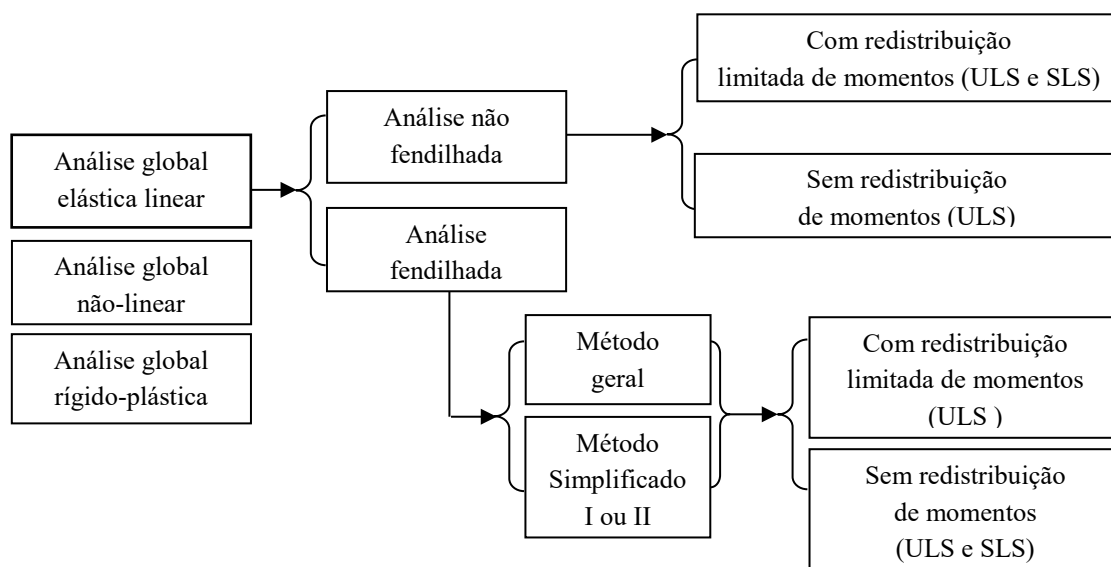


Figura 3.19 – Metodologias de análise global de estruturas mistas convencionais para contabilização do efeito não linear da fendilhação do betão.

Nos capítulos seguintes são descritas em detalhe as possibilidades de análise elástica linear para incorporação dos efeitos de fendilhação, sendo ainda enquadrada a sua aplicabilidade em soluções *slimfloor*.

Para o caso específico da determinação da influência da fendilhação na rigidez de tramos simplesmente apoiados, é abordada metodologia proposta por (Iliopoulos, 2015), fazendo-se referência ao método- ζ , previsto pela norma EN 1992-1-1 na cláusula 7.4.2.

3.4.2. Tipos de análises elásticas lineares previstas pela EN 1994-1-1

3.4.2.1. Análise elástica linear não fendilhada para ULS – 5.4.2.3 (2) da norma EN 1994-1-1

A aplicação de uma análise elástica linear não fendilhada em vigas mistas está limitada aos casos em que as tensões máximas de tração nas fibras extremas do banzo de betão, referentes à envolvente dos efeitos globais para as combinações características, não exceda o dobro da resistência à tração simples do betão ou seja, $(\sigma_{t,max} \leq 2 f_{(l)ctm})$.

O valor de $2 f_{(l)ctm}$, segundo Anderson e Johnson (2004), pode ser justificado pelas seguintes razões:

- Tensões de rotura do betão instaladas em obra são sempre superiores às especificadas no projeto;

- Quando se atinge a tensão de tração $f_{(l)ctm}$, na fibra extrema do betão, isso não significa que a laje fique toda fendilhada nessa zona;
- Mesmo depois de o betão ter atingido a tensão de tração $f_{(l)ctm}$, e enquanto a armadura longitudinal existente no banzo de betão estiver em regime elástico, a rigidez de flexão da zona fendilhada é maior que a rigidez de flexão da secção totalmente fendilhada ($E_a I_2$);
- O cálculo das zonas fendilhadas é geralmente obtido por envolventes de esforços, e não para combinações específica.

Para este tipo de análise a norma EN 1994-1-1 define que apesar das larguras efetivas para a contabilização do efeito do *shear lag* apresentarem valores inferiores nas zonas dos apoios, é razoável admitir valores constantes ao longo de cada vão para o caso de se efetuar uma análise não fendilhada. A referida simplificação está relacionada com o facto de o efeito do *Shear Lag* ter pouca influência nos resultados quando comparado com o efeito da fendilhação do betão.

Este tipo de análise caracteriza-se assim por na maioria das vezes, comportar uma rigidez de flexão constante ao longo das vigas. A inércia é obtida com recurso ao b_{eff} do meio vão (uma vez que a viga está predominantemente sujeita a momento fletor positivo).

No entanto, métodos mais precisos onde se aplique uma variação de rigidez devida à existência de uma largura de banzo de betão efetiva menor nas zonas dos apoios são igualmente válidos.

A grande vantagem deste método é a possibilidade de se ter uma rigidez de flexão constante ao longo das vigas mistas. No entanto, este caso raramente se verifica na prática, uma vez que a mobilização de continuidade no elemento misto em soluções estruturalmente e economicamente competitivas, recaem em secções transversais que geralmente são submetidas a tensões mais elevadas que $2 f_{(l)ctm}$ no banzo de betão sobre os apoios.

3.4.2.2. Análise fendilhada: Método Geral – 5.4.2.3 (2) da EN 1994-1-1

O método geral, consiste na determinação direta dos comprimentos das zonas fendilhadas (desde as secções de apoio), sendo esse comprimento delimitado pelas secções onde a tensão na fibra extrema do betão ($\sigma_{t,max}$) deixa de ultrapassar, para as combinações características de ações, duas vezes a resistência característica do betão em tração (f_{ctm} ou f_{lctm}), ou seja:

$$\sigma_{t,max} \leq 2 f_{(l)ctm}.$$

Para essas zonas, a rigidez de flexão ($E_a I_2$) é definida contabilizando apenas os elementos metálicos (perfil e armaduras). Esta rigidez é menor que a rigidez não fendilhada ($E_a I_1$), que entra em conta tanto com o perfil metálico como com o betão. Com este procedimento, obtém-

se um modelo de vigas contínuas de inércia variável (com valores distintos não zonas fendilhadas e não fendilhadas) ao longo do vão, que, para o carregamento anterior, apresentará uma nova configuração de esforços.

O diagrama de esforços obtido baseado numa análise fendilhada apresenta esforços inferiores nas zonas dos apoios intermédios de vigas mistas em comparação com os obtidos com recurso a uma análise não fendilhada. Esta diminuição está associada a referida diminuição da rigidez de flexão nessas mesmas zonas, que irá provocar uma redistribuição de momentos fletores para as zonas menos esforçadas do elemento (diminuição do momento negativo, aumento do momento negativo).

Este é um processo iterativo, pois para uma dada definição das extensões das zonas fendilhadas há uma nova distribuição de esforços, que, por sua vez, vai ditar um novo comprimento para as zonas fendilhadas. Apesar de o processo iterativo tender a encurtar a zona fendilhada (e reproduzir pequenos aumentos do momento negativo por iteração), a primeira iteração em geral conduz a uma aproximação suficiente para o problema. O não conservadorismo do processo está associado à resistência última, uma vez que esse processo tende a incrementar o momento negativo, grandeza que geralmente se procura diminuir.

Para a largura efetiva dos banzos de betão, devem ser consideradas larguras efetivas distintas $b_{eff,1}$ a meio vão nos tramos centrais e $b_{eff,2}$ ao nível dos apoios intermédios ou troços em consola. Neste caso, a inércia da secção mista fendilhada sobre os apoios é estimada tendo em conta a quantidade de armadura presente no $b_{eff,2}$.

De facto, para o dimensionamento de vigas mistas contínuas, o procedimento mais indicado é considerar uma análise fendilhada com redistribuição de momentos fletores, uma vez que deste modo, é reduzido o momento fletor negativo (o que leva a necessidade de menores quantidades de armadura sobre os apoios), aumentando-se o momento fletor positivo, para o qual as vigas mistas, apresentam em geral elevada capacidade.

3.4.2.3. Análise fendilhada: Método I – 5.4.2.3 (3) EN 1994-1-1 – Vigas Convencionais

O Método I (Calado e Santos, 2010), segundo a EN 1994-1-1, pode ser aplicado nos casos de vigas convencionais contínuas, com banzos de betão não pré-esforçados acima do perfil metálico, incluindo-se as vigas de pórticos resistentes às forças horizontais através de contraventamentos.

Para além do referido, o método tem como limitação de que todas as relações entre vãos adjacentes sejam de pelo menos 0,6. Para esses casos, a rigidez de flexão fendilhada $E_a I_2$ pode

ser aplicada ao longo de 15% da extensão de cada vão desde a secção de apoio intermédio, sendo que nas restantes zonas se considerará a rigidez de flexão não fendilhada $E_a I_1$.

Esta metodologia, que teve como base estudos numéricos que demonstraram que o valor da redistribuição do momento fletor na zona de apoios intermédios era inferior a 5% quando o comprimento da zona fendilhada se encontrava entre 0,08 e 0,25 do vão da viga. Assim sendo, o valor adotado pelo regulamento foi de 0,15 do vão da viga para o comprimento da zona fendilhada, de cada lado do apoio intermédio (Johnson e Buckby, 1979).

A vantagem da aplicação do método está relacionada com a redução do esforço e complexidade de cálculo, uma vez que o comprimento da zona fendilhada é determinado apenas em função do comprimento dos vãos adjacentes. O erro associado a esta simplificação prende-se com o facto do mesmo comprimento ser assim independente do carregamento registado.

No entanto, este método revela um grau de precisão satisfatório na medida em que, na generalidade dos casos práticos, nomeadamente em vigas de edifícios, o carregamento é aproximadamente uniforme e semelhante em todos os vãos (Calado e Santos, 2010).

3.4.2.4. Análise fendilhada: Método II – 5.4.2.3 (2) e 5.4.4 EN 1994-1-1 – Vigas convencionais

A norma EN 1994 fornece ainda uma outra metodologia simplificada, Método II (Calado e Santos, 2010), para ter em conta os efeitos da fendilhação do betão na zona dos apoios intermédios em vigas mistas que consiste em partir de uma análise não fendilhada, sendo que posteriormente é aplicada uma redistribuição de momentos fletores. Nestes casos, a viga é modelada com a sua rigidez de flexão não fendilhada em toda a extensão da viga ($E_a I_1$ - rigidez com b_{eff} referente ao meio vão de cada tramo da viga).

A vantagem de aplicabilidade desta metodologia está relacionada com o facto de se usar uma rigidez constante dos elementos. De facto, a aplicação deste método não apresenta diferenças muito significativas comparativamente a métodos mais rigorosos como é o caso de uma análise fendilhada pelo Método I (Pimentel, 2013).

Uma análise pelo Método II, leva a que os limites de redistribuição de momento fletor permitidos pela EN 1994-1-1 sejam superiores aos permitidos numa análise não fendilhada, de forma a ser possível incorporar de forma suficientemente aproximada o efeito da fendilhação do betão.

A aplicação deste método para a avaliação de estados limites de serviço, nomeadamente de deformação, leva à consideração obrigatória do efeito de uma redistribuição de momento fletor para ter em conta, de forma adequada, a fendilhação do betão. O procedimento é apresentado no subcapítulo 3.4.2.6.

3.4.2.5. Análises com redistribuição de esforços limitada – EN 1994-1-1 5.4.4

Segundo a norma EN 1994-1-1, para vigas convencionais de edifícios e nos casos onde seja aplicada uma análise global elástica linear (que não seja de segunda ordem), é possível aplicar uma redistribuição limitada de momentos fletores a vigas contínuas e a pórticos, para a verificação dos estados limites últimos (que não sejam de fadiga).

O principal objetivo da aplicação da redistribuição de momentos fletores é aproximar os resultados de uma análise global elástica linear com uma análise global plástica, considerando-se assim o comportamento não linear dos materiais, nomeadamente a cedência do aço ou a fendilhação do betão (no caso de análises não fendilhadas).

As vigas mistas contínuas apresentam comportamentos bastante distintos comparando as zonas de momentos positivos com as zonas de momentos negativos. A aplicação da redistribuição de momentos fletores traduzir-se-á numa aproximação entre os momentos fletores negativos e positivos registados no elemento. Geralmente, para uma carga gravítica uniformemente distribuída, nas zonas de apoios intermédios os momentos serão reduzidos, enquanto que nas zonas de meio vão os momentos sofrerão uma ligeira amplificação.

Com este processo procura-se aproximar os momentos atuantes aos momentos resistentes para as secções de apoio e meio vão, sendo que uma redistribuição que aumente o momento positivo e diminua o momento negativo conduz a soluções estruturalmente mais económicas, uma vez que as vigas mistas são, como referido anteriormente, mais eficazes na resposta a momentos positivos. O recurso à continuidade, excluindo a razão óbvia da necessidade de mobilizar essa rigidez no pórtico, pode ser interessante em verificação de deformações ou de vibrações.

A redistribuição em alinhamentos de vigas mistas, segundo a cláusula 5.4.4 da EN 1994-1-1, não é permitida nos seguintes casos:

- Estruturas não contraventadas;
- Utilizações de ligações semi-rígidas ou de resistência parcial;
- Vigas mistas em que o perfil de aço está parcialmente betonado, a não ser que se verifique que a capacidade de rotação é suficiente ou que seja desprezada a contribuição do betão que envolve o perfil de aço;
- Vigas mistas de altura variável;
- Casos onde a resistência da viga é reduzida pela suscetibilidade a encurvadura lateral.

No Quadro 3.1 são apresentadas as percentagens de redução limite em função do valor inicial dos momentos, sendo tais percentagens dependentes da classe da secção transversal do elemento, do tipo de análise (fendilhada ou não fendilhada) e da classe do aço estrutural utilizado.

Quadro 3.1 – Redistribuições de momento fletor EN 1994-1-1 5.4.4

Classe da secção na zona de momentos negativos			1	2	3	4
Análise não fendilhada	Classe do aço	<i>S235, S275 ou S355</i>	40	30	20	10
		<i>S420 ou S460</i>	30	30	10	10
Análise fendilhada	Classe do aço	<i>S235, S275 ou S355</i>	25	15	10	0
		<i>S420 ou S460</i>	15	15	0	0

No caso de cargas concentradas elevadas ou no caso de vigas contínuas de vãos desiguais, pode ser interessante uma redistribuição dos momentos fletores positivos (meio vão) para a zona de momentos fletores negativos (apoios) (Calado, 2010). Em tais casos, e em elementos de Classes 1 ou 2, será possível aumentar o momento negativo máximo sem que esse aumento exceda 10% no caso de uma análise não fendilhada e 20% numa análise fendilhada.

Para secções de Classe 3 ou 4, os limites de redistribuição apresentados referem-se aos momentos fletores que se admite no cálculo serem aplicados ao elemento misto, sendo que no elemento metálico os momentos não podem ser redistribuídos.

3.4.2.6. Análise para estados limite de serviço

Par a avaliação dos estados limite de serviço (limitação de tensões, deformações, vibrações e fendilhação do betão) a norma EN 1994-1-1 indica que deve ser efetuada uma análise global elástica da estrutura.

A contabilização dos efeitos da fendilhação do betão pode ser tida em conta através dos métodos apresentados para estados limites últimos: Método geral, Métodos I ou Método II. No entanto, a aplicação do Método II (que recorre a uma análise não fendilhada) necessita da aplicação de uma redistribuição de momentos fletores, descrita na secção 7.3.1 (6) da EN 1994-1-1.

O processo que é válido para secções 1, 2 ou 3, consiste numa redistribuição do valor dos momentos fletores registados nos apoios internos das vigas mistas, nos casos onde a tensão de tração na fibra extrema do betão for superior a $1.5 f_{ctm}$. Para esses casos, deve multiplicar-se o momento fletor obtido, através de uma análise não fendilhada, por um fator de redução, f_1 (Figura 3.20), sendo os correspondentes aumentos aplicados nos tramos adjacentes. O fator deve ser obtido da seguinte forma:

- Curva A: tramos interiores, quando as cargas por unidade de comprimento em todos os vãos são iguais e os vãos não diferem mais de 25%;
- Curva B: restantes casos.

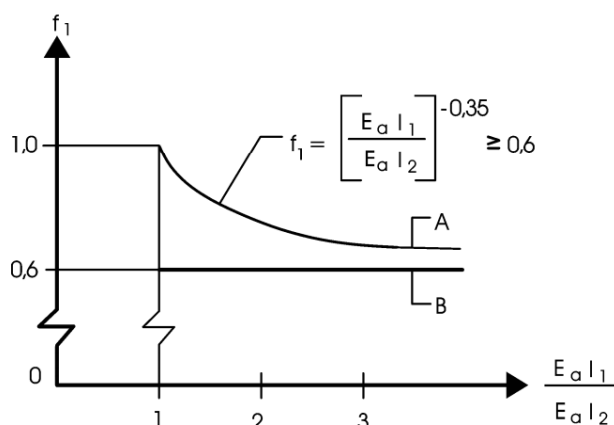


Figura 3.20 – Fatores de redução para os momentos fletores nos apoios (CEN, 2011)

A deformação de uma viga com continuidade nas duas extremidades pode ser estimada de forma simplificada partindo do comportamento de uma viga simplesmente apoiada. Para tal, pode-se recorrer à metodologia da BS5950 3.1 (BS, 1990b), secção 6.1.3.5:

$$\delta_c = \delta_0 \left[1 - 0.6 \left(\frac{M_1 + M_2}{M_0} \right) \right] \quad (3.10)$$

sendo:

δ_c – Deformação da viga mista tendo em conta o efeito de continuidade;

δ_0 – Deformação da viga analisada como um tramo simplesmente apoiada – rigidez de flexão não fendilhada $E_a I_1$;

M_0 – Momento fletor para a viga analisada como simplesmente apoiada;

M_1 – Momento fletor numa das extremidades da viga (extremidade esquerda);

M_2 – Momento fletor na outra das extremidades da viga (extremidade direita).

Partindo da metodologia simplificada acima apresentada, o efeito da fendilhação do betão em vigas contínuas, em que uma análise fendilhada através do Método II seja aplicada (subcapítulo 3.4.2.4), o efeito da fendilhação do betão pode ser traduzido introduzindo na equação o fator de correção f_1 . Para além disso, o efeito da plastificação do perfil metálico na deformação pode ainda ser tido em conta pela introdução do parâmetro f_2 , este exposto no subcapítulo 3.2. Deste modo, a equação (3.10) toma a seguinte configuração:

$$\delta_c = \delta_0 \left[1 - 0.6 f_1 f_2 \left(\frac{M_1 + M_2}{M_0} \right) \right] \quad (3.11)$$

Este procedimento pode ser bastante interessante para análises de vigas mistas contínuas, uma vez que permite efetuar os processos de análise com dispensa de modelos mais sofisticados onde o efeito da variação de rigidez de flexão da viga, proporcionada pela fendilhação do betão e *shear lag*, teriam que ser tidos em conta.

3.4.3. Efeito da fendilhação em vigas *slim-floor*

Como ponto de partida, há que referir que as metodologias simplificadas assim como as redistribuições de esforços apresentadas nos subcapítulos anteriores foram calibradas por programas experimentais e/ou numéricos tendo como base o sistema de viga mista convencional. Assim, para aplicações a vigas *slimfloor*, a única alternativa para a contabilização dos efeitos da fendilhação do betão é a aplicação do Método Geral, prescrito na cláusula 5.4.2.3 (2) da norma EN 1994-1-1.

No entanto, é de referir que pela elevada capacidade de rotação nas secções dos apoios em soluções *slimfloor* (conferida pelo confinamento proporcionado pelo betão ao elemento de aço), é de esperar que a aplicabilidade desta abordagem seja, não só possível, como possivelmente permita limites de redistribuição superiores comparativamente a soluções convencionais.

De facto, a não existência de estudos capazes de fornecer informação sobre as redistribuições de esforços em vigas *slimfloor*, segundo o Designers' Guide da EN 1994-1-1, é uma das razões para que esta tipologia de vigas não seja ainda abordada na regulamentação europeia (Anderson e Johnson, 2004).

Tal como foi apresentado, aquando da abordagem da largura efetiva do banzo de betão para soluções *slimfloor*, mesmo para momento positivo, a fendilhação do betão tem influência na rigidez de vigas simplesmente apoiadas, o que incrementa a complexidade de análise.

Sobre a contabilização dos efeitos da fendilhação, refira-se que na cláusula 5.4.2.3 (5) da EN 1994-1-1, estabelece-se que para vigas mistas parcialmente betonadas, a rigidez de flexão efetiva pode ser determinada usando uma inércia média entre a rigidez fendilhada e não fendilhada. Apesar de este poder ser um procedimento útil para estimativa da inércia efetiva da secção, existem estudos que comprovam que esta abordagem não fornece resultados satisfatórios em termos de rigidez da viga (Iliopoulos, 2005; Schäfer, 2007).

Estabelecendo uma analogia com outros tipos de estruturas, este fenómeno é vulgarmente retratado em vigas de betão armado. Dentro deste pensamento, foi proposta uma metodologia baseada na EN 1992-1-1 que permite contornar o problema para soluções *slimfloor* (Iliopoulos, 2015).

Para análise de tramos simplesmente apoiados, Iliopoulos (2015) propões que o método- ζ , previsto pela EN 1992-1-1 na cláusula 7.4.3, seja aplicado a vigas mistas *slimfloor*. Tal como referido anteriormente, a questão da fendilhação induzida por flexão positiva é mais pronunciada nos casos onde a base da lâmina de compressão se encontre numa posição baixa, como sucede em vigas mistas *slimfloor* com pavimentos maciços. De facto, em tais casos, a secção da viga, apesar de ser mista, assemelha-se em muito a uma secção de betão armado, pelo que a aplicação deste método se revela um procedimento bastante interessante.

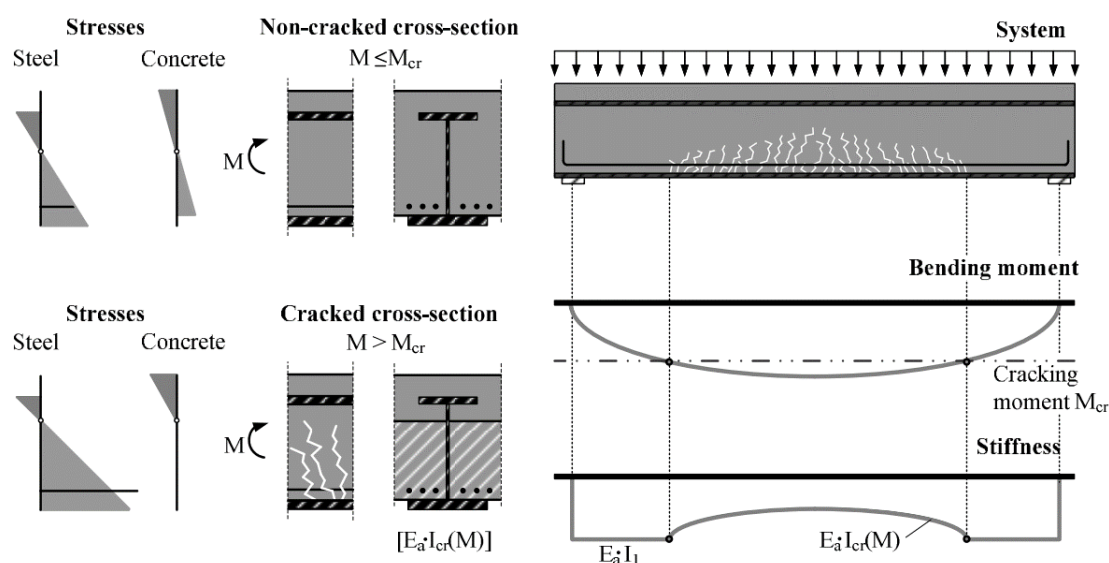


Figura 3.21 – Fendação e sua influência na rigidez de flexão de uma viga *Slimfloor* de um tramo simplesmente apoiado (Iliopoulos, 2015).

O procedimento exato para a determinação da deformada necessitaria de aplicação de metodologias complexas que representassem a variação da rigidez em função do momento atuante (como a integração da curvatura e do momento na viga ao longo do seu comprimento):

$$\delta_{eff} = \int_0^L k(x) M(x) dx \quad (3.12)$$

sendo,

$k(x)$ – Curvatura na secção à distância “x” do apoio;

$M(x)$ – Momento fletor na secção à distância “x” do apoio;

L – Comprimento do vão da viga.

O método- ζ , previsto pela EN 1992-1-1, permite resolver o problema através de uma interpolação entre a curvatura fendilhada (k_2) e não fendilhada (k_1), tendo com base a relação entre o momento instalado na secção e o momento que leva ao início da fendação da secção. Assim, a resolução do problema de integração ao longo do comprimento da viga é substituído por um procedimento mais acessível, que pode ser aplicado a casos correntes de forma expedita.

Assim, e ao abrigo da EN 1992, com o método método- ζ é possível determinar a curvatura, inércia ou deslocamento da viga da seguinte forma:

$$k_{eff} = \zeta k_2 + (1 - \zeta) k_1, \quad (3.13)$$

$$\delta_{eff} = \zeta \delta_2 + (1 - \zeta) \delta_1, \quad (3.14)$$

$$I_{eff} = \zeta \delta_2 + (1 - \zeta) \delta_1, \quad (3.15)$$

sendo:

k_{eff} – Curvatura real;

k_2 – Curvatura para o estado fendilhado;

k_1 – Curvatura para o estado não fendilhado;

δ_{eff} – Deformação real;

δ_2 – Deformação para o estado fendilhado;

δ_1 – Deformação para o estado não fendilhado;

I_{eff} – Inércia real;

I_2 – Inércia para o estado fendilhado;

I_1 – Inércia para o estado não fendilhado.

$\zeta = 1 - \beta * \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)$, com:

$\beta=0.5$ para cargas permanentes ou repetitivas, $\beta=1$ para cargas de curta duração;

M – Momento atuante na secção;

M_{cr} – Momento que origina o processo de fendilhação; dado por:

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} I_1}{h_c - c_1} \quad (3.16)$$

em que:

f_{ctm} – Resistência à tração do betão;

c_1 – Altura da lâmina de compressão de betão para o estado não fendilhado;

h_c – Altura da secção maciça de betão.

Reformulando, partindo da deformada no estado não fendilhado, a deformação pode ser obtida por:

$$\delta_{eff} = \zeta \alpha \delta_1 + (1 - \zeta) \delta_1 \leftrightarrow \delta_{eff} = \delta_1 [\alpha_I + (1 - \zeta)], \quad (3.17)$$

sendo:

$$\alpha_I = \frac{I_2}{I_1} \quad (3.18)$$

3.5. Influência da conexão de corte na análise de vigas mistas

Para uma análise elástica linear para estados limite último, segundo a norma EN 1994-1-1 na secção 5.4.1.1 (8), os efeitos da separação e do escorregamento ao nível das interfaces entre o betão e o aço podem ser desprezados nos casos em que tal conexão for concebida de acordo com a secção 6.6 da mesma norma.

Não havendo especificação para a aplicabilidade de soluções *slimfloor* na regulamentação europeia, pode-se considerar que desde que seja cumprido o grau de conexão mínimo, este critério pode ser considerado como válido para essas soluções.

Os efeitos da interação entre os elementos de aço e os elementos de betão para estados limite de serviço podem ser desprezados, para soluções convencionais com conectores tipo *stud*, para além dos casos onde se registre uma conexão total, quando:

- Cálculo da conexão for efetuado de acordo com a secção 6.6 da norma EN 1994 Parte 1.1 (CEN, 2004c);
- For utilizado um número de conectores não inferior a metade dos necessários para uma conexão total, ou os esforços resultantes de um comportamento elástico e atuantes nos conectores nos SLS não excedam P_{Rd} , sendo P_{Rd} o valor de cálculo da resistência ao corte de um conector;
- Nos casos de lajes mistas, as alturas das nervuras não ultrapassem 80mm.

Por outras palavras, sempre que o grau de conexão for superior a 0.5, não é necessário ter em conta os efeitos de uma conexão de corte parcial no elemento misto.

Para os outros casos, quando a conexão se situa entre 0.4 e 0.5, pode ser aplicada a abordagem da ENV 1994-1-1, onde a deformada é determinada tendo em conta o grau de conexão registado na viga. Essa abordagem considera ainda a influência do processo construtivo, nomeadamente se a viga é escorada ou não escorada. O procedimento é o seguinte - ENV 1994-1-1, 5.2.2 (6):

$$\delta_{\eta} = \delta_c + \alpha (\delta_a - \delta_c) (1 - \eta) \quad (3.19)$$

sendo:

δ_{η} – Deformação da viga mista em conexão parcial;

δ_a – Deformação da viga metálica, ou da viga mista com $\eta = 0$;

δ_c – Deformação da viga mista em conexão total;

$\alpha = 0.3$ para construção não escorada e $\alpha=0.5$ para construção escorada;

η – Grau de conexão.

Note-se que o procedimento descrito, que consta na ENV 1994-1-1, é idêntico ao procedimento presente na BS5950 3.1, secção 6.1.4 (BS, 1990b), sendo dedutível a razão por esta formulação surja com referência para soluções *slimfloor* nomeadamente nas publicações de Mullett *et al.* (1997), Mullett (1998) ou Mullett e Lawson (1999).

A incorporação direta na análise do efeito da deformabilidade da conexão de corte na deformação das vigas mistas é um procedimento demasiado complexo, não adequado a processos de dimensionamento correntes. No entanto, existem procedimentos em bibliografia que permitem a incorporação desses efeitos de uma forma viável em projeto de estruturas correntes. Assim, para os casos em que se pretenda ter em consideração a deformabilidade da conexão de corte, pode-se recorrer a uma metodologia que incorpora a deformabilidade da conexão na definição do coeficiente de homogeneização da secção (capítulo 3.6). O método traduz-se no seguinte (Hanswille, 2007; Schäfer, 2007):

$$n_{eff} = n \left(1 + \frac{\pi^2 E_c A_c}{L^2 c_L} \right) \quad (3.20)$$

sendo,

n_{eff} – Coeficiente de homogeneização efetivo, tendo em conta a rigidez da conexão de corte;

n – Coeficiente de homogeneização independente da rigidez da conexão de corte;

E_c – Módulo de elasticidade do betão;

A_c – Área não fendilhada do betão da secção transversal;

L – Comprimento do vão;

c_L – Rigidez da conexão de corte por unidade de comprimento (que pode ser obtida por ensaios push-out).

Para aplicações a soluções *slimfloor* a dificuldade de se aplicar o método traduz-se no facto de a área de betão fendilhado variar ao longo da viga (como se ilustra nas Figura 3.14 e a Figura 3.21).

Um procedimento correto implicaria um procedimento numérico que tivesse em conta a variação da área não fendilhada não longo da viga. No entanto, em termos práticos, esta precisão na análise não se revela relevante uma vez que o efeito de atrito, variação das propriedades dos materiais, entre outras questões, podem conduzir a resultados diferentes dos esperados através da dita solução mais correta (Iliopoulos, 2015). Assim, a simplificação de considerar a área A_c como a área de betão não fendilhado torna-se um procedimento apropriado, simplificando a análise e permitindo a incorporação de uma forma expedita do efeito da conexão de corte na análise de vigas mistas *slimfloor*. Este procedimento pode ser acoplado ao *método- ζ* , apresentado no subcapítulo 3.4.3, sendo que os bons resultados decorrentes da aplicação deste método são demonstrados por Iliopoulos (2015), tendo como comparação resultados experimentais de Seeber (1995) - Figura 3.22.

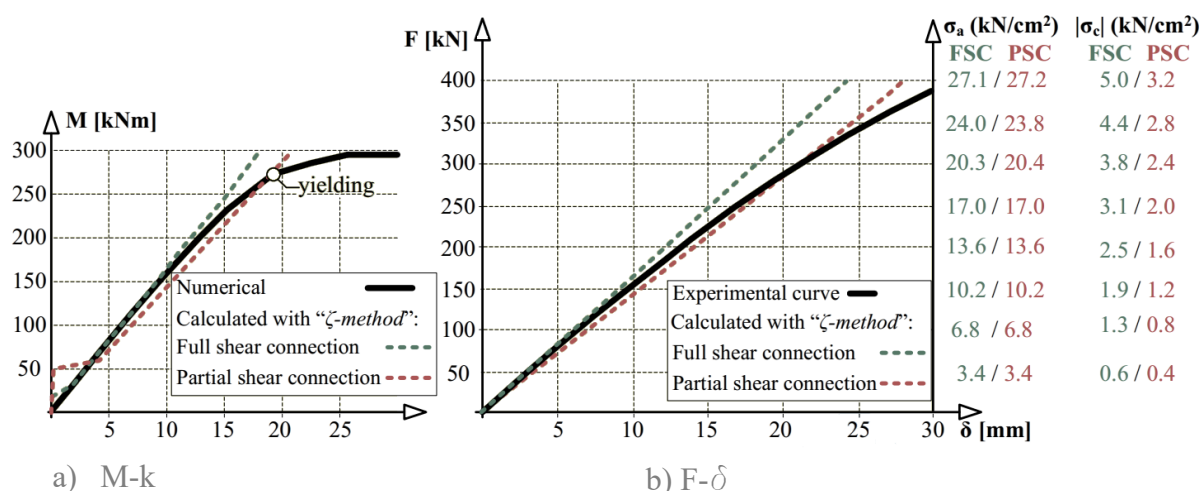


Figura 3.22 – Comparação de resultados entre ensaio experimental de Seeber (1995) e estudos numéricos e analíticos de Iliopoulos (2015).

3.6. Efeitos de fluência e retração do betão

Segundo a EN 1994-1-1, em vigas mistas convencionais, os efeitos da fluência do betão podem ser contabilizados através de uma incorporação dos seus efeitos no coeficiente de homogeneização da secção (n_L). Tais coeficientes (em função do tipo e da duração do carregamento) são obtidos pela equação (3.21).

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_L), \quad (3.21)$$

sendo:

n_0 – Coeficiente de homogeneização para as ações de curta duração - E_a/E_{cm} ;

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante para as ações de curta duração, de acordo com a norma EN 1992 -1-1, Quadro 3.1 ou Quadro 11.3.1;

φ_L – Coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ de acordo com a norma EN 1992 -1-1 na secção 3.1.4 ou 11.3.3, em função da idade (t) do betão na data considerada na análise e idade (t_0) na data do início do carregamento;

ψ_L – Coeficiente multiplicativo da fluência função do tipo de carregamento, devendo este ser tido como igual a 1.1 para ações permanentes, 0.55 para os efeitos primários e secundários da retração e 1.5 para o pré-esforço por deformações impostas.

Note-se que os coeficientes ψ_L , desenvolvidos por (Haensel, 1975), foram calibrados/deduzidos para aplicações exclusivas a vigas mistas convencionais.

Para a determinação do coeficiente de fluência, recomenda-se o recurso ao Anexo B1 da EN 1992-1-1, sendo o procedimento o seguinte:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) \quad (3.22)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{ctm}) \beta(t_0) \quad (3.23)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{ctm}) \beta(t_0) \quad (3.24)$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \quad , \text{ para } f_{ctm} \leq 35MPa \quad (3.25)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \quad , \text{ para } f_{ctm} > 35MPa \quad (3.26)$$

sendo:

RH – A humidade relativa do meio ambiente em %, que para ambientes interiores em edifícios pode ser admitida como de 40% (Simms e Hughes, 2011).

$$\beta(f_{ctm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{ctm}}} \quad (3.27)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} \quad (3.28)$$

$$h_0 = \frac{2 A_c}{u} \quad (3.29)$$

sendo:

A_c – Área da secção transversal do banzo de betão;

u – Parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente;

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(1 - t_0)}{(\beta_H) + t - t_0} \right]^{0.3} \quad (3.30)$$

t – Idade do betão, em dias para a data considerada;

t_0 – Idade do betão, em dias, à data do início de carregamento;

$(t - t_0)$ – Duração não corrigida do carregamento e dias;

β_H – Coeficiente que depende da humidade relativa (RH em %) e da espessura equivalente do elemento (h_0 em mm). Este pode ser estimado da seguinte forma:

$$\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1500 \quad , \text{ para } f_{ctm} \leq 35MPa \quad (3.31)$$

$$\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \quad , \text{ para } f_{ctm} \leq 35MPa \quad (3.32)$$

Os coeficientes α_1 , α_2 e α_3 , que têm em conta a influência do betão, são estimados da seguinte forma:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{ctm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{ctm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{ctm}} \right]^{0.5} \quad (3.33)$$

A influência do tipo de cimento no coeficiente de fluência do betão, poderá ser tida em conta corrigindo o valor de t_0 da seguinte forma:

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 \quad (3.34)$$

$t_{0,T}$ – Idade do betão, à data do carregamento, em dias, em função da temperatura de acordo com a equação (3.35).

O parâmetro α , que tem em conta o tipo de cimento deve ser obtido da seguinte forma:

Cimento da classe S: $\alpha = -1$

Cimento da classe N: $\alpha = 0$

Cimento da classe N: $\alpha = 1$.

A influência de temperaturas elevadas ou baixas, no intervalo de tempo entre 0 e 80°C, na maturidade do betão poderá ser considerada corrigindo a idade do betão de acordo com a seguinte equação:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13.65)} \Delta t_i \quad (3.35)$$

sendo,

t_T – Idade do betão corrigida em função da temperatura, que substitui t nas expressões correspondentes;

Δt_i – Número de dias em que se mantém a temperatura T.

Os conceitos expostos têm aplicação direta em vigas de edifícios para contemplar os seguintes casos:

- Aplicação de cargas de carácter permanente, nomeadamente o peso próprio dos materiais (chapa/painéis, viga metálica e betão curado) numa construção escorada. Nesses casos, o dia de retirada da escora pode ser entendido como o t_0 para o cálculo do efeito da fluência;
- Aplicação de restantes cargas permanentes, que são aplicadas na estrutura tendo o betão já um certo período de cura. Para esses casos, o t_0 deve ser considerado como o início de aplicação dessas cargas na estrutura;
- Contabilização, quando relevante, dos efeitos da retração.

Existe a possibilidade de, conservativamente, assumir que a influência da fluência é considerada como uma análise para tempo infinito. Para tais casos, a sua quantificação conduz à seguinte condição:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \quad (3.36)$$

O processo mais preciso, embora não represente uma diferença significativa, pode passar por assumir que os efeitos a longo prazo para a fluência são estimados para o final de vida útil da estrutura. Assim, para edificios correntes, para uma classe estrutural S4, a quantificação dos efeitos da fluência pode ser feito com um t de 18250 dias (50 anos).

Para ações permanentes exercidas sobre estruturas mistas betonadas por fases, poderá utilizar-se um valor médio de t_0 para a determinação do coeficiente de fluência. Este critério tem especial aplicabilidade em pontes, onde o processo de betonagem por fases é mais recorrente.

Como simplificação dos processos apresentados, em estruturas que a aplicação de uma análise de primeira ordem (geometricamente linear) seja adequada, que não se destinem a armazenamento assim como não sejam pré-esforçadas, os efeitos da fluência nas vigas mistas podem ser considerados utilizando um coeficiente de homogeneização único, quer para as ações de curta duração, quer para as de longa duração. Esse coeficiente de homogeneização n deve ser obtido com base num módulo de elasticidade efetivo do betão $E_{c,eff}$, sendo este considerado igual a $E_{cm}/2$ segundo a cláusula 5.4.2.2 (11) da norma EN 1994-1-1.

Este método agiliza em muito as verificações para estados limite de serviço por exemplo, uma vez que a sobreposição de efeitos com base em modelos com coeficientes de homogeneização distintos é evitada (nomeadamente para controlo de deformações e tensões em serviço).

Existe em bibliografia outras referências de metodologias aproximadas para contabilização dos efeitos de fluência em vigas mistas. Segundo Schleich (2000), o módulo de elasticidade para ações de longa duração pode ser considerado como $3 n_0$. O mesmo autor propõe também uma metodologia semelhante à da norma EN 1994-1-1, onde um coeficiente de homogeneização

único é aplicado a todas as ações, sendo que o mesmo é igualmente estimado com um $E_{c,eff} = E_{cm}/2$. Este valor é justificado pelo autor dado que raramente, em vigas de edificios correntes, a relação entre cargas permanente e sobrecargas excede a relação 3:1, sendo assim esta abordagem suficientemente aproximada.

A título complementar, apresenta-se uma metodologia prevista pela BS5950 3.1 (BS, 1990b), secção 4.1, onde um coeficiente de homogeneização equivalente com base na relação entre cargas permanentes e sobrecarga pode ser estimado:

$$\alpha_e = \alpha_s + pl (\alpha_l - \alpha_s) \quad (3.37)$$

sendo:

α_e – Coeficiente de homogeneização equivalente para ações de curta e longa duração;

α_s – Coeficiente de homogeneização para ações de longa duração;

α_l – Coeficiente de homogeneização para ações de curta duração;

pl – Proporção de carga da carga que tem carácter de permanente.

Para os casos onde se recorra a lajes pré-fabricadas, ou quando a aplicação do pré-esforço é efetuada antes da conexão de corte ser efetiva, deverão ser utilizados coeficientes de fluência e de retração a partir da data em que tal conexão se torna efetiva.

Sempre que a distribuição de momentos fletores for significativamente alterada pela fluência (por exemplo, em estruturas híbridas constituídas por vãos mistos e não mistos) devem considerar-se os efeitos hiperestáticos em função do tempo devidos à fluência, exceto no caso de uma análise global em relação ao estado limite último em que todas as secções são de Classe 1 ou 2. Para tais efeitos hiperestáticos, o coeficiente de homogeneização poderá ser determinado com um coeficiente multiplicativo de fluência ψ_L Igual a 0.55.

O coeficiente multiplicativo de fluência ψ_L , como referido anteriormente, foi estimado para os casos de vigas convencionais. Existe, no entanto, bibliografia onde surgem propostas de valores para este coeficiente em aplicações em vigas mistas embebidas em betão.

Iliopoulos propõe uma metodologia onde o coeficiente multiplicativo de fluência pode ser estimado como sendo função do tipo de ação, relação entre a inércia da secção mistas e a inércia da secção do perfil metálico e relação entre a área de aço e a área da secção mista (Iliopoulos, 2005).

Quadro 3.2 - ψ_p e ψ_s para aplicações em vigas mistas embebidas (Iliopoulos, 2005).

I_{st}/I_1	≤ 0.20	0.4	≥ 0.60
ψ_p	1.15	1.3	1.4
A_{st}/A_1	≤ 0.20	0.4	≥ 0.60
ψ_s	0.1	0.15	0.25

sendo,

I_{st}/I_1 – Relação entre a inércia do perfil metálico e da seção mista não fendilhada;

A_{st}/A_1 – Relação entre a área do perfil metálico e da seção mista não fendilhada;

ψ_p - Coeficiente multiplicativo de fluência para vigas mistas embebidas para cargas permanentes;

ψ_s - Coeficiente multiplicativo de fluência para vigas mistas embebidas para a retração;

A contabilização dos efeitos da retração deve ser feita de acordo com a norma EN 1992-1-1, EN 1994-1-1 e EN 1994-2, sendo que para a sua definição há que fazer a seguinte distinção nos tipos de retração existentes:

1. Retração autogénea (EN 1992-1-1, 3.1.4 (6)):

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.38)$$

sendo:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} \quad (3.39)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0.2*\sqrt{t})} \quad (3.40)$$

para um f_{ck} em MPa e t em dias.

2. Retração de secagem (EN 1992-1-1, Anexo B2):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (3.41)$$

sendo,

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[(220 + 110 \alpha_{ds1}) e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm,0}}\right)} \right] 10^{-6} \beta_{RH} \quad (3.42)$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3 \right] \quad (3.43)$$

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.44)$$

k_h – Coeficiente que depende do valor de h_0 de acordo com o Quadro 3.3;

Quadro 3.3 – Coeficiente k_h

h_0 [mm]	k_h
100	1
200	0.85
300	0.75
500	0.7

sendo por sua vez:

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{cm0} – Resistência média à compressão do betão, que deve ser tida como 10 MPa;

t – Instante para o qual se pretende determinar a extensão de retração;

t_s – Instante inicial que deve ser tido como 1 dia;

α_{ds1} e α_{ds2} – Parâmetros que dependem do tipo de cimento:

Quadro 3.4 - Coeficientes α_{ds1} e α_{ds2} (EN 1992-1-1, Anexo B2).

Tipo de cimento	α_{ds1}	α_{ds2}
S	3	0.13
N	4	0.12
R	6	0.11

3. Retração térmica (EN 1994-2):

Para os casos específicos de pontes, existe uma retração devido à diferença de temperatura entre o aço e o betão aquando da fase de betonagem. Esta extensão térmica deve ser aplicada ao mesmo tempo que a extensão de retração para curto prazo no caso das pontes. Normalmente é apenas usada para a definição das zonas fendilhadas e não fendilhadas assim como para controlar a abertura de fendas (Sétra, 2007). O valor especificado pelo norma é de:

$$\varepsilon_{th} = \alpha_{th}^c \Delta t \quad (3.45)$$

sendo que o valor recomendado para o Δt é de 20°C, e α_{th}^c é de 10^{-5} , o que resulta numa extensão de $\varepsilon_{th} 2 \cdot 10^{-4}$ (EN 1994-2, 7.4.1 (6)). No entanto, este valor é considerado elevado, existindo referência (Sétra, 2007) para aplicações práticas de um valor inferior de:

$$\varepsilon_{th} = \alpha_{th}^c \frac{\Delta t}{2} \quad (3.46)$$

Em alternativa aos valores calculados pela metodologia da EN 1992-1-1, é possível recorrer-se, para vigas de edifícios, às extensões previamente estabelecidas na EN 1994-1-1 no Anexo C. A justificação do fornecimento deste Anexo prende-se com o facto de, para alguns casos, a

metodologia da EN 1992-1-1 poder sobrestimar o efeito da retração em vigas de edifícios. Os valores indicados pelo referido Anexo são os indicados no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Extensões de retração por secagem para vigas mistas em edifícios

Tipo de betão	Extensão de retração de secagem
Betão de densidade normal	$\varepsilon_s = 325 \cdot 10^{-6}$
Betão leve	$\varepsilon_s = 500 \cdot 10^{-6}$

Partindo das extensões anteriormente descritas, quer por um processo rigoroso quer pelo processo simplificado, é possível estimar os efeitos das mesmas nos elementos estruturais da seguinte forma:

$$N_\varepsilon = \varepsilon_s \frac{E_{cm}}{n} A_c \quad (3.47)$$

$$M_\varepsilon = N_\varepsilon (d_{con} - c_s) \quad (3.48)$$

sendo:

ε_s – Extensão de retração;

n – Coeficiente de homogeneização a curto ou longo prazo para a retração, conforme o caso;

E_{cm} – Módulo de elasticidade do betão;

c_c – Posição do eixo neutro elástico da secção desde o topo do banzo de betão);

d_{con} – Posição dos dispositivos de conexão de corte desde o topo do banzo de betão; para soluções de vigas convencionais, visto que o conector se desenvolve numa altura significativa da laje de betão, a altura d_{con} pode ser admitida como meia altura do banzo de betão.

A determinação da deformação devido à retração pode ser feita da seguinte forma:

Sendo a curvatura da viga k_s , para um tramo simplesmente apoiado, devido à retração dada por:

$$k_s = \frac{\varepsilon_s (h_c + 2h_p + h_a)}{2(1 + n_s r) I_c} \quad (3.49)$$

sendo:

h_c – Altura maciça de betão da secção mista;

h_a – Altura do perfil metálico;

h_p – Altura da chapa colaborante;

I_c – Inércia da secção mista, tendo em conta o coeficiente de homogeneização apropriado para a ação da retração;

n_s – Coeficiente de homogeneização para a ação da retração;

r – Rácio entre a área de aço e de betão presentes na secção mista,

Obtendo-se a curvatura, deformação devida à retração pode ser estimada da seguinte forma:

$$\delta_s = \frac{k_s L^2}{8} \quad (3.50)$$

sendo:

L – Vão da viga.

Note-se que para os casos onde os conectores sejam aplicados numa posição abaixo do eixo neutro elástico ($d_{con} > c_c$), o efeito da retração tom um comportamento favorável para a análise da viga, contribuído para uma redução da flexa a longo prazo. Os estudos realizados por Kim *et al.*, (2004), Ju *et al.* (2009), Nardin e El Debs (2009 e 2012) apresentam alguns exemplos de conexão de corte onde a posição dos conectores permitiria explorar este efeito em vigas tipo *slimfloor*.

Para os casos onde seja aplicado betão leve, a cláusula 11.3.3 da EN 1992-1-1 especifica que se devem proceder às seguintes correções:

1. O Coeficiente de fluência φ deve ser multiplicado por um coeficiente de valor $(\rho/2200)^2$. Este critério traduz-se no facto de um betão leve, da classe de densidade 1,8, ter um coeficiente de fluência igual a 67% do valor correspondente a um betão normal de igual classe de resistência (Júlio, 2006).
2. Os valores finais da retração por secagem para betão leve podem ser obtidos multiplicando os valores para o betão de massa volúmica normal por um coeficiente η_2 :

$$\eta_2 = 1.5 \text{ para } < LC16/18 \quad (3.51)$$

$$\eta_2 = 1.2 \text{ para } < LC20/22 \quad (3.52)$$

Os efeitos da fluência e retração do betão poderão ser, no entanto, desprezados nas análises relativas à verificação dos ULS, que não sejam o de fadiga, para os elementos mistos que apresentam classes de secção 1 ou 2 e para os quais não seja necessário ter em conta a encurvadura lateral.

Para além do referido, nas zonas onde se considere que o betão se encontra fendilhado, não será necessário considerarem-se os efeitos isostáticos devidos à retração do betão no cálculo dos efeitos hiperestáticos.

Para além do referido, segundo a cláusula 3.1 (4) da EN 1994-1-1, para vigas mistas de edifícios, a extensão de retração autogénea pode ser desprezada para a determinação de tensões e deformações.

Existe bibliografia de referência que refere que a influência da retração por secagem só se torna de facto relevante para o dimensionamento ou análise de vigas mistas para os casos onde a relação entre o vão e a altura total da viga são superiores a 20 (Simms e Hughes, 2011). De facto, a EN 1994-1-1 na cláusula 7.3.1 (8) indica que os efeitos da retração na deformação das vigas apenas tem relevância se esse limite for ultrapassado.

Quadro 3.6 – Limite de vão, em função da altura da viga, para dispensa de incorporação da ação da retração na análise.

h_{viga} [m]	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9	0.95	1
L_{sh} [m]	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

Distingue-se que os efeitos isostáticos da retração decorrem da deformação imposta ao nível da secção transversal da peça, que induz uma distribuição autoequilibrada de tensões elásticas na secção. Sendo que a retração num modelo idealizado é impedida pelo sistema de conexão, gera-se na laje de betão uma força de restrição da deformação por retração igual a N_ϵ (equação (3.47)). À força axial acrescenta-se ainda o correspondente momento fletor M_ϵ (equação (3.48)).

O efeito hiperestático da retração ocorre se a estrutura for hiperstática, resultando de uma curvatura induzida que por sua vez provoca um diagrama de momentos flectores hiperestáticos na estrutura. Esse efeito gera um conjunto de reações de apoio autoequilibradas, sendo que o que o descrito anteriormente pretende realçar, é o facto de nas zonas fendilhadas, os momentos isostáticos podem não ser aplicados (Figura 3.23), uma vez que a fendilhação do betão nessas zonas (sobre os apoios no caso de vigas convencionais) permitiu a libertação desses mesmos efeitos.

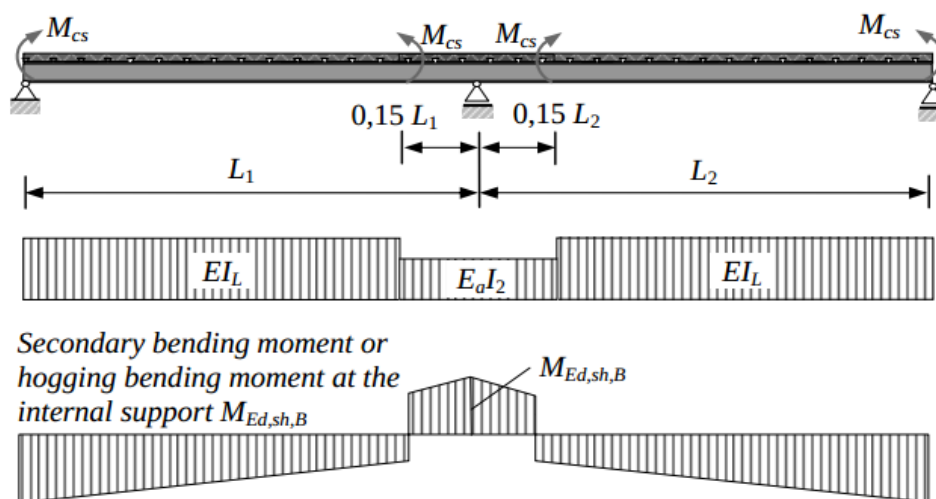


Figura 3.23 – Contabilização da retração em viga contínua para a obtenção dos efeitos hiperestáticos – fendilhação contabilizada por Método I (Dujmović *et al.*, 2015).

4. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS AÇO BETÃO

4.1. Generalidades

O dimensionamento de vigas mistas convencionais, bem como de vigas parcialmente embebidas em edifícios, passa por efetuar as seguintes verificações de segurança para os estados limites últimos e estados limites de serviço:

- Estados Limites Últimos (ULS):
 1. Resistência da secção à flexão;
 2. Resistência da secção transversal ao esforço transversal;
 3. Resistência à flexão com esforço transversal;
 4. Resistência e eficiência do sistema de conexão de corte;
 5. Resistência ao corte longitudinal;
 6. Verificação à encurvadura lateral em vigas mistas com continuidade;
 7. Verificações locais não específicas de vigas mistas, reproduzidas por cargas concentradas no plano da alma (de acordo essencialmente com a EN 1993-1-5).

Tendo em conta que as vigas de edifícios são geralmente constituídas por secções de classe 1 ou 2, a resistência à flexão das secções transversais é geralmente obtida através de análises plásticas, sendo que é neste domínio que será dada um maior detalhe no presente trabalho.

- Estados Limites de Serviço (SLS):
 1. Verificação do estado limite de deformação;
 2. Verificação de critérios de conforto em termos de vibração;
 3. Verificação de limite de tensões em serviço;
 4. Verificação da fendilhação do betão.

A verificação de segurança de vigas mistas convencionais em fase construtiva, resume-se à verificação da segurança à flexão das secções transversais da viga puramente metálica assim como à verificação da segurança à encurvadura lateral, incorporando a eventual presença de escoramentos temporários.

Note-se que usualmente a resistência ao esforço transversal da viga mista é efetuada contabilizando apenas a resistência da alma do perfil metálico, pelo que, em fase construtiva, a verificação desse critério não apresenta relevância. Para além do referido, e pelos mesmos motivos, a interação entre momento fletor e esforço transversal não se apresenta como relevante. Assim, as verificações em fase construtiva para vigas mistas convencionais resumem-se a:

- Resistência à flexão da secção metálica;
- Resistência à encurvadura lateral do elemento metálico.

Note-se que a verificação de um estado limite de deformação poderia ser apontado como uma verificação a realizar em fase construtiva, mas, visto que essa deformação é obrigatoriamente considerada para o controlo dos limites em fase definitiva, tal verificação pode ser omitida.

Para os casos de vigas mistas parcialmente embebidas, às verificações acima enunciadas, acresce o facto de a secção ficar sujeita a momento torsor (devido ao possível carregamento assimétrico – com excentricidade em relação ao centro de corte da viga metálica). Nestes casos, acrescentam as seguintes verificações:

- Resistência à torção não uniforme com flexão;
- Resistência à encurvadura do elemento sujeito a flexão e torção.

Para além do referido, há que proceder a algumas modificações nas verificações aos estados limites último, nomeadamente a contabilização do estado biaxial de tensão na alma e no banzo do perfil metálico, assim como incorporar a presença de tensões tangenciais decorrentes da torção na alma do perfil metálico para a verificação da resistência ao esforço transversal da secção.

4.2. Classe da secção transversal

Tanto para as verificações de segurança em fase construtiva como em fase definitiva, é necessário proceder à classificação das secções transversais dos elementos estruturais. Esta classificação tem como objetivo contabilizar a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma secção são influenciadas por fenómenos de encurvadura local das placas metálicas que constituem as secções transversais dos elementos (metálicos ou mistos). Para ter em conta estes efeitos são estabelecidas as seguintes classes de secção:

- Classe 1 – pode-se formar uma rótula plástica, com uma capacidade de rotação superior à mínima exigida para a utilização de métodos plásticos de análise;
- Classe 2 – é possível atingir o momento plástico mas que possui uma capacidade de rotação limitada;

- Classe 3 – a tensão na fibra extrema mais comprimida do elemento de aço, assumindo uma distribuição elástica, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas que o momento plástico poderá não ser atingido, devido à encurvadura local;
- Classe 4 – a encurvadura local impede que seja atingida a tensão de cedência nas zonas mais comprimidas da secção.

Devido aos comportamentos referidos, apenas em classes de secção 1 ou 2 é permitido aplicar um dimensionamento plástico, sendo que nas Classes 3 e 4 é obrigatório aplicar um dimensionamento elástico (com uma secção efetiva – reduzida – nos casos de classe 4).

A classificação das secções transversais metálicas é feita de acordo com a cláusula 5.6 da EN 1993-1-1, sendo que para secções mistas aço-betão, a mesma deve ser efetuada tendo ainda em conta o especificado na cláusula 5.5 da EN 1994-1-1.

Para a classificação das secções mistas devem ser utilizados os valores de cálculo da resistência dos materiais (excetuando os casos onde deverá ser considerada a interação entre esforços, nomeadamente entre o esforço transversal e o momento fletor), o betão tracionado deverá ser desprezado e a distribuição das tensões deverá ser calculada utilizando a totalidade da secção da alma e a largura efetiva dos banzos.

As principais diferenças na classificação de elementos mistos comparativamente a elementos metálicos estão relacionadas com o facto de os elementos de betão poderem servir para restringir os fenómenos de encurvadura local das placas de aço. Por outro lado, análise da secção como mista traduz-se num reposicionamento do eixo neutro (plástico ou elástico) comparativamente à secção metálica, havendo diferenças nos elementos que são ou não comprimidos ou, por outro lado, na parte desses elementos que são comprimidos.

Particularmente nos casos onde o betão fique fendilhado, a contribuição das armaduras presentes na laje pode (mediante algumas condições) ser considerada para a definição do eixo neutro da secção mista. Nos casos específicos de secções de classes 1 ou 2, essas armaduras apenas podem ser consideradas na classificação da secção se cumprirem duas condições:

- Aço de ductilidade B ou C, sendo tal classificação definida no Quadro C1 da norma EN 1992-1-1;
- Armadura mínima na largura efetiva do banzo de betão de acordo com o cláusula 5.5.1 da norma EN 1994-1-1:

$$A_s \geq \rho_s A_c = A_{s,req} \quad (4.1)$$

sendo:

$$\rho_s = \delta \frac{f_{yd} f_{ctm}}{235 f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (4.2)$$

A_c – Área efetiva do banzo de betão;

δ – Igual a 1 para secções de Classe 2 e igual a 1.1 nas secções de Classe 1;

f_{yd} – Valor nominal da tensão de cedência do aço estrutural (em MPa);

f_{sk} – Valor característico da tensão de cedência da armadura;

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c/(2z_0)} \quad (4.3)$$

h_c – Altura do banzo de betão excluindo qualquer esquadro ou nervura;

z_0 – Distância vertical entre os centros de gravidade do banzo de betão não fendilhado e da secção mista não fendilhada, utilizando no cálculo um coeficiente de homogeneização n_0 .

Estas imposições estão relacionadas com o facto de ser necessário garantir-se uma capacidade de rotação adequada na secção mista sem que a armadura colapse quando a laje de betão fendilha devido às tensões de tração na lâmina de betão.

Para a classificação de uma secção mista deve-se utilizar uma distribuição plástica de tensões, exceto para o limite entre as classes 3 e 4, nas quais deve ser aplicada uma distribuição elástica. No caso particular das almas dos perfis, a classe das mesmas depende da posição do eixo neutro da secção, estando este por sua vez dependente da distribuição de tensões (elástica ou plástica) que se utilizar, não sendo portanto óbvio qual a distribuição de tensões que se aplique quando se está no limite entre as Classes 2 e 3. Deste modo, para evitar uma classificação errada na alma, a norma EN 1994-1-1, mais precisamente na secção 5.5.1, indica que a classificação de almas até à Classe 3 deve ser efetuada com base numa distribuição plástica de tensões.

Sempre que os banzos de aço estão associadas a um banzo de betão respeitando as imposições de espaçamento de conetores tipo *stud* definidas na secção 6.6.5.5 da norma EN 1994-1-1, estes podem ser tidos como não suscetíveis de sofrerem fenómenos de encurvadura local. Assim, para vigas mistas convencionais em edifícios correntes, a classificação da secção mista prende-se essencialmente com a classe da alma em zonas de momento positivo e com a classe da alma e do banzo inferior para situações de momento negativo.

Nos casos em que a alma do perfil esteja envolvida em betão, e este estiver mecanicamente ligado à secção de aço de modo a impedir a encurvadura da alma, os limites das relações largura/espessura dos banzos são definidos pelo Quadro 5.2 da norma EN 1994-1-1.

Em vigas mistas parcialmente embebidas, o confinamento provocado pelo betão permite que a seção não seja suscetível de encurvar em fase definitiva para momento fletor positivo, sendo que nos casos de momento negativo, o banzo inferior (ou chapa) que não ficam totalmente envolvidos no betão, podem ser classificados como um banzo de uma peça mista em contacto com um elemento de betão (EN 1994-1-1 5.5.3).

Nos escassos casos em vigas de edifícios onde a secção transversal apresente classe 3, geralmente é devido à esbelteza da alma do perfil, sendo que os banzos apresentam classes mais baixas (1 ou 2). Visto que um dimensionamento elástico introduz uma complexidade acrescida na análise, existe uma metodologia simplificada que permite que mesmo nesses casos seja aplicado um dimensionamento plástico. Essa metodologia, especificada na EN 1993-1-1 na secção 6.2.2.4, usualmente designada por *método do buraco na alma*, consiste em assumir uma secção *efetiva* para a alma do perfil etálico que será posteriormente considerada para a resistência plástica da secção (Figura 4.1).

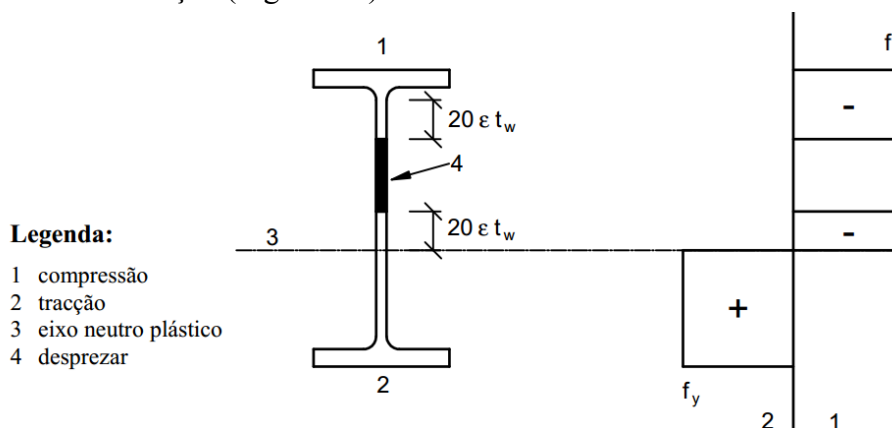


Figura 4.1 – Método do buraco na alma (adaptado de CEN, 2010b)

Em alternativa, segundo a cláusula 5.5.2 (12) da EN 1993-1-1, para os casos em que a contribuição da alma para a resistência à flexão seja desprezada, a classe da secção transversal pode ser exclusivamente definida com base na classe dos banzos do perfil metálico.

4.3. Características resistentes do aço estrutural

A capacidade resistente de cada uma das placas/componentes/chapas constituintes das secções transversais metálicas (essencialmente banzos e alma) devem ser estimadas de acordo com as especificações das normas EN 10025 e EN 1993-1-10.

A EN 10025 fornece as propriedades resistentes de placas de aço em função da sua espessura, sendo que, de uma maneira geral, sempre que uma placa/chapa tem uma espessura maior que 16 mm, a sua tensão de cedência é inferior à tensão de referência da classe do aço estrutural aplicado.

Dentro deste domínio surgem duas hipóteses para a contabilização destes efeitos: uma, mais simples, consiste em assumir que a tensão de cedência do elemento metálico é a menor das tensões de cedência obtidas para cada uma das placas/chapas constituintes da secção; uma outra mais rigorosa, menos conservativa mas mais trabalhosa, consiste em considerar uma tensão de cedência específica para cada uma das placas/chapas constituintes da secção.

A norma EN 1993-1-10 tem em conta critérios de rotura frágil e de fadiga nos elementos estruturais, tendo um impacto menor em estruturas de edifícios onde a temperatura é em geral controlada, assim como a relevância de ações cíclicas é, quase sempre, inexistente.

4.4. Características resistentes do betão estrutural

Para aplicações a vigas de edifícios, a EN 1994-1-1 na secção 3 especifica que apenas os betões com classes resistência superiores a C20/25 ou LC20/22 e inferiores a C60/75 e LC60/66 são abrangidos pela norma. As propriedades do betão de massa volúmica normal devem ser obtidos pela secção 3.1 da EN 1992-1-1 e para betão leve pela secção 11.3 da EN 1992-1-1.

4.5. Ações de dimensionamento

4.5.1. Ações de dimensionamento em fase construtiva

Para o dimensionamento das vigas metálicas em fase construtiva devem ser considerados os pesos próprios dos elementos estruturais metálicos (vigas, chapas colaborantes, conectores, etc.) assim como o peso do betão fresco (geralmente de densidade igual a $\gamma_{k,bet\tilde{a}o} + 1 \text{ kN/m}^3$, sendo $\gamma_{k,bet\tilde{a}o}$ a densidade característica do betão curado aplicado em kN/m^3).

Adicionalmente aos pesos próprios dos materiais referidos devem ser consideradas sobrecargas específicas para a fase construtiva de acordo com a norma EN 1991-1-6 (CEN, 2005).

Segundo a EN 1991-1-6, as ações variáveis para a fase construtiva devem ser as seguintes:

- *Sobrecarga construtiva*: 0.75 kN/m^2 ;
- *Sobrecarga construtiva adicional sob zona de trabalho*: 0.75 kN/m^2 numa área de $3 \times 3 \text{ m}^2$ (móvel de forma a traduzir o pior cenário de dimensionamento).

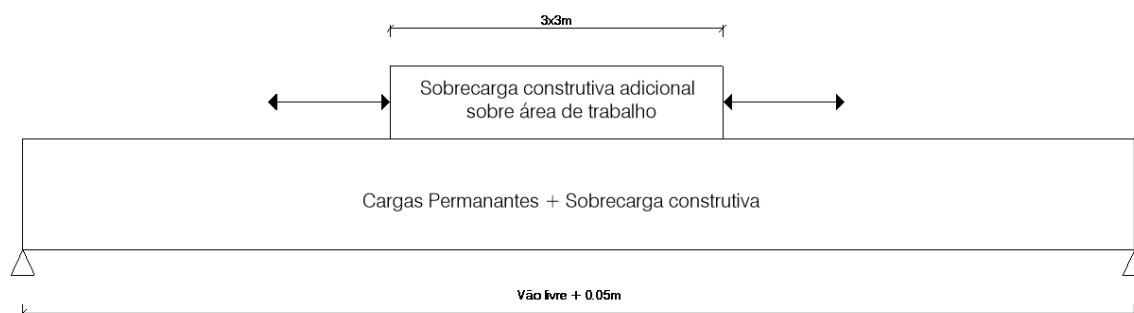


Figura 4.2 – Cargas de dimensionamento para a fase construtiva.

No entanto, para o dimensionamento de vigas metálicas, de acordo com a cláusula 4.11 da norma EN 1991-1-6, para os casos onde sejam asseguradas boas práticas de betonagem a carga adicional na área de $3 \times 3 \text{m}^2$ pode ser suprimida. Geralmente, na prática, são claramente especificadas nos elementos de projeto (desenhos e pelas escritas) medidas que permitam suprimir a ação adicional referida. As especificações podem ser, a título de exemplo, as seguintes:

- Equipa de operários junto a uma boca de betonagem deve ser limitada a 4 pessoas;
- Betão deve ser vertido a uma altura não superior a 80 cm da chapa colaborante;
- Não deve ser permitida a acumulação de grandes quantidades de betão junto à boca de betonagem, devendo o mesmo ser imediatamente reposicionado de acordo com as necessidades aquando da bombagem sobre a chapa.

O efeito *pounding* representa a quantidade de betão adicional que pode ser introduzida em betonagem, devido à deformabilidade do elemento estrutural, caso o nivelamento do piso seja efetuado aquando da sua betonagem. Apesar da EN 1994-1-1 não abordar especificamente este efeito para o caso das vigas, deve ser avaliada a sua relevância para cada caso, uma vez que pode causar um acréscimo considerável no peso próprio da laje.

Uma forma de evitar este efeito, nos casos seja possível, pode passar por especificar em projeto que a betonagem da laje deve ser controlada não pelo cumprimento de cotas altimétricas dos pisos mas sim pela espessura de betão sobre a chapa colaborante, sendo que posteriormente esse nivelamento é materializado com uma camada de material de densidade reduzida (de enchimento), minorando-se assim este efeito.

As ações permanentes e a ação variável apresentadas, devem ser combinadas segundo a EN 1990, podendo-se assim proceder à verificação da segurança da viga metálica. Devem ser estabelecidas combinações, de acordo com a referida norma, para a verificação dos estados limites específicos, tendo em atenção as disposições prescritas nas normas EN 1994-1-1, EN 1993-1-1 e EN 1992-1-1.

4.5.2. Ações de dimensionamento em fase construtiva: particularidades das soluções *slimfloor*

Comparativamente a vigas mistas convencionais, a grande diferença existente na definição das cargas de dimensionamento em fase definitiva para vigas mistas tipo *slimfloor* passa pelo facto de essas cargas serem transmitidas aos banzos inferiores do perfil metálico (ou à chapa de base soldada ao perfil). Devido a este facto, gera-se um momento torsor na viga durante a fase construtiva, sendo este naturalmente proporcional à descompensação de cargas entre o lado esquerdo e direito da mesma. Note-se que rigorosamente, este efeito pode existir em vigas convencionais, sendo que, no entanto, os seus efeitos, de carácter residual, têm uma influência negligenciável para a análise.

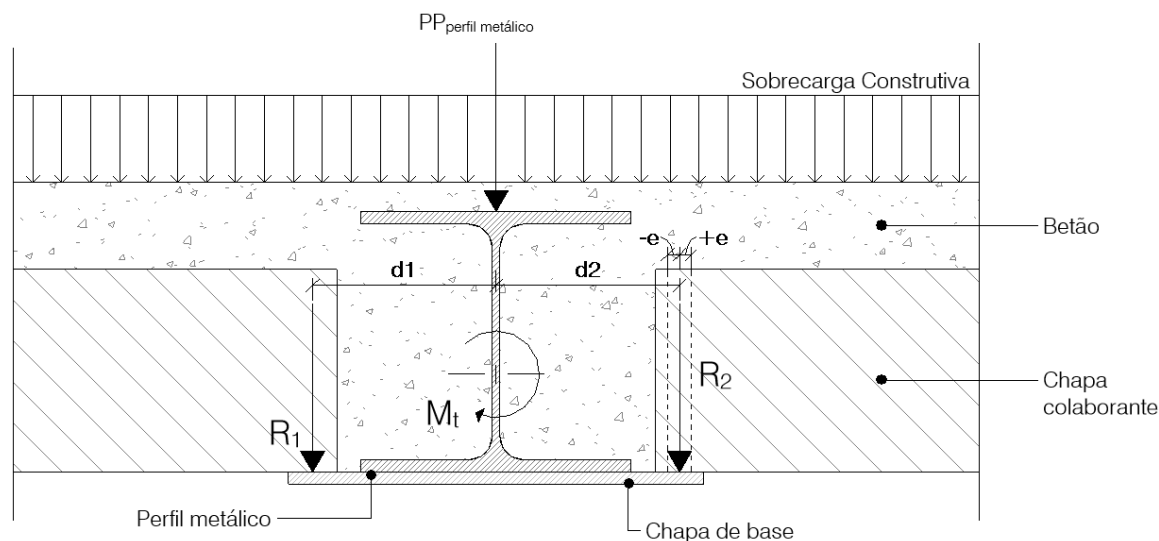
Devido ao exposto, para a verificação da segurança em fase construtiva em vigas *slimfloor* há que estabelecer dois casos de carga distintos:

1. Caso de carga que maximize o momento fletor longitudinal, sendo ainda contabilizada um torção residual por imprecisões de montagem;
2. Caso de carga que maximize o momento torsor na viga, uma vez que nem é sempre possível controlar o processo de betonagem da laje. Assume-se para dimensionamento o caso mais conservativo, onde apenas um dos lados da viga é betonado.

1. Caso de carga 1: máximo momento fletor longitudinal

Para o caso de carga 1 (Figura 4.3), a viga metálica deve ser carregada com o seu peso próprio, peso dos elementos de materialização do pavimento (chapa, painéis pré-fabricados, etc.) e o peso do betão fresco de ambos os lados.

Revela-se apropriado assumir que vai existir sempre, por imprecisões em fase construtiva, uma excentricidade residual no carregamento (25% de d_2 , por exemplo, como critério de projeto - Figura 4.3), uma vez que o posicionamento dos elementos de pavimento nunca ficam exatamente à mesma distância de um lado e do outro do centro de corte da viga metálica. Assim, indica-se com precaução o recurso a uma excentricidade residual como critério de projeto para a definição deste caso de carga.



$$R_1 = R_2 = 1.35 \times (PP_{\text{chapa}} + PP_{\text{betão fresco}}) + 1.5 \times \text{Sobrecarga construtiva}$$

$$M_t = R_2 \times (d_2 + e) - R_1 \times d_1$$

Figura 4.3 – Caso de carga para maximização do momento fletor longitudinal em vigas *slimfloor*.

2. Caso de carga 2: máximo momento torsor

De forma a não penalizar em demasia o dimensionamento, há que ser explícito em projeto para que os elementos de materialização do pavimento sejam aplicados de ambos os lados da viga antes da betonagem (caso corrente de uma chapa colaborante metálica).

Para os casos onde seja aplicada uma solução de pavimento com recurso a placas de betão pré fabricada, devido ao seu peso (que é mais significativo do que uma chapa metálica de pequena espessura), pode ser necessário procederem-se a outros procedimentos de instalação mais minuciosos, nomeadamente na definição de um limite na extensão “z” de aplicação dos painéis de um dos lados da viga para que o momento torsor e fletor atuantes não penalizem o seu dimensionamento (Figura 4.4).

Em casos correntes, onde o pavimento seja materializado com recurso a uma chapa metálica colaborante de pequena espessura, o caso de carga 2 consiste no seguinte: carregamento com o peso próprio da viga, peso da chapa metálica, e peso do betão fresco de um dos lados da viga.

Note-se que uma vez que o objetivo deste caso de carga é maximizar o momento torsor na viga, a ação da chapa metálica de pavimento do lado não betonado não deve ser majorada por $\gamma_g=1.35$, uma vez que que nesse caso a majoração da ação é não conservativa para a torção.

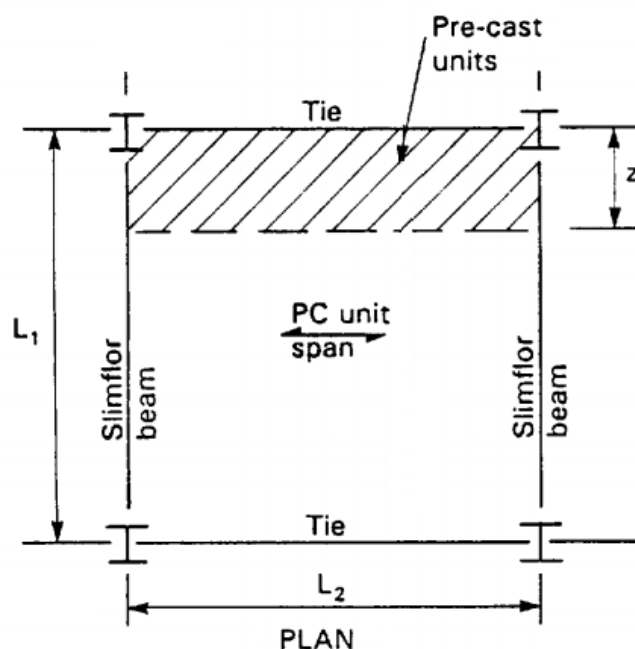


Figura 4.4 – Procedimento de instalação de painéis pré fabricados por fases (Mullett, 1992).

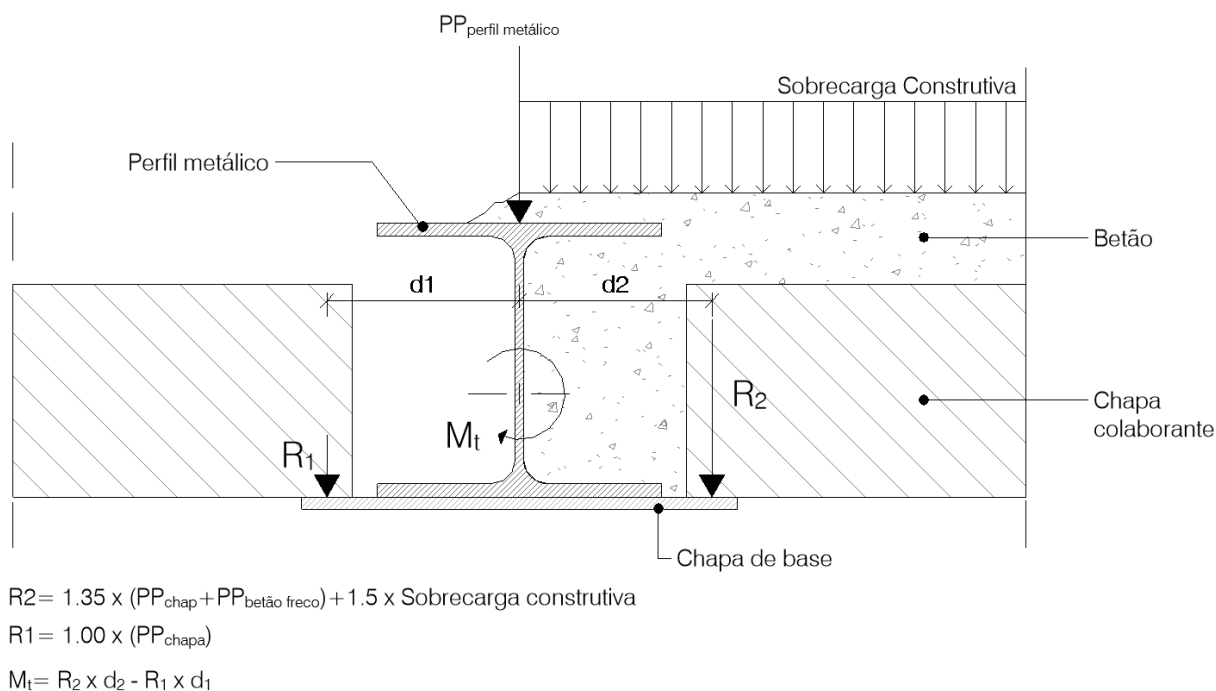


Figura 4.5 – Caso de carga para maior momento torsor, vigas slimfloor.

4.6. Ações de dimensionamento para fase de exploração

Tal como em qualquer outro elemento estrutural, segundo os Eurocódigos, as ações e combinações de ações devem ser estabelecidas segundo as normas EN 1990, EN 1991 e, no caso de vigas mistas, com as especificações fornecidas na EN 1994.

4.7. Dimensionamento de vigas mistas convencionais

4.7.1. Fase construtiva

4.7.1.1. Resistência da secção transversal à flexão

Assumindo-se que a viga não comporta esforços axiais, as verificações de capacidade resistente da secção transversal dos elementos metálicos em fase construtiva resume-se à verificação da resistência à flexão. Consoante a classe da secção, a verificação de segurança pode ser dentro do domínio elástico ou do domínio plástico.

O dimensionamento deve ser feito de acordo com a secção 6.2.5 da EN 1993-1-1.

Realça-se que as verificações de segurança devem ser efetuadas tendo em conta o referido no capítulo 4.3.

4.7.1.2. Verificação de segurança à encurvadura lateral

A verificação de segurança à encurvadura lateral da viga metálica deve ser efetuada de acordo com a secção 6.3.2 da EN 1993-1-1.

Em vigas mistas convencionais, para verificação à encurvadura lateral da viga metálica em fase construtiva, pode ser contabilizada a contribuição da chapa colaborante como elemento de travamento do banzo superior caso esta seja devidamente fixada ao mesmo. Essa fixação pode ser efetuada através da própria aplicação dos conectores (fixados através da chapa) ou por intermédio de pregos bala instalados em fase de colocação da chapa.

Segundo a EN 1993-1-1, um banzo de uma secção metálica ligado a uma chapa metálica pode ser considerado como eficazmente contraventado se a rigidez da chapa, por unidade de comprimento, respeitar a seguinte condição:

$$s \geq \frac{70}{h^2} \left(E I_w \frac{\pi^2}{L^2} + G I_T + 0.25 h^2 E I_z \frac{\pi^2}{L^2} \right) \quad (4.4)$$

sendo:

S – Rigidez mínima necessária para a chapa contraventar lateralmente o banzo da viga metálica;

L – Vão da viga;

I_w – Constante de empenamento da secção metálica da viga;

I_T – Inércia à torção da viga metálica;

I_z – Momento segundo o eixo principal de menor inércia;

E – Módulo de elasticidade do aço da viga;

G – Módulo de distorção do aço da viga;

h – Altura da viga.

Esclarece-se que este critério assume que a chapa é ligada ao banzo da viga a cada nervura da chapa, sendo que nos casos onde a fixação seja apenas de duas em duas nervuras, o requisito de rigidez deve ser multiplicado por 5 (EN 1993-1-1, BB.2.1 (1)).

A rigidez de uma chapa metálica pode ser estimada de acordo com a EN 1993-1-3, 10.1.1 (10) da seguinte forma:

$$s = 1000 \sqrt{t^3} (50 + 10^3 \sqrt{b_r}) \frac{s}{h_w} \quad (4.5)$$

sendo:

- t – Espessura da chapa em milímetros;
 b_r – Comprimento da chapa com as nervuras perpendiculares à viga em milímetros;
 s – Espaçamento dos elementos que fixam a chapa em milímetros;
 h_w – Altura da chapa metálica em milímetros.

Para os casos onde não se consiga cumprir a rigidez mínima, é possível contabilizar a restrição parcial proporcionada pela chapa metálica ao banzo da viga metálica utilizando a seguinte esbelteza normalizada para a encurvadura lateral (Lawson e Nethercot, 1985 apud Gardner, 2011):

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.6 \sqrt{\frac{n_p A f_y h_w^{1.5} p \xi}{E t^{2.5} b_r^2}} \quad (4.6)$$

- n_p – Número de vigas de suporte;
 A – Área da secção transversal da viga;
 ξ – Factor de correção que deve ser tido como 5 para parafusos/fixações em todas as nervuras da chapa e 15 para parafusos/fixações de duas em duas nervuras;
 p – Espaçamento das nervuras da chapa.

Destaca-se que chapas com as nervuras paralelas à viga não podem ser tidas como travamento ao banzo da viga metálica (Gardner, 2011).

4.7.2. Fase definitiva

4.7.2.1. Estados Limites Últimos

4.7.2.1.1. Resistência plástica à flexão: conexão total

A resistência à flexão do elemento misto pode ser efetuada através de uma análise plástica ou através de uma análise elástica, consoante a classe da secção transversal.

Numa análise plástica, caso mais corrente em vigas de edifícios, o dimensionamento é feito assumindo a plastificação de toda a secção transversal, tendo em conta a resistência de cálculo da lâmina de betão (ou das armaduras ordinárias) e do elemento metálico (de cedência no caso do aço e de rotura no caso do betão). Esse processo é abrangido pela cláusula 6.2.1 da norma EN 1994-1-1.

O processo assenta na determinação do eixo neutro plástico da secção, sendo este o eixo (que em flexão pura é horizontal) que faz a divisão entre a parte da secção que se encontra em compressão e em tração. Por outras palavras, este é o eixo que traduz um equilíbrio da secção

transversal (entre as trações e as compressões) para as resistências de cálculo do aço e do betão (ou no caso de flexão negativa, das armaduras ordinárias).

Enunciam-se os princípios básicos para o cálculo do momento plástico de uma secção mista aço betão:

- Existe uma conexão total entre o perfil de aço, as armaduras ordinárias e o betão (subcapítulo 4.7.2.1.5);
- A secção do perfil de aço (que pode ser reduzida por *shear lag*), resiste a uma tensão igual ao valor de cálculo da tensão de cedência do perfil metálico (em tração ou compressão);
- As armaduras longitudinais localizadas na secção efetiva do banzo de betão resistem a uma tensão igual ao valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras. Geralmente, por simplicidade, as armaduras à compressão não são contabilizadas;
- A secção efetiva de betão resiste a uma tensão de rotura à compressão de 0.85 do valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão $0.85 f_{cd}$, valor este que é considerado contante em toda a altura da secção transversal entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida do betão.

O valor de 0.85, que difere do valor unitário de α_{cc} fornecido pela EN 1992-1-1 para betão de densidade normal, tem em conta efeitos como as diferenças entre as resistências cilíndricas do betão e as resistências que o betão apresenta no elemento estrutural, assim como efeitos de longa duração, presença de um gradiente de tensões na secção e diferenças nas condições de apoio do betão (Johnson, 1994).

- Para os casos de recurso a betão leve, a resistência de cálculo do betão deve ser obtida com recurso ao capítulo 11 da norma EN 1992-1-1, sendo que a diferença assenta no facto de o valor de α_{cc} não tomar um valor unitário mas sim de 0.85. Deste modo, para o caso de betão leve, as resistências de cálculo do betão à compressão para a aplicação numa viga mista é a seguinte:

$$f_{lcd,composite} = 0.85 \alpha_{lcc} \frac{f_{lck}}{\gamma_c} \quad (4.7)$$

sendo,

$\alpha_{lcc} = 0.85$;

f_{lck} – Resistência característica à compressão do betão leve – Quadro 11.3.1 da EN 1992-1-1.

γ_c – Coeficiente parcial de segurança do betão igual a 1.5.

- O betão à tração é desprezado para o cálculo. Nos casos de momento positivo, dependendo da posição do eixo neutro plástico, a secção da lâmina maciça de betão pode ter que ser reduzida devido a este critério;

- Nos casos em que a direção das nervuras da chapa colaborante coincida com a direção do eixo longitudinal da viga, segundo a EN 1994-1-1 (4), a área de chapa colaborante contida no banzo efetivo de betão pode ser considerada para o cálculo, com uma tensão igual à sua tensão de cálculo de cedência. Geralmente, esta contribuição é desprezada;
- A chapa colaborante em compressão é desprezada;
- Para os casos de recurso a laje colaborante, para altura do banzo de betão, deve ser considerada apenas a parte maciça, desprezando a altura das nervuras.

Pelo referido equilíbrio da secção, dependendo da sua geometria e das propriedades resistentes dos seus materiais, o eixo neutro plástico pode-se localizar nas seguintes posições:

- Banzo de betão;
- Banzo superior;
- Raio superior;
- Alma;
- Raio inferior (menos usual);
- Banzo inferior (menos usual);
- Possível chapa soldada sob o banzo inferior (menos usual).

O rigor da contabilização dos banzos pode, no entanto, ser ignorado, não sendo direto se essa simplificação é ou não conservativa, uma vez que esta apesar de diminuir a resistência do perfil metálico, altera ainda a posição do eixo neutro da secção. Para além do referido, a definição de uma tensão resistente na zona do raio segundo a espessura não se revela um procedimento simples, pelo que, por estas razões, a sua contribuição é geralmente desprezada.

Excluindo processos de cálculo precisos e pouco práticos do ponto de vista de projeto, podem ser adotadas metodologias simplificadas para ter em conta a contribuição dos raios na resistência plástica da secção: espessura equivalente da alma tendo em conta a área dos raios ou ainda transformando o raio num retângulo equivalente que traduzam no elemento metálico as mesmas propriedades geométricas da secção original, sendo que a tensão de cedência do raio pode ser considerada como a menor das placas constituintes da secção (aproximadamente).

Para a descrição do processo de cálculo do momento plástico resistente é necessária a introdução de alguns conceitos/variáveis básicos(as) necessárias para o efeito.

Essas variáveis são as seguintes:

F_i – Força resistente da componente i do aço, obtida pelo produto da área dessa componente multiplicada pela sua tensão de cedência (de acordo com a sua espessura);

$F_{c,f}$ – Força resistente do banzo efetivo de betão, obtida pelo produto da área do banzo efetivo de betão (produto da altura maciça de betão pela sua largura efetiva) pela tensão de rotura de cálculo do mesmo igual a $0.85 f_{(l)cd}$;

F_s – Força resistente das armaduras ordinárias presentes na largura efetiva do banzo de betão;

A_i – Área do elemento metálico i ;

$f_{y,i}$ – Tensão de cedência de cálculo, segundo a norma EN 10025, para o elemento metálico i .

Tendo em conta os conceitos básicos referidos, as componentes de força da secção mista são definidas da seguinte forma:

- Força resistente do banzo de betão: $F_{c,f} = A_c 0.85 f_{cd}$, sendo $A_c = h_c b_{eff}$, e h_c a altura maciça do banzo de betão;
- Força resistente do raio superior: $F_{r,1} = A_{r,1} f_{y,r,1}$;
- Força resistente da alma: $F_w = A_w f_{y,w}$
- Força resistente do raio inferior: $F_{r,2} = A_{r,2} f_{y,r,2}$;
- Força resistente da chapa soldada sob o banzo inferior: $F_p = A_p f_{y,p}$.

Com os valores das forças acima enunciadas, a posição do eixo neutro plástico pode ser previamente identificada por comparação entre as resistências das várias componentes da seguinte forma:

1. Momento fletor positivo:

- Eixo neutro no banzo de betão:

$$F_{c,f} \geq F_{b,1} + F_{r,1} + F_w + F_{r,2} + F_{b,2} + F_p \quad (4.8)$$

- Eixo neutro no banzo superior:

$$F_{c,f} + F_{b,1} \geq F_{r,1} + F_w + F_{r,2} + F_{b,2} + F_p \wedge F_c < F_{b,1} + F_{r,1} + F_w + F_{r,2} + F_{b,2} + F_p \quad (4.9)$$

- Eixo neutro no raio superior:

$$F_{c,f} + F_{b,1} + F_{r,1} \geq F_w + F_{r,2} + F_{b,2} + F_p \wedge F_c + F_{b,1} < F_{r,1} + F_w + F_{r,2} + F_{b,2} + F_p \quad (4.10)$$

- Eixo neutro na alma:

$$F_{c,f} + F_{b,1} + F_{r,1} + F_w \geq F_{r,2} + F_{b,2} + F_p \wedge F_c + F_{b,1} + F_{r,1} < F_w + F_{r,2} + F_{b,2} + F_p \quad (4.11)$$

- Eixo neutro no raio inferior:

$$F_{c,f} + F_{b,1} + F_{r,1} + F_w + F_{r,2} \geq F_{b,2} + F_p \wedge F_c + F_{b,1} + F_{r,1} + F_w < F_{r,2} + F_{b,2} + F_p \quad (4.12)$$

- Eixo neutro no banzo inferior;

$$F_{c,f} + F_{b,1} + F_{r,1} + F_w + F_{r,2} + F_{b,2} \geq F_p \wedge F_c + F_{b,1} + F_{r,1} + F_w + F_{r,2} < F_{b,2} + F_p \quad (4.13)$$

- Eixo neutro na chapa sob o banzo inferior

$$F_{c,f} + F_{b,1} + F_{r,1} + F_w + F_{r,2} + F_{b,2} > F_p \quad (4.14)$$

Partindo da localização do eixo neutro encontrada pelas condições apresentadas anteriormente (por verificação de uma das condições apresentadas nas expressões (4.8) a (4.14)), é possível proceder com o cálculo da sua posição exata na secção do mesmo.

Tendo em conta a altura do subelemento onde se estimou que o eixo neutro plástico se situa (altura do banzo de betão ou espessura do banzo metálico, etc.), é possível estabelecer uma equação, através da introdução de uma incógnita “ x ”, que distingue a parte tracionada da parte comprimida desse mesmo subelemento. Por equilíbrio da secção transversal, pode ser encontrada a posição do eixo neutro da secção mista.

$$\sum F_{compressão} = \sum F_{tração} \quad (4.15)$$

A título de exemplo apresenta-se o processo de cálculo do momento plástico positivo da secção mista para o caso do eixo neutro se situar na alma do perfil metálico. A posição do eixo neutro é encontrada da seguinte forma:

$$F_{c,f} + F_{b,1} + F_{r,1} + F_{w,c} = F_{w,t} + F_{r,2} + F_{b,2} + F_p \quad (4.16)$$

sendo:

$$F_{w,c} = x f_{y,w}, \quad (4.17)$$

$$F_{w,t} = (h_{w,d} - x) f_{y,w}. \quad (4.18)$$

Pela resolução da equação é possível obter a posição do eixo neutro plástico com o valor do termo “ x ”, podendo assim ser calculado o momento fletor plástico da secção mista.

Sobre este procedimento, alerta-se ainda que para aços estruturais de elevada resistência, das classes S420 ou S460 segundo a EN 10025, deve ser feita uma correção no momento fletor plástico resistente de acordo com o subcapítulo 6.2.1.2 (2). Esta correção deve-se a prevenção de esmagamento prematuro do banzo de betão que pode surgir antes que a secção metálica possa plastificar, estando comprovado que esse efeito pode ser desprezado apenas para aços com classe superior ao S355 segundo a EN 10025 (Anderson e Johnson, 2004).

Alternativamente ao processo analítico apresentado, a posição do eixo neutro pode ser encontrada recorrendo a um processo iterativo onde a posição do eixo neutro é variada até a condição da equação (4.15) seja satisfeita.

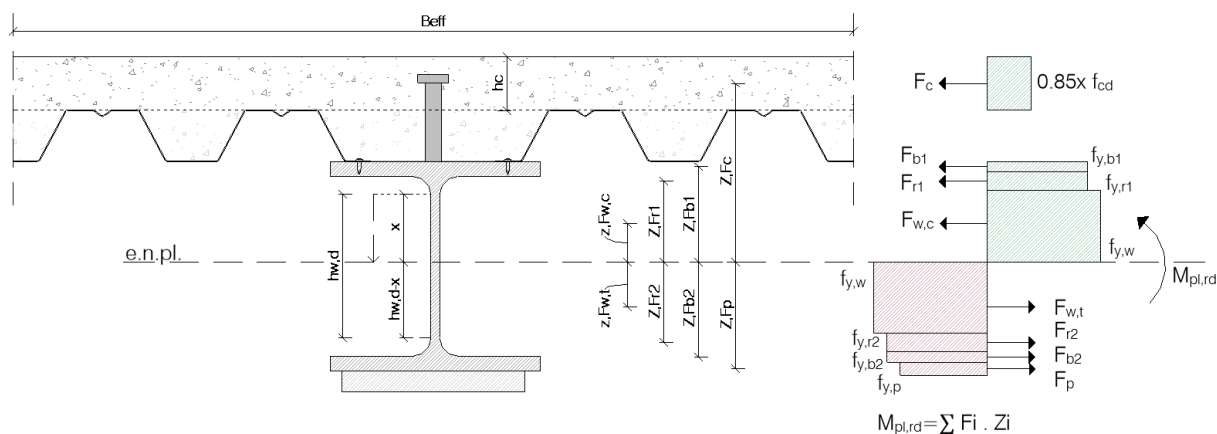


Figura 4.6 – Procedimento de cálculo do momento plástico da secção mista no caso do eixo neutro se situar na alma (betão de densidade normal).

2. Momento fletor negativo:

O procedimento para momento negativo é, em tudo, idêntico ao procedimento apresentado para momento fletor positivo. Realça-se apenas que, tal como referido, visto que o banzo de betão fica sujeito a tração, devem ser consideradas as armaduras presentes na largura efetiva de sobre o apoio do banzo de betão, sendo a resistência do betão desprezada. Assim, o termo $F_{c,f}$ é substituído por F_s nas equações anteriores, sendo F_s a força de cálculo resultante das armaduras ordinárias presentes na largura efetiva do banzo de betão.

$$F_s = A_s f_{sd} \quad (4.19)$$

sendo:

A_s – Área de armadura ordinária no banzo efetivo de betão;

f_{sd} – Tensão de cedência de cálculo para as armaduras ordinárias.

Em Calado e Santos (2010) são fornecidas formulações para a determinação do momento plástico resistente para algumas das posições do eixo neutro plástico supra apresentadas. No entanto, refira-se que os conceitos base para a sua conceção são inteiramente os apresentados neste subcapítulo.

4.7.2.1.2. Resistência elástica à flexão

O cálculo do momento fletor resistente elástico deve ser efetuado segundo a cláusula 6.2.1.5 da EN 1994-1-1, sendo que consoante a classe da secção seja 3 ou 4, devem ser utilizadas as propriedades brutas ou efetivas (estas últimas segundo a EN 1993-1-5), respetivamente, da secção transversal para esse processo (incorporando de igual forma a largura efetiva do banzo de betão).

Devem ser tidas em conta, dentro dos princípios anteriormente exposto, as tensões resultantes das ações que apenas solicitam o elemento de aço (provenientes da fase construtiva), devendo a estas serem acrescentadas as tensões que solicitam o elemento misto.

Assim, o momento resistente elástico da secção mista deve ser obtido por sobreposições de efeitos, tendo em conta todas as fases de carregamento no elemento metálico e no elemento misto, com modelos apropriados que representem devidamente os efeitos diferidos da fluência para cada uma dessas fases. Partindo-se desse estado de tensão, é possível determinar-se o momento fletor resistente elástico da seguinte forma:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} \quad (4.20)$$

sendo:

$M_{el,Rd}$ – Momento resistente elástico da secção mista;

$M_{a,Ed}$ – Momento atuante no elemento metálico;

k – Menor coeficiente que conduz a um dos limites de tensão nos materiais presentes na secção (valores de cálculo da tensão de cedência do aço estrutural ou valor de cálculo – em secção mista – do betão à rotura);

$M_{c,Ed}$ – Momento atuante na secção mista;

Em alternativa, a determinação do momento fletor resistente elástico pode ser efetuado considerando o efeito da fluência de uma forma simplificada através de um coeficiente de homogeneização efetivo ($E_{c,eff}$ – subcapítulo 3.6) ou ainda com recurso à metodologia da BS5950 3.1 (BS, 1990b), secção 4.1, para a determinação de um coeficiente de homogeneização efetivo com base na relação entre cargas permanentes e variáveis – equação (3.37).

Note-se que apesar de geralmente o dimensionamento elástico ser requerido nas secções expostas a momentos negativos, onde a inércia da secção se assume como não dependente de efeitos diferidos da fluência, é necessário tê-los em conta na análise global das vigas para as zonas de momento fletor positivo, afetando assim os esforços e, conseqüentemente, as tensões nas fibras da secção sobre o apoio.

Mesmo em vigas não escoradas, vão sempre existir cargas com carácter permanente atuantes no elemento misto, como são os casos de acabamentos, paredes divisórias, etc., pelo que o recurso a um coeficiente de homogeneização de curto prazo (n_0) pode não se revelar apropriado. O processo correto passa por avaliar as tensões em duas fases: tempo infinito (contabilizando o efeito da fluência e retração a longo prazo) e a curto prazo (data da aplicação das restantes cargas permanentes, para a definição dos efeitos diferidos da fluência e da retração).

A metodologia traduzida na equação (4.20) deve ser entendida como um procedimento a aplicar nas fibras críticas na secção transversal da viga, conseguindo-se assim avaliar para que fibra se encontra um coeficiente k menor.

Tendo em conta o caso ilustrativo de uma viga não escorada sujeita a momento fletor negativo apresentada na Figura 4.7, detalha-se o processo para a determinação do parâmetro k para a definição do momento elástico resistente.

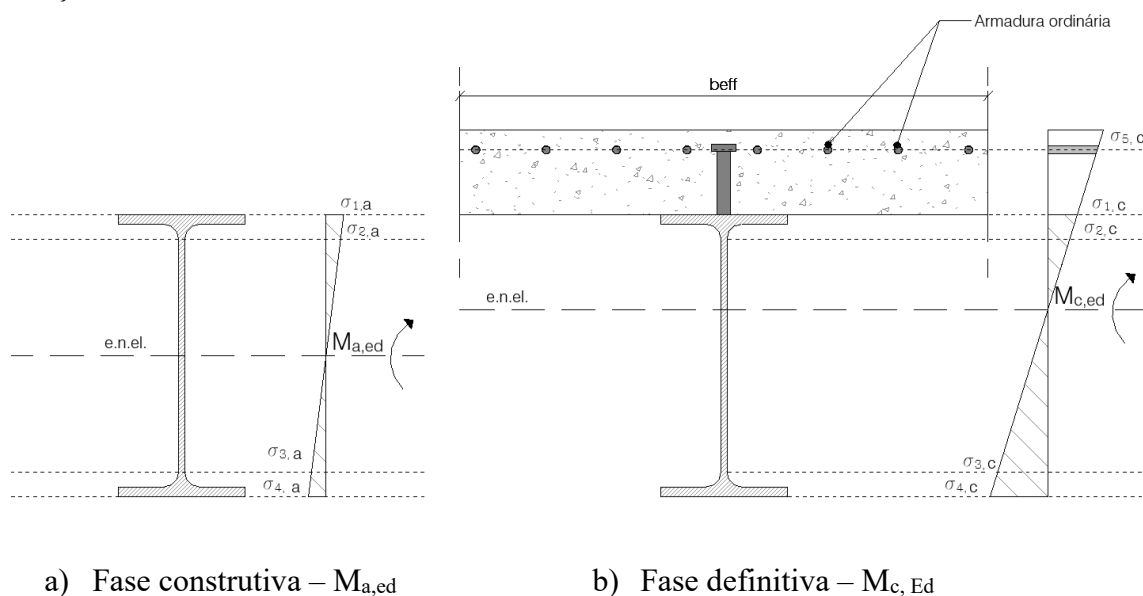


Figura 4.7 – Procedimento de cálculo do momento resistente elástico da secção mista para momento fletor negativo.

$$f_{y,b1} = \sigma_{1,a} + k_1 \sigma_{1,c} \quad (4.21)$$

$$f_{y,w} = \sigma_{2,a} + k_2 \sigma_{2,c} \quad (4.22)$$

$$f_{y,w} = \sigma_{3,a} + k_3 \sigma_{3,c} \quad (4.23)$$

$$f_{y,w} = \sigma_{3,a} + k_3 \sigma_{3,c} \quad (4.24)$$

$$f_{y,b2} = \sigma_{4,a} + k_4 \sigma_{4,c} \quad (4.25)$$

$$f_{sd} = \sigma_{5,a} + k_4 \sigma_{4,c} \quad (4.26)$$

sendo:

$$k = \min(k_i) \quad (4.27)$$

$\sigma_{i,a}$ – Tensão registada na fibra i devido ao momento atuante na viga puramente metálica;

$\sigma_{i,c}$ - Tensão registada na fibra i devido ao momento atuante na viga mista;

Acrescentando-se que:

$M_{a,Ed}$ – Momento atuante na secção metálica devido às cargas permanentes e tendo em conta o faseamento construtivo;

$M_{c,Ed}$ – Momento atuante na secção mista devido à sobrecarga, por exemplo, ou devido às restantes cargas permanentes, sobrecarga e retração quer por sobreposição de efeitos ou devido a um módulo de elasticidade efetivo aproximado. É importante realçar que o $M_{c,Ed}$ não pode ter incluído o carregamento associado apenas ao perfil metálico.

Nos casos onde sejam necessárias metodologias rigorosas para a verificação de segurança da secção, por exemplo em pontes, a análise mais simples passa por sobrepor as tensões nas várias fibras da secção, devidas aos modelos representante de cada tipo de carregamento (e com os efeitos diferidos da fluência a eles associados), comparando-se, no final do processo, se essa sobreposição de efeitos não ultrapassa os limites de tensões de cálculo dos materiais.

4.7.2.1.3. Resistência ao esforço transversal

Em vigas de edifícios, a verificação ao esforço transversal é efetuada, geralmente, desprezando a contribuição da laje de betão. Assim, a resistência ao esforço transversal numa viga mista num edifício é assegurada pela resistência da alma do perfil metálico, sendo essa resistência calculada de acordo com a EN 1993-1-1 6.2.6:

A EN 1994-1-1 ainda indica que pode, no entanto, ser tida em conta a contribuição da laje para a resistência ao esforço transversal desde que esta seja devidamente justificada. Para casos correntes, essa contribuição é em geral negligenciada

A verificação da resistência da alma metálica deve ainda ter em conta a possibilidade de encurvadura por esforço transversal. A verificação de dispensa desta análise é apresentada na cláusula 6.2.6 (6) da EN 1993-1-1. Para os casos onde não se dispensa a encurvadura da alma devido ao esforço transversal, é necessário proceder-se à aplicação da metodologia da secção 5 da EN 1993-1-5.

4.7.2.1.4. Resistência à flexão com esforço transverso

A interação entre o esforços transverso e o momento fletor resistente na secção mista deve ser tida em conta nos casos onde o esforço transverso atuante ultrapasse metade da resistência obtida quer pela EN 1993-1-1 6.2.6 (6), quer pela EN 1995-1-5 secção 5, no caso de classes 1 ou 2, pode ser obtido reduzindo a tensão de cedência da alma do elemento estrutural da seguinte forma:

$$f_{y,w,M+V} = (1 - \rho) f_{yw} \quad (4.28)$$

sendo:

$f_{y,w,M+V}$ – Tensão de cedência da alma do perfil metálico para a alma, tendo em conta o a interação do esforço transverso com o momento;

f_{yw} – Tensão de cedência da alma do perfil metálico;

$$\rho = (2 \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1)^2 \quad (4.29)$$

V_{Ed} – Esforço transverso atuante;

V_{Rd} – Esforço transverso resistente de acordo com EN 1993-1-1 cláusula 6.2.6 (6) ou EN 1995-1-5 cláusula 5.

Nos casos de cálculo elástico, a verificação da interação entre os dois esforços deve ser efetuada com base no capítulo 7.1 da EN 1993-1-5 e na cláusula 6.2.2.4 (3) da EN 1994-1-1.

4.7.2.1.5. Conexão de corte: conceito e implicações na análise

A conexão de corte, como anteriormente introduzido, é responsável pela ligação do elemento de betão com o elemento de aço que, restringindo ou limitando deslocamento relativo entre os mesmos, permite que ambos os materiais trabalhem solidariamente de modo a serem projetados como partes de um mesmo elemento estrutural (Calado e Santos, 2010).

A conexão de corte é necessária como resposta às forças de escorregamento que se desenvolvem na interface de contacto entre os dois materiais. Essas forças têm origem nas tensões tangenciais resultantes do esforço transverso a que a peça está sujeita.

Pelo princípio da reciprocidade das tensões tangenciais (τ) em facetas ortogonais (Figura 4.8a), as forças de corte existem quer no plano da secção transversal da peça quer na direção perpendicular. Na Figura 4.8b é representado o esforço de corte num plano “abcd” numa secção

retangular de largura b , altura h e desenvolvimento longitudinal dz sujeita a flexão simples. O seu valor é obtido pela equação (4.30).

$$dE = \frac{VS}{I_x} dz \quad (4.30)$$

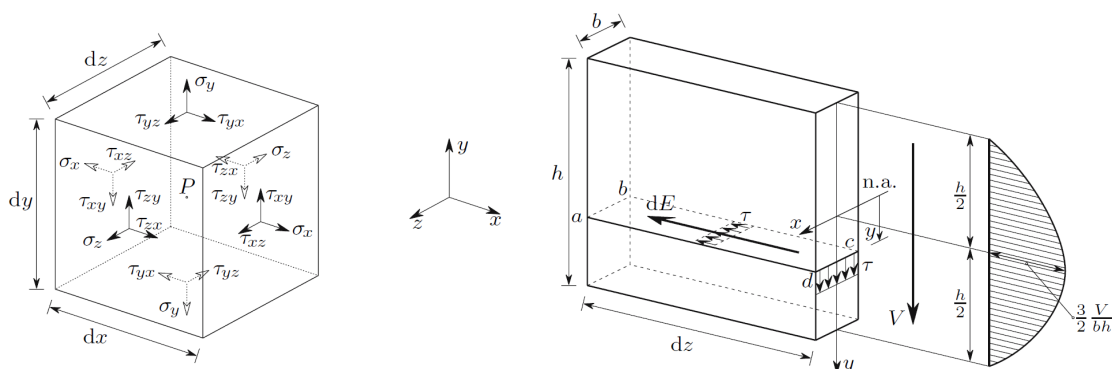
sendo:

V – Esforço transverso;

S – Momento estático em relação ao eixo neutro, de uma ou outra parte da secção, limitada pela posição na secção transversal da peça onde se pretende obter o esforço de corte; para o caso de vigas mistas convencionais, é o momento estático do banzo de betão segundo o eixo neutro;

I_x – Momento de inércia da secção em relação ao eixo x , não fendilhado, contabilizando a fluência coerente com cada caso de carga (Sétra, 2007);

$n.a.$ – Eixo neutro elástico da secção transversal.



a) Princípio da reciprocidade de tensões tangenciais em facetas ortogonais

b) Desenvolvimento do esforço de corte em secção retangular

Figura 4.8 – Desenvolvimento do esforço de escorregamento (Dias da Silva, 1999).

A introdução de conectores mecânicos de corte promove a transmissão do referido esforço de escorregamento entre os dois materiais (aço e betão) de uma forma eficaz, contrariando a ineficiência do atrito entre os dois materiais para soluções de vigas mistas convencionais.

Para além dessa função, o mecanismo de conexão de corte deve ser capaz de resistir a forças de levantamento, geralmente admitindo-se que essa capacidade representa 10% da capacidade necessária para o escorregamento (EN 1994-1-1 6.6.1.1 (8)). A verificação desta capacidade, salvo casos excepcionais, para os conectores tipo stud que cumpram as restrições geométricas especificadas na secção 6.6.5.7 da EN 1994-1-1, é dispensável (EN 1994-1-1, 6.6.1.1 (9)).

Dependendo da eficiência da conexão de corte, o grau de conexão na viga mista pode ser nulo (elemento não misto), parcial ou total (ver Figura 4.9). Segundo a norma EN 1994-1-1 6.1.1 (7), para que um grau de conexão seja considerado como total, um aumento dos conectores de corte não poderá aumentar a resistência à flexão do elemento misto, caso contrário, o grau de conexão deve ser tido como parcial.

Em termos práticos, os conceitos de conexão “parcial” ou “total” apenas têm significado para os casos onde as verificações da resistência das secções transversais são efetuadas através de uma análise plástica (secções de classe 1 ou 2 para o vão em análise – EN 1994-1-1 6.1.1 (7); (Anderson e Johnson, 2004), uma vez que para secções transversais de classe 3 ou 4, o dimensionamento do mecanismo de conexão de corte deve ser efetuado com base no esforço de escorregamento devido ao esforço transversal registado no elemento – equação (4.30) – não fazendo sentido assim a definição de existência de uma interação parcial entre os materiais.

Nos casos de uma análise plástica, sendo admitida a plastificação dos materiais presentes na secção transversal, é mobilizada na interface entre os dois materiais a força de escorregamento necessária para a mobilização dessa mesma plastificação.

O conceito de conexão “total” ou “parcial” surge assim, para vigas com secções de classe 1 ou 2, consoante a capacidade da conexão de corte seja suficiente para dar resposta à força de escorregamento que permita a plastificação da secção transversal. Em termos objetivos, essa força é tida como a menor entre a força necessária para plastificar o elemento de betão ou o elemento de aço:

$$F_{\eta=1} = \min(F_a; F_{c,f}) \quad (4.31)$$

sendo:

$F_{\eta=1}$ – Força necessária na conexão de corte para conexão total – na prática é $F_{c,f}$;

F_a – Força mobilizada pela plastificação do perfil metálico:

$$F_a = \sum_i F_i \quad (\text{de acordo com subcapítulo 4.7.2.1.1}) \quad (4.32)$$

$F_{c,f}$ – Força mobilizada pela plastificação do banzo de betão, de acordo com subcapítulo 4.7.2.1.1).

Dentro desta definição, surge o conceito de grau de conexão (η), traduzido pela relação entre capacidade de resistência da conexão de corte ($F_{s,c}$) e a menor força entre as componente de aço e de betão da secção transversal – força necessária para conexão total: $F_{\eta=1}$. Para valores de η maiores ou igual à unidade, a conexão é total.

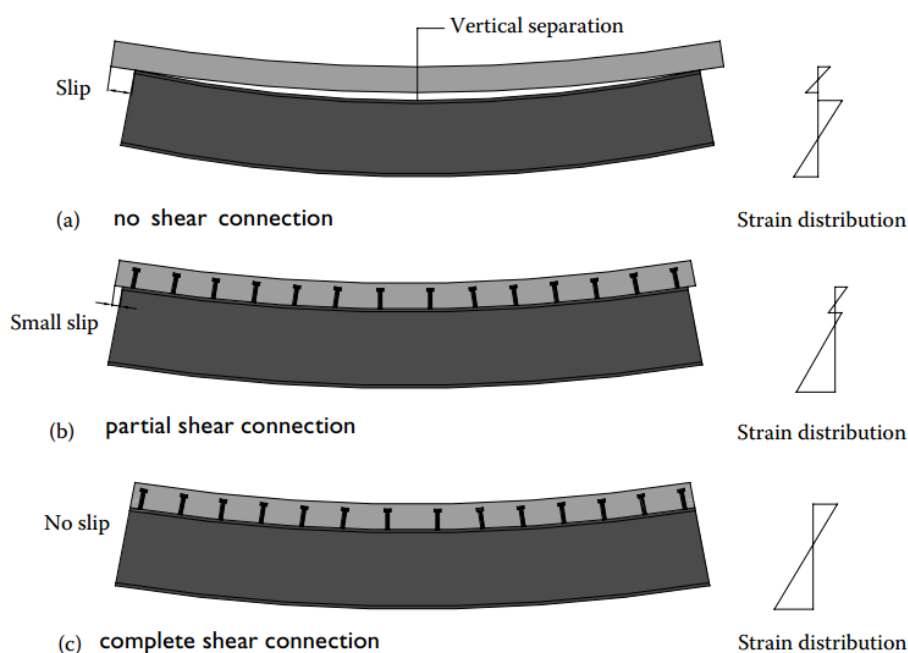


Figura 4.9 – Comportamento de viga mista em: a) conexão nula; b) conexão parcial; c) conexão total (adaptado de Liang, 2015).

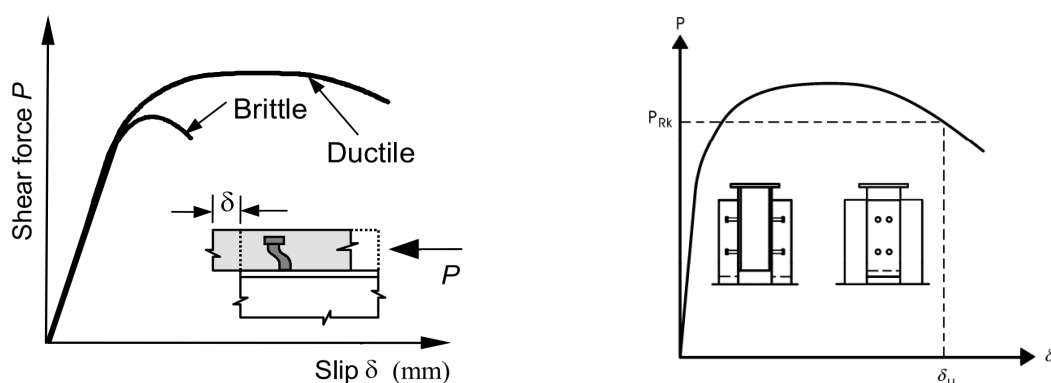
$$\eta = \frac{F_{s,c}}{F} \quad \eta=1 \quad (4.33)$$

O recurso a conexão parcial em vigas mistas é apenas permitido em zonas onde o banzo de betão esteja em compressão (EN 1994-1-1 6.2.1.3 (1)), sendo, portanto, associado a uma utilização parcial do betão comprimido na largura efetiva de betão e nunca das armaduras ordinárias presentes nessa mesma largura efetiva.

Esta restrição está relacionada com as seguintes particularidades (Anderson e Johnson, 2004):

- A conexão de corte deve permitir a plastificação das armaduras ordinárias presentes na largura efetiva do banzo de betão – EN 1994-1-1 6.2.1.3 (2);
- O momento fletor pode ser maior que o previsto, uma vez que o betão pode não ter fendilhado ainda, ou por causa do fenómeno de *tension stiffening*;
- A resistência das armaduras podem ser superiores às de cálculo;
- Estudos experimentais comprovaram que as armaduras apresentavam incrementos de resistência proporcionadas pelo endurecimento do aço;
- As regras de dimensionamento para a encurvadura lateral de vigas mistas não contemplam o caso de conexão parcial.

Um outro aspeto que afeta a análise da conexão de corte é o tipo de comportamento dos conectores. Estes, podem ser classificados como rígidos (apresentando um comportamento de rotura frágil) ou flexíveis (apresentando um comportamento de rotura dúctil). Esta classificação tem por base a relação entre a força de corte longitudinal registada no conector (P) e o deslocamento relativo entre a secção de aço e a secção de betão (δ) - Figura 4.10. Note-se que esta classificação estará diretamente relacionada com as características dos conectores, sendo que segundo a EN 1994-1-1 6.6.1.1 (5), para um conector ser considerado dúctil, a sua o valor característico da sua capacidade de escorregamento for de, pelo menos, de 6 mm (δ_{uk} - Anexo B.2 da EN 1994-1-1).



a) Rotura frágil: conector rígido; Rotura dúctil: conector dúctil/flexível. b) Obtenção do valor de δ_u e P_{Rk} através do ensaio *push-out*.

Figura 4.10 - a) adaptado de Patrick (2004); b) Anexo B.2 da EN 1994-1-1 (CEN, 2011).

Os métodos de dimensionamento plásticos para secções transversais de vigas mistas apenas são permitidos com aplicações de conectores dúcteis, como são o caso dos conectores tipo *stud* que respeitem as condições geométricas especificadas pela EN 1994-1-1 6.6 assim como os limites grau de conexão especificados em seguida.

Para os casos de conectores não dúcteis, a resistência da secção transversal deve ser obtida com base num dimensionamento elástico ou não-linear, EN 1994-1-1 6.2.1.5 e EN 1994-1-1 6.2.1.4, respetivamente.

A EN 1994-1-1 6.6.2.1, especifica que com a aplicação de conectores *stud* dúcteis, estes podem ser espaçados uniformemente entre secções críticas adjacentes se:

- Todas as secções do tramo em análise forem de classe 1 ou 2;
- O grau de conexão (η) satisfaz os limites indicados no 6.6.1.2 da EN 1994-1-1;

- O momento plástico resistente da secção mista não ultrapassa 2.5 vezes o momento plástico resistente da secção do perfil metálico.

Segundo a EN 1994-1-1 6.6.1.2 (1), os conectores *stud* são considerados dúcteis para os seguintes limites de grau de conexão (passíveis de serem aplicados nos casos onde o banzo de betão é comprimido) - Figura 4.11.

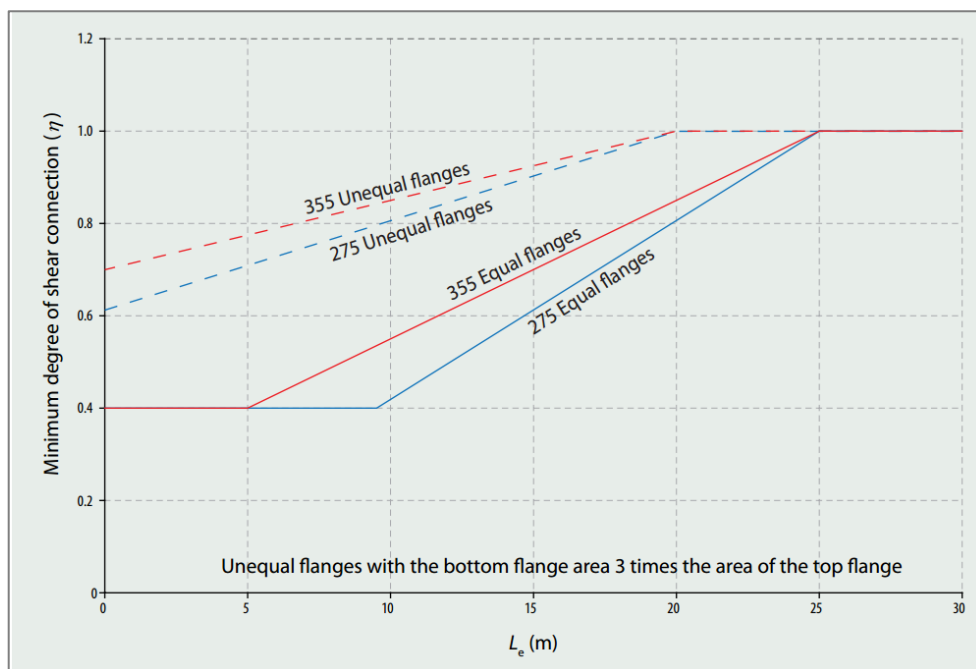


Figura 4.11 – Limites de conexão parcial para conectores *stud* dúcteis (Simms e Hughes, 2011).

- Para secções I ou H de banzos iguais:

$$L_e \leq 25: \eta > 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) (0.75 - 0.03 L_e) \wedge \eta \geq 0.4; L_e > 25: \eta \geq 1 \quad (4.34)$$

- Para secções I ou H com um banzo superior igual a três vezes a área do banzo superior:

$$L_e \leq 20: \eta > 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) (0.30 - 0.015 L_e) \wedge \eta \geq 0.4; L_e > 20: \eta \geq 1 \quad (4.35)$$

Para os casos de relações de banzos intermédios pode-se recorrer a uma interpolação linear.

Para além do referido, os conectores podem ser tidos como dúcteis num domínio mais alargado caso espeitem as seguintes condições (EN 1994-1-1 6.6.1.2 (3) - Figura 4.12):

- Os pernos tenham um comprimento total após soldadura não inferior a 76mm e uma espiga de diâmetro de 19 mm;
- A secção de aço é um perfil em I ou H (laminado ou soldado);
- A laje de betão é mista com as nervuras da chapa dispostas perpendicularmente à viga;
- Cada nervura tem um conector na sua concavidade ou, em alternativa, em ambos os lados da nervura; oposto um ao outro, ao longo do vão da viga;
- Chapas em que a sua altura não ultrapassam 60 mm e em que a relação entre a largura da base da nervura e a altura da chapa seja de pelo menos de dois;
- O momento fletor resistente é calculado com base na metodologia simplificada com recurso uma relação linear entre o momento do aço e o momento plástico misto (EN 1994-1-1 6.2.1.3 (3)).

Nesses casos, pode-se recorrer aos seguintes limites;

$$L_e \leq 25: \eta > 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) (1 - 0.04L_e) \wedge \eta \geq 0.4; L_e > 25: \eta \geq 1 \quad (4.36)$$

Os limites de conexão parcial apresentados pela EN 1994-1-1 para a classificação do comportamento dos conectores *stud* poder ser tido como dúctil não faz distinção entre uma construção escorada ou não escorada, sendo que para os casos de uma construção não escorada, esses limites tendem a apresentar valores mais baixos (Figura 4.13 - Simms e Hughes, 2011).

Simms e Hughes (2011) indicam a possibilidade de se recorrerem a limites alternativos para vigas não escoradas que satisfaçam as seguintes condições:

- Diâmetro dos conectores não é menor que 16 mm e não maior que 25 mm;
- Altura total do perno não é menor que quatro vezes o seu diâmetro;
- As cargas de dimensionamento não são superiores a 9 kN/m² ($\gamma_q q_k$).

Nesses casos, e para vigas metálicas em I ou H com banzos iguais, os limites de conexão de corte podem ser tidos como os seguintes (Figura 4.13):

$$L_e \leq 25: \eta > 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) (0.802 - 0.029L_e) \wedge \eta \geq 0.4 \quad (4.37)$$

Para vigas mistas com perfil metálico de banzos desiguais, devem ser utilizados os critérios especificados na EN 1994-1-1 6.6.1.2.

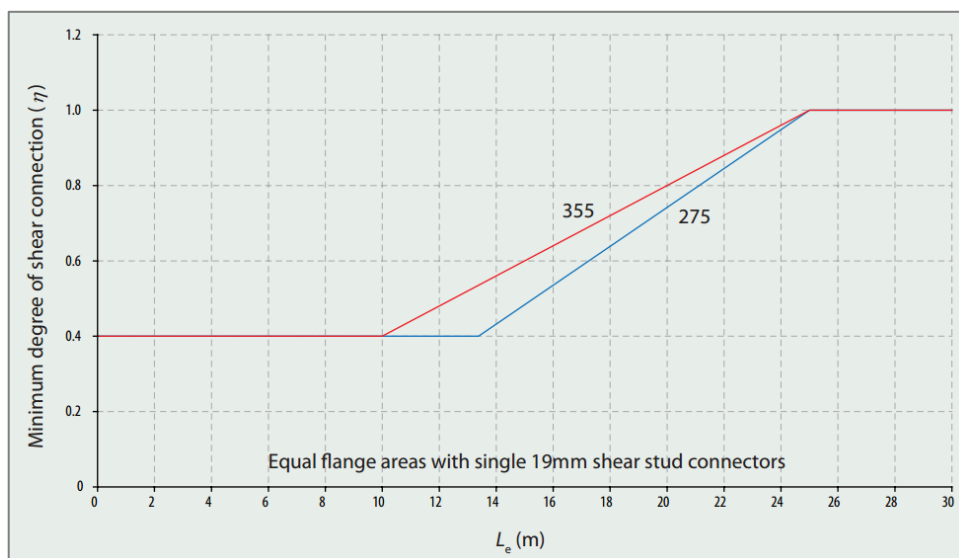


Figura 4.12 – Limites de conexão parcial para conectores *stud* dúcteis – domínio alargado, (Simms e Hughes, 2011).

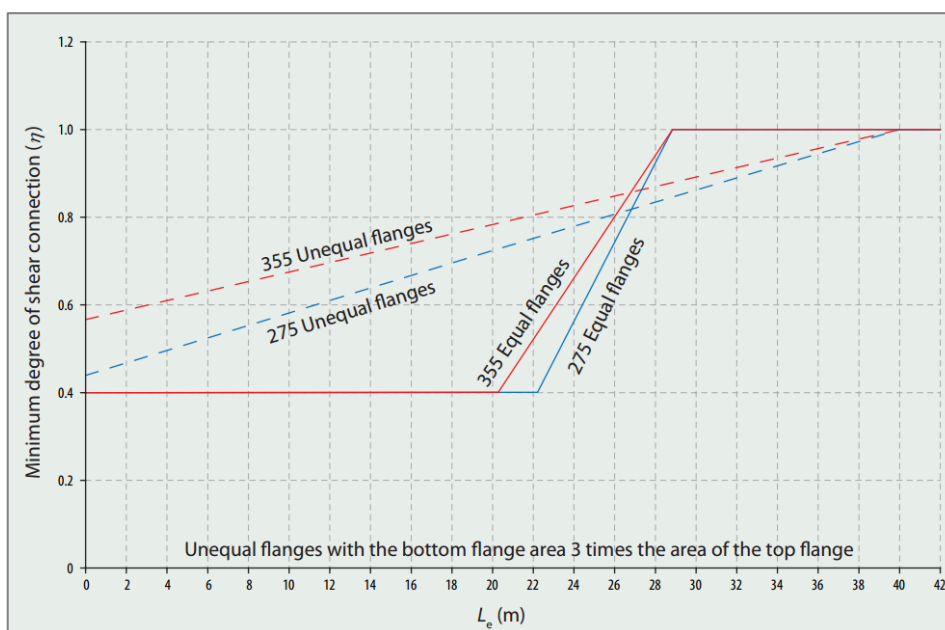


Figura 4.13 – Limites de conexão parcial para conectores *stud* dúcteis em vigas não escoradas: vigas metálicas em I ou H com banzos iguais (Simms e Hughes, 2011).

Sob certas condições, os conectores soldados através das chapas metálicas colaborantes com nervuras transversais às vigas revelam um comportamento mais dúctil do que os mínimos requisitos da EN 1994-1-1. Para tais casos, podem ser aplicados, segundo (Simms e Hughes, 2011), limites menos conservadores no grau de conexão mínimo em vigas mistas para que o comportamento dos conectores *stud* poder ser tido como dúctil.

Para os casos em que:

- Os conectores são soldados através das chapas colaborantes;
- A altura total do conector após a soldadura não é menor que 95 mm;
- Diâmetro do conector igual a 19 mm,

podem ser utilizados os seguintes limites:

1. Vigas não escoradas:

- Para secções I ou H de banzos iguais:

$$L_e \leq 25: \eta > 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (2.019 - 0.070L_e) \wedge \eta \geq 0.4 \quad (4.38)$$

- Para secções I ou H com um banzo superior igual a três vezes a área do banzo superior:

$$L_e \leq 25: \eta > 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0.434 - 0.011L_e) \wedge \eta \geq 0.4 \quad (4.39)$$

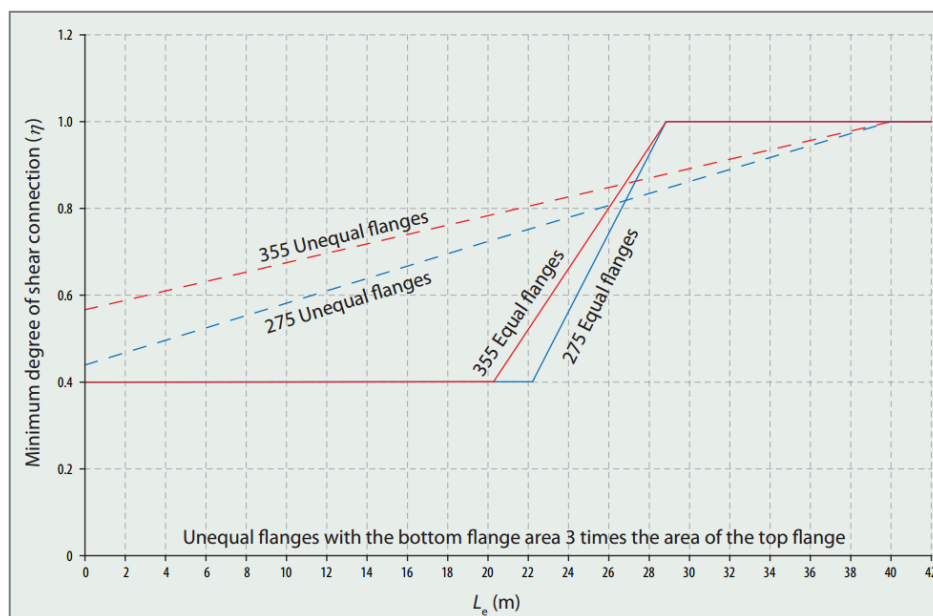


Figura 4.14 - Limites de conexão parcial para conectores *stud* dúcteis em vigas mistas com chapa colaborante perpendicular à viga: vigas não escoradas (Simms e Hughes, 2011).

2. Vigas escoradas:

- Para secções I ou H de banzos iguais (Figura 4.15):

$$L_e \leq 25: \eta > 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (1.433 - 0.054L_e) \wedge \eta \geq 0.4 \quad (4.40)$$

Para vigas mistas com perfil metálico de banzos desiguais, devem ser utilizados os critérios especificados na EN 1994-1-1 6.6.1.2.

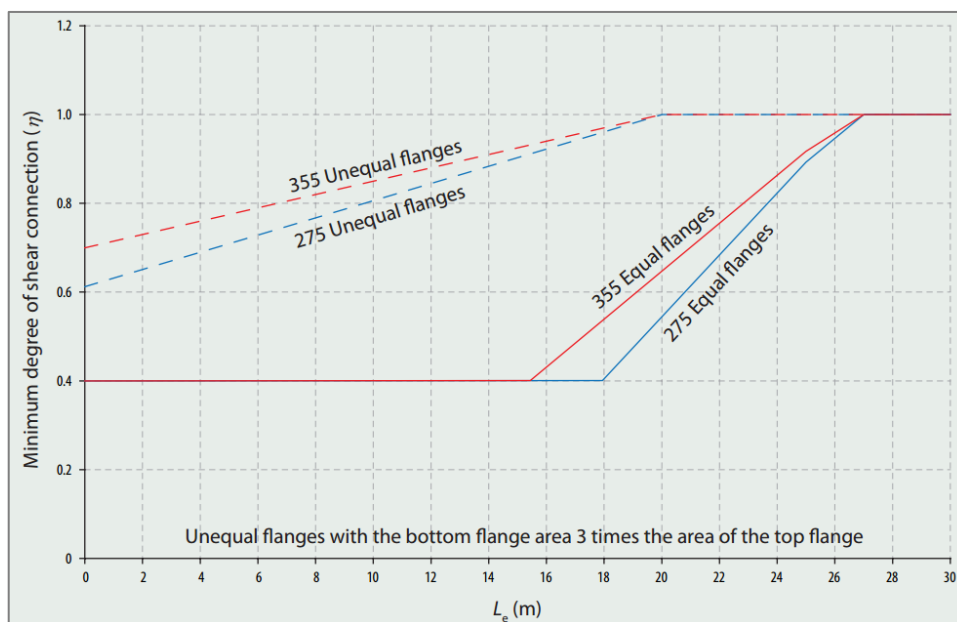


Figura 4.15 - Limites de conexão parcial para conectores *stud* dúcteis em vigas mistas com chapa colaborante perpendicular à viga: vigas escoradas (Simms e Hughes, 2011).

4.7.2.1.6. Dimensionamento da conexão de corte: soluções tipo *stud*

No subcapítulo anterior foram introduzidos os métodos de análise e implicações na resistência à flexão da viga mistas da conexão de corte. Apresentados esses conceitos, prossegue-se com o detalhe de dimensionamento dos conectores tipo *stud* segundo a EN 1994-1-1.

Note-se que para outras soluções de conexão de corte, a EN 1994-1-1 estipula que devem ser realizados ensaios experimentais para se estimarem as características dessa tipologia de conexão. Esses ensaios são denominados por *ensaios push-out* (detalhadamente descritos no Anexo B da EN 1994 – Parte 1.1).

A resistência dos pernos de cabeça (*stud*) soldado de acordo com a norma EN 14555 (CEN, 2006), é obtida consoante a menor das resistências para dois modos de rotura: rotura pelo betão ou rotura pelo perno.

- Rotura pelo perno:

$$P_{Rd} = \frac{0.8 f_u \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} \quad (4.41)$$

- Rotura pelo betão:

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (4.42)$$

sendo:

d – Diâmetro do conetor (perno);

f_u – Resistência última especificada à tração do material do conetor, não superior a 500MPa.

γ_v – Coeficiente parcial de segurança para a conexão de corte, igual a 1.25;

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right), \text{ para } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4; \alpha = 1 \text{ para } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \quad (4.43)$$

h_{sc} – Altura nominal total do conetor.

Estes valores devem ser aplicados para os casos de lajes maciças, sendo que para vigas com banzos de betão materializados por lajes mistas, devem ser efetuadas as seguintes correções:

1. Chapas com nervuras paralelas à viga metálica (chapa contínua) – EN 1994-1-1 6.6.4.1:

$$k_l = 0.6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (4.44)$$

sendo que:

h_{sc} – Altura nominal total do conetor mas não superior a $h_p + 75\text{mm}$, sendo h_p a altura da chapa metálica colaborante.

b_0 – Valor médio da largura da nervura da chapa colaborante.

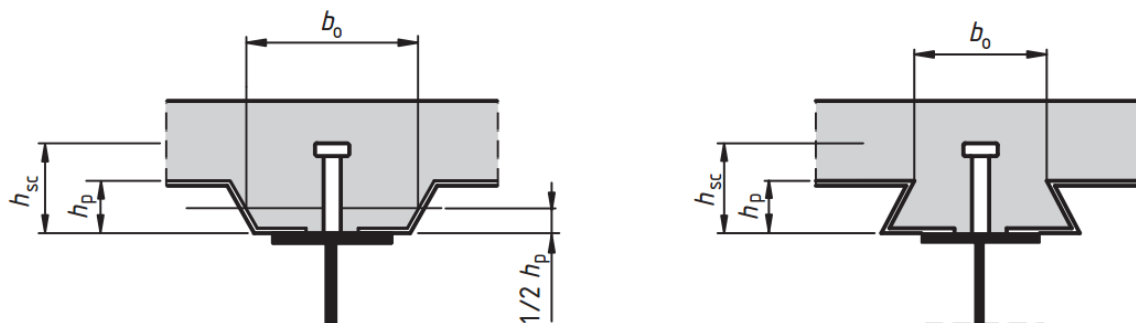


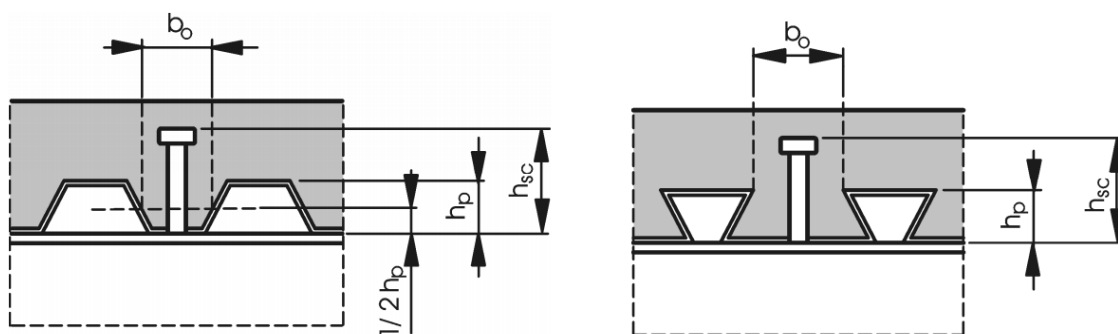
Figura 4.16 – Largura intermédia da nervura para cálculo de k_l (CEN, 2011).

A formulação da EN 1994-1-1 6.6.4.1 refere-se especificamente aos casos onde a chapa metálica é considerada com contínua ao longo da viga. No entanto, para os casos de chapas descontínuas, se a chapa for devidamente ancorada ao perfil metálico, nomeadamente pela introdução de uma fixação da chapa em cada uma das suas nervuras (Simms e Hughes, 2011).

2. Chapas com nervuras perpendiculares à viga metálica – EN 1994-1-1 6.6.4.2:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (4.45)$$

n_r – Número de conectores numa nervura na interseção com a viga, não superior a 2, no cálculo do fator de redução k_t e da resistência ao corte longitudinal da ligação.



a) Chapa metálica com perfil trapezoidal a) Chapa metálica com perfil reentrante

Figura 4.17 – Geometria da solução para cálculo do fator de redução k_t (CEN, 2011).

Os valores de k_t aplicam-se mediante o cumprimento dos seguintes critérios:

- Conectores estejam colocados em nervuras com uma altura não superior a 85mm e uma largura b_0 não inferior a h_p ;
- Com soldaduras através das chapas, o diâmetro dos conectores não seja superior a 20mm;
- Com furos executados em chapas, o diâmetro dos conectores não exceda 22mm
- O valor de k_t não deve ultrapassar os limites de $k_{t,max}$ indicados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – $k_{t,max}$

Número de conectores por nervura	Espessura da chapa [mm]	Conectores soldados através da chapa; $d \leq 20\text{mm}$	Conectores instalados através de chapas perfiladas furadas; $d = 19\text{ mm}$ ou $d = 22\text{ mm}$
1	$t \leq 1$	0.85	0.75
	$t < 1$	1	0.75
2	$t \leq 1$	0.7	0.6
	$t < 1$	0.8	0.6

Segundo Simms e Hughes (2011), os métodos de dimensionamento da EN 1994-1-1 para a definição da resistência de cálculo dos conetores tipo *stud* inseridos em nervuras de chapas metálicas com perfil trapezoidal, existindo estes já há algum tempo, apresentando condições que não se enquadram com as geometrias das chapas metálicas usados nos dias de hoje para o Reino Unido.

Estudos realizados entre 2006 e 2008, apontam à introdução de um novo parâmetro para contornar o não conservadorismo da metodologia, sendo esse parâmetro denominado por k_{mod} . Este coeficiente deve ser multiplicado pelo coeficiente k_t .

Quadro 4.2 – Coeficiente k_{mod} para conetores inseridos em nervuras de chapas trapezoidais (Simms e Hughes, 2011).

Número de conetores por nervura	Posição da armadura	k_{mod}
1	Acima da cabeça dos conetores	1
1	Pelo menos 10mm abaixo da cabeça dos conetores	1
2	Acima da cabeça dos conetores	0.7
2	Pelo menos 10mm abaixo da cabeça dos conetores	0.8

Os valores de k_{mod} aplicam-se mediante o cumprimento dos seguintes critérios (Simms e Hughes, 2011):

- A altura da chapa colaborante não deve ser maior do que 80 nem menor que 35mm;
- A altura da chapa pode ser calculada excluindo algumas pequenas reentrâncias existentes nas mesmas, para os casos onde a largura da aba da chapa onde a reentrância se encontra for de pelo menos 110 mm e a reentrância não tem mais de 15mm de altura e uma largura de 55 mm;
- A largura média das nervuras não é menor que 100 mm;
- Número máximo de conetores por nervura: 2;
- Diâmetro dos conetores: 19 mm; altura após soldadura: maior ou igual a 95 mm;
- A resistência f_u dos conetores não ultrapassa os 450 MPa;
- A altura após soldadura dos conetores é pelo menos 35 mm maior que a altura da chapa, medida à base da cabeça;
- A espessura nominal da chapa não é menor que 0.9 mm;
- Para os casos de aplicação de um conetor por nervura, este deve ser colocado sempre que possível a meio da mesma. Para outros casos, este deve ser posicionado de forma favorável em termos da solicitação ao corte (Figura 4.18).

Após o exposto, as resistências de cálculo dos conetores tipo *stud* inseridos em lajes mistas com chapas metálicas colaborantes devem ser obtidas da seguinte forma:

1. Resistência de cálculo de um conector inserido numa laje mista com nervuras paralelas à viga:

$$P_{Rd,l} = P_{Rd} k_l \quad (4.46)$$

2. Resistência de cálculo de um conector inserido numa laje mista com nervuras perpendiculares à viga:

$$P_{Rd,t} = P_{Rd} k_t (k_{mod}) \quad (4.47)$$

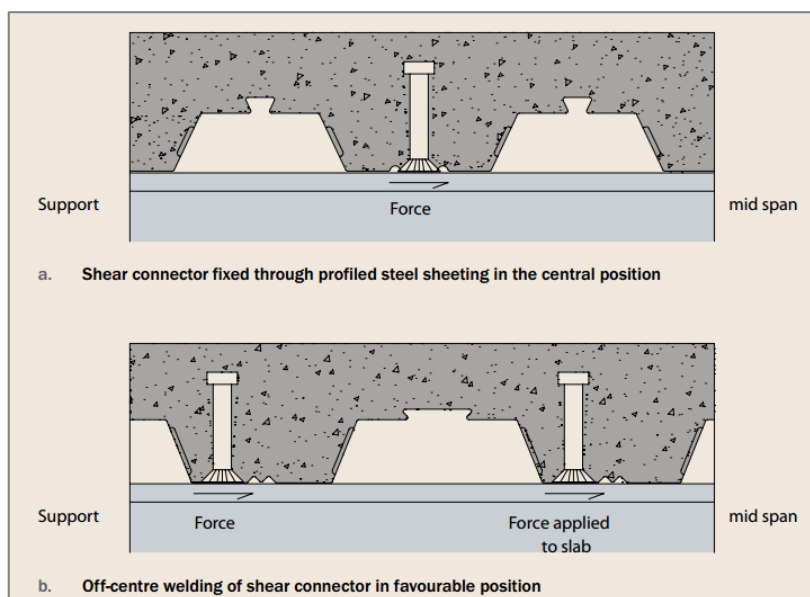


Figura 4.18 – Posicionamento favorável para conectores não centrados com a nervura (Simms e Hughes, 2011).

Encontradas as resistências dos conectores *studs*, estes devem ser aplicados de forma a traduzirem na conexão de corte uma resistência adequada para dar resposta às forças mobilizadas na interface aço-betão, quer sejam essas forças provenientes do betão mobilizado quando o banzo de betão fica comprimido (em conexão total ou parcial), ou das armaduras presentes la largura efetiva do banzo de betão quando este fica comprimido (conexão total).

O espalhamento uniforme dos conectores, para análises plásticas, é definido entre tramos entre secções críticas, sendo que estas, segundo a secção 6.1.1 da cláusula EN 1994-1-1, contemplam:

- Zonas de momento fletor máximo;
- Apoios;
- Secções sujeitas a cargas concentradas;
- Zonas de mudança brusca de secção transversal, que não seja devido à fendilhação do betão.

Em termos práticos, se uma viga simplesmente apoiada necessita que a sua conexão de corte resista a uma força $F_{s,c}$, o número de conetores a aplicar deve ser satisfazer o seguinte critério:

$$\frac{F_{s,c}}{P_{Rd} \frac{n_{sc} L_{cr}}{s}} \geq 1 \quad (4.48)$$

sendo:

$F_{s,c}$ – Força mobilizada pelo banzo de betão em compressão;

L_{cr} – Comprimento da secção crítica da viga, metade do vão da viga para o caso;

s – Espaçamento longitudinal dos conetores;

n_{sc} – Número de conetores por secção transversal;

Para os casos de uma viga contínua, as secções crítica são estabelecidas segundo os mesmos princípios enunciados. No entanto, nesses casos, nas zonas que contemplem momento fletor positivo e negativo, a conexão tem que ser capaz de transmitir não só a força mobilizada pelo betão em compressão ($F_{s,c}$) como também a força mobilizada pelas armaduras nas zonas onde o betão fica tracionado (F_s). Tendo em conta o referido, entre um apoio de extremidade e o ponto de momento fletor nulo a equação (4.48) continua válida, sendo que para um comprimento crítico entre um apoio interior e um ponto de momento fletor máximo, a equação deve ser tida como a seguinte:

$$\frac{F_{s,c} + F_s}{P_{Rd} \frac{n_{sc} L_{cr}}{s}} \geq 1 \quad (4.49)$$

Em alternativa, há a possibilidade de considerar um único comprimento crítico, igual ao comprimento total do tramo. Na prática, essa opção traduz-se na existência de um número igual de conetores na viga, apresentando estes apenas uma disposição diferente (Calado e Santos, 2010). Para esses casos, $F_{s,c}$ da equação (4.49) deve ser substituída por $2 F_{s,c}$, sendo o número de conetores obtido aplicado ao longo de toda a viga.

Para os métodos de análise elásticos da conexão de corte, o comprimento da viga pode ser descrito em vários segmentos (Figura 4.19), assumindo-se distribuições de conetores em função do andamento do esforço de escorregamento registado para cada um desses segmentos.

Segundo a norma EN 1994-2 na cláusula 6.6.1.2, o espaçamento dos conetores pode ser admitido como constante para os casos em que não seja ultrapassada em 10% a resistência da conexão. No entanto, a resultante da força de escorregamento nesse mesmo tramo deve ser totalmente resistida pela conexão. Esta condição, na prática traduz-se na existência de troços com espaçamentos de conetores constantes ao longo do tramo.

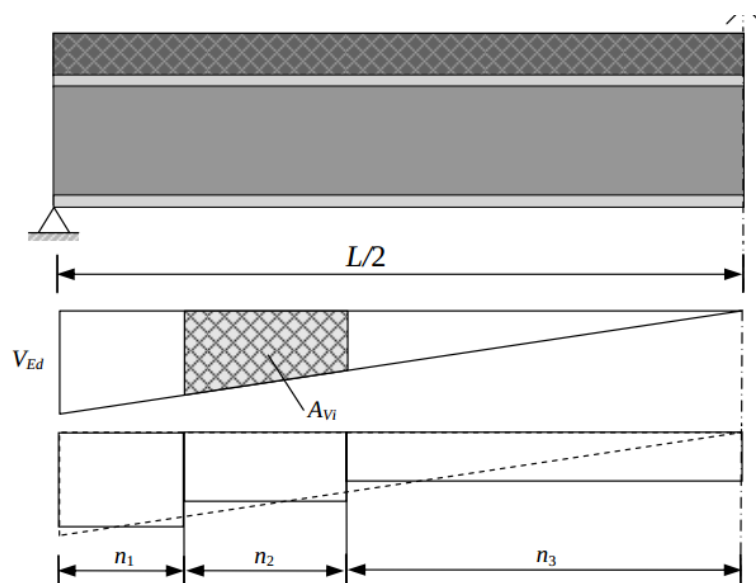


Figura 4.19 – Exemplo de descritização do vão da viga para cálculo elástico da conexão de corte (adaptado de Dujmović et al., 2015).

O dimensionamento elástico da conexão de corte apresenta-se assim como um processo bastante mais complexo comparativamente ao dimensionamento plástico, sendo assim visto como de recurso para vigas de edifícios. É por esta razão que a EN 1994-1-1 não fornece muito detalhe sobre este tipo de dimensionamento, deixando-o para a EN 1994-2, com aplicações específicas para vigas de pontes mistas, onde o dimensionamento elástico se releva recorrente.

A norma EN 1994-1-1 estabelece ainda um conjunto de disposições construtivas para a pormenorização da conexão de corte, mais propriamente na cláusula 6.6.5. Algumas dessas restrições são sumarizadas na Figura 4.20.

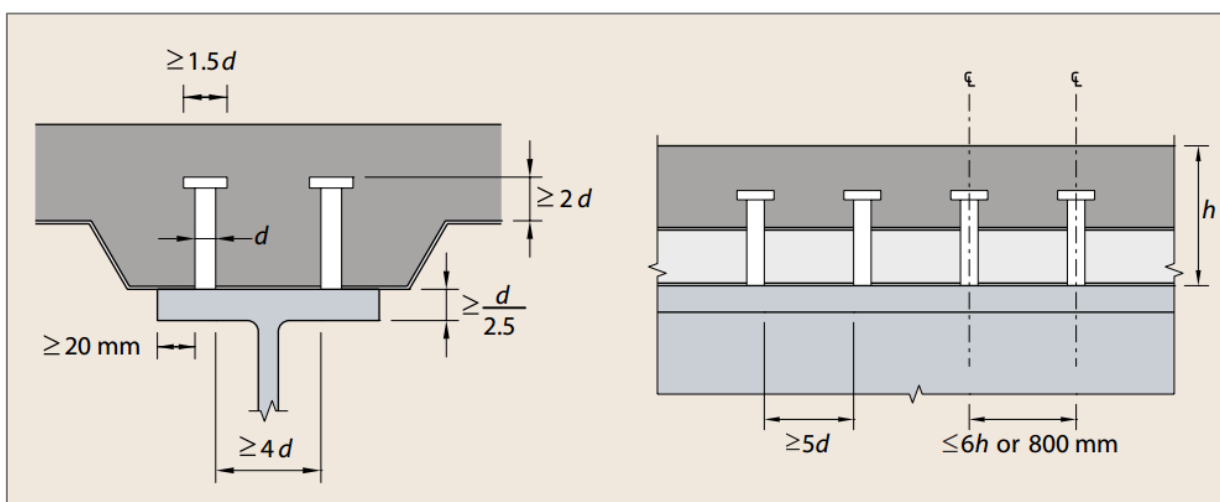


Figura 4.20 – Algumas disposições construtivas para conectores tipo stud (Simms e Hughes, 2011).

Nos casos onde a esbelteza dos banzos lhes traduza uma classe de secção baixa (3 ou 4), para que uma análise plástica seja passível de ser aplicada à secção transversal, existem alguns critérios que devem ser cumpridos, nomeadamente em termos de espalhamentos. Segundo a EN 1994-1-1 6.6.5.5 devem ser cumpridas as seguintes condições:

- Espaçamento longitudinal dos conetores, no caso em que a laje está em contacto ao longo de todo o comprimento (por exemplo, laje maciça) deve ser inferior a:
 $22 t_f \sqrt{235/f_y}$;
- Espaçamento longitudinal dos conetores, no caso em que a laje não está em contacto ao longo de todo o seu comprimento (por exemplo, laje com nervuras) deve ser inferior a:
 $15 t_f \sqrt{235/f_y}$;
- A distância livre entre o bordo livre do banzo comprimido e a fiada mais próxima de conetores deve ser inferior a: $9 t_f \sqrt{235/f_y}$.

Sobre o posicionamento das armaduras transversais da laje, esclarece-se que por questões de resistência a forças de separação, este deve cumprir uma distância mínima de 30mm à face da superfície que resiste a essas forças de separação (por exemplo, a face inferior da cabeça de um conetor - Figura 4.21). Note-se que este critério tem em conta o afastamento máximo permitido aos conetores preconizado pela EN 1994-1-1.

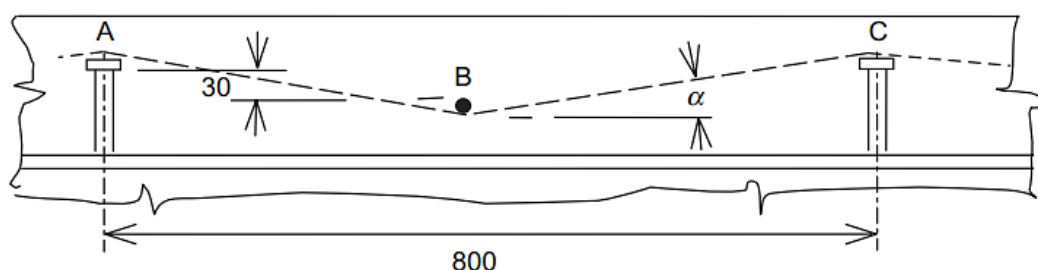


Figura 4.21 – Distância mínima da armadura transversal da laje à face inferior da cabeça do conetor (Anderson e Johnson, 2004).

4.7.2.1.7. Resistência à flexão: conexão parcial

Para os casos onde seja necessário proceder-se a um cálculo em conexão parcial, para secções de classe 1 ou 2 onde o banzo de betão esteja comprimido, existem essencialmente duas abordagens possíveis dependendo das características da conexão de corte: abordagem para conetores dúcteis e abordagem para conetores não dúcteis.

1. Conectores dúcteis – EN 1994-1-1 6.2.1.3:

Para os casos de aplicação de conectores dúcteis, a EN 1994-1-1 estabelece uma metodologia onde a resistência à flexão da secção mista em conexão parcial pode ser estimada reduzindo a força de compressão no betão até que este represente a força que efetivamente a conexão de corte a aplicar consegue resistir. Por outras palavras, a força do banzo de betão deve ser multiplicada pelo grau de conexão: $F_c = \eta \min(F_a; F_{c,f})$.

O recurso a conexão parcial pode ser devido a uma necessidade de projeto onde seja difícil atingir a conexão total, em casos onde haja margem na resistência à flexão e, portanto, a conexão de corte possa ser concebida de forma a ir ao encontro de uma solução mais económica quer em termos de número de conectores, quer em termos de armadura necessária na laje de betão (esta última devido à resistência ao corte longitudinal – subcapítulo 4.7.2.1.8).

A metodologia proposta pela EN 1994-1-1 sugere uma definição da força F_c através de um encurtamento da altura de betão maciço na secção mista, mantendo-se a altura total da secção inalterada (Figura 4.22).

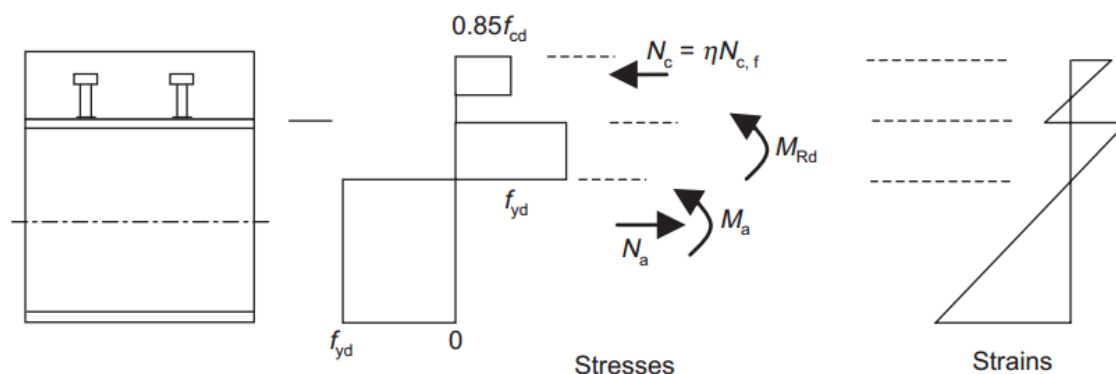


Figura 4.22 – Metodologia de cálculo em conexão parcial – $N_c = F_c$; $N_a = F_a$ (Anderson e Johnson, 2004).

Deste modo, é vulgar a introdução do conceito de um segundo eixo neutro na secção transversal ao nível da laje de betão que delimite a referida altura necessária no banzo de betão maciço para mobilizar a força F_c . Existindo um eixo neutro no betão, para equilíbrio da secção, parte do aço ficará à compressão, de acordo com a distribuição de tensões e extensões apresentadas na Figura 4.22.

O modelo assume que não há separação entre o aço e o betão, pelo que a curvatura de ambos os elementos deve ser a mesma, existindo no entanto, um deslizamento dos materiais na sua interface. Para que a resistência à flexão em conexão parcial seja atingida, a conexão de corte tem que permitir o referido deslizamento na interface entre os dois materiais, razão pela qual se assume aqui um domínio de validade para os conectores dúcteis. Através de extensos estudos numéricos, ficou comprovado que essa capacidade de deslizamento requerida para a

mobilização do momento resistente em conexão parcial é influenciada pelo vão da viga, sendo tanto maior quanto maior o vão, e ainda, naturalmente, tanto maior quanto menor for o número de conectores aplicados (Anderson e Johnson, 2004). Pelas razões apresentadas, justificam-se os limites de conexão impostos no subcapítulo 4.7.2.1.5.

Obtendo-se a força de betão que é possível mobilizar através da conexão de corte, assim como a geometria da solução representativa desse modelo, é possível aplicar os princípios de dimensionamento plástico enunciados no subcapítulo 4.7.2.1.1. Esse processo é representado pela curva convexa “ABC” da Figura 4.23.

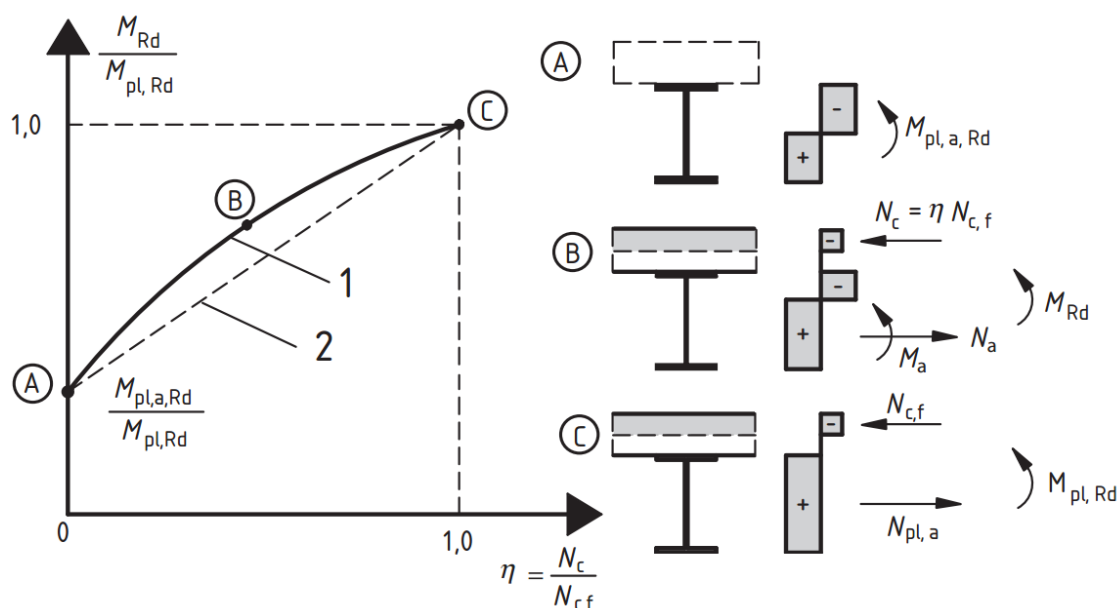


Figura 4.23 – Influência do grau de conexão no momento resistente da viga para o caso de conectores dúcteis – $N_c = F_c$; $N_a = F_a$, CEN, 2011).

Uma outra abordagem, referida por Leskelä et al. (2015), consiste em manter a altura de betão constante, sendo, por sua vez, a largura efetiva do banzo efetivo reduzida. A sua redução é feita de modo a permitir apenas uma mobilização no betão da força que a conexão de corte tem capacidade para resistir, indo-se assim ao encontro do comportamento em conexão parcial na secção.

A EN 1994-1-1 apresenta uma metodologia simplificada (mas mais conservativa e consequentemente menos económica - como a própria Figura 4.23 sugere), que consiste em assumir uma variação linear entre a resistência do perfil metálico (grau de conexão nulo) e a resistência do perfil misto em conexão total (curva “AC” da Figura 4.23), sendo que a resistência em conexão parcial é assim obtida por interpolação linear no domínio da mesma.

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \eta \quad (4.50)$$

sendo:

M_{Rd} – Momento resistente da secção mista para conexão parcial;

$M_{pl,a,Rd}$ – Momento plástico resistente da secção de aço;

$M_{pl,Rd}$ – Momento plástico resistente da secção mista em conexão total;

2. Conectores não dúcteis – EN 1994-1-1 6.2.1.4:

Nos casos de aplicação de conectores não dúcteis (ou para os casos onde o limite de conexão especificado para a classificação de um sistema de conectores como dúcteis não for respeitado), para o cálculo em conexão parcial é necessário recorrer-se a um cálculo de uma resistência não-linear à flexão.

Segundo a EN 1994-1-1 6.1.2.4, nos casos onde a resistência à flexão seja determinada por um cálculo não-linear, devem ser tidas em conta as relações tensões-extensões dos materiais. Deverá admitir-se que a secção mista se mantém plana e que a extensão nas armaduras aderentes, em tração ou em compressão, é idêntica à extensão medida no betão envolvente sendo que as curvas tensão-extensão devem ser obtidas segundo a EN 1992-1-1 3.1.1 para o betão, EN 1993-1-1 5.4.3 (4) para o aço e para as armaduras ordinárias segundo a EN 1992-1-1 3.2.7.

Este processo, implica que a resistência da secção fosse obtida com recurso a um processo iterativo, onde uma distribuição de extensões é assumida na secção, sendo que partindo dessa distribuição de tensões são determinados as tensões resultantes. Geralmente, essa distribuição de extensões assumida tem que ser revista, de modo a que não haja esforço axial na secção transversal para o perfil de tensões assumido. Assim que se consiga convergir o processo, partindo-se dessa distribuição de tensões, o momento resistente pode assim ser calculado. Caso contrário, um incremento nas extensões deve ser promovido, repetindo-se o processo em busca da convergência do processo.

Alternativamente à metodologia numérica descrita, a EN 1994-1-1 6.2.1.4 (6) apresenta uma metodologia simplificada para o cálculo não-linear da resistência à flexão onde, para secções de classe 1 ou 2 em que o banzo de betão esteja em compressão, essa resistência pode ser obtida com base no esforço de compressão no betão F_c (Figura 4.24):

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \eta, \quad \text{para } F_c \leq F_{c,el} \quad (4.51)$$

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{F_c - F_{c,el}}{F_{c,f} - F_{c,el}}, \quad \text{para } F_{c,el} \leq F_c \leq F_{c,f} \quad (4.52)$$

sendo:

$M_{a,Ed}$ – Momento fletor atuante na secção de aço estrutural antes do comportamento misto (dependendo se for construção escorada ou não escorada);

$M_{el,Rd}$ – Momento fletor elástico resistente da secção mista;

F_c – Força do betão mobilizada para um dado grau de conexão;

$F_{c,el}$ – Força de betão mobilizada pelo momento resistente elástico da secção mista;

$F_{c,f}$ – Força resistente do banzo efetivo de betão (conexão total);

η – Grau de conexão.

Resumidamente, o processo para o cálculo não linear requer os seguintes passos/considerações:

1. Cálculo do momento atuante no perfil metálico em fase construtiva;
2. Cálculo do momento fletor resistente elástico da secção mista (tendo por base um coeficiente de homogeneização apropriado; Exemplo: se o banzo inferior metálico é a fibra que apresenta a tensão mais elevada, é prudente recorrer-se a um coeficiente de homogeneização para longo prazo, uma vez que o efeito da fluência tende a aumentar essa tensão. Uma aproximação válida seria $n = 2 n_0$, como anteriormente referido);
3. Cálculo do momento fletor plástico para conexão total;
4. Partindo do momento fletor elástico resistente, proceder ao cálculo da tensão média de compressão necessária mobilizar no banzo de betão para o atingir - $F_{c,el}$
5. Com os valores descritos, partindo do momento atuante, verificar qual a força no banzo de betão necessária para mobilizar esse momento, isto é, partindo da inércia da secção mista, calcular a tensão média na altura do banzo de betão (tendo igualmente em conta a fluência com um método apropriado). Assim é definida a variável F_c e, conseqüentemente, o grau de conexão mínimo necessário para mobilizar um momento resistente igual a pelo menos o momento atuante.

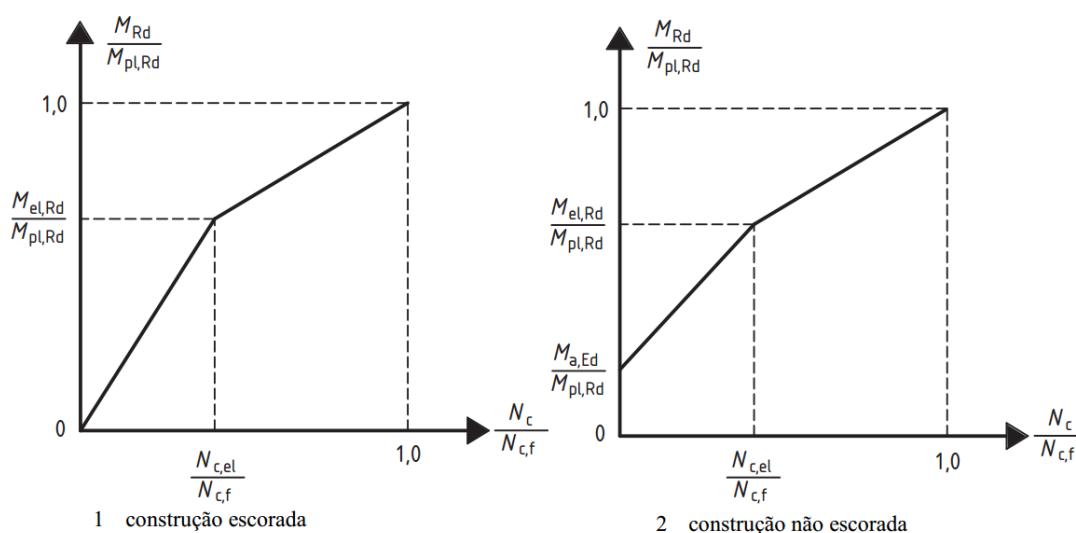


Figura 4.24 – Cálculo da resistência à flexão não linear em conexão parcial, comportando conetores não dúcteis; $N_c = F_c$; $N_a = F_a$; $N_{c,el} = F_{c,el}$, (CEN, 2011).

4.7.2.1.8. Corte longitudinal

Em vigas mistas é necessário que o banzo de betão seja capaz de resistir as forças transmitidas pela conexão de corte. Essa verificação depende essencialmente de duas condições: verificação do esmagamento do betão e verificação de tração nas armaduras transversais à viga presentes na laje.

O esforço de corte longitudinal deve ser estimado tendo em conta a forma como a resistência à flexão da viga foi obtida, nomeadamente se esta foi através de um processo elástico ou plástico, em conexão parcial ou total ou ainda para conetores dúcteis ou não dúcteis. Deste modo, partindo-se do esforço desenvolvido na interface entre os dois materiais, para o momento resistente da viga de cálculo, é possível efetuar a referida verificação ao corte longitudinal.

Nos subcapítulos anteriores foi detalhada a forma como as forças desenvolvidas na interface entre os dois materiais podem ser obtidas consoante o tipo de análise, pelo que o procedimento aqui apresentado prende-se essencialmente com as verificações de segurança a efetuar para a resistência ao corte longitudinal.

Apesar de a EN 1994-1-1 não detalhar a forma como a verificação do corte longitudinal deve ser efetuada, remetendo para a EN 1992-1-1, a metodologia assenta essencialmente na aplicação num modelo de escoras e tirantes no banzo de betão, de acordo com a Figura 4.25 – exemplo para banzo de betão comprimido.

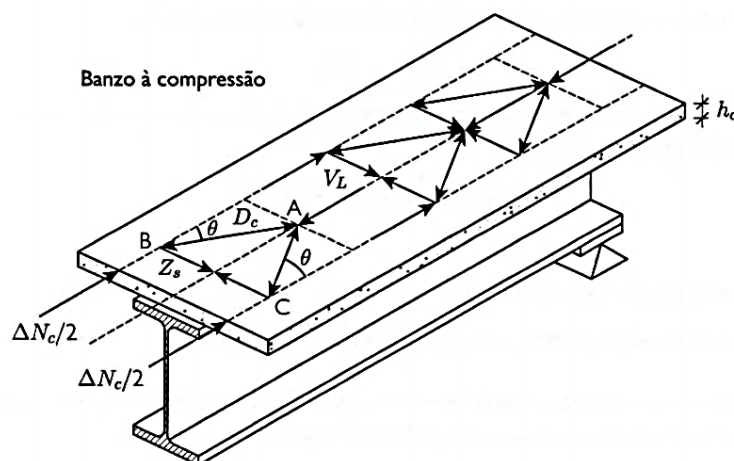


Figura 4.25 – Modelo de escoras e tirantes para verificação do corte longitudinal em viga mista (Calado e Santos, 2010).

sendo:

V_L – Força de corte longitudinal gerada na interface entre os dois materiais para a capacidade resistente à flexão admitida nesse cálculo e para a secção crítica em análise (kN/m);

$\Delta_{N_c}/2$ – Força de compressão atuante no banzo de betão por plano de corte (neste caso é metade da força desenvolvida pela conexão de corte - V_L);

D_c – Força de compressão gerada no elemento de betão para assegurar a transmissão da força $\Delta_{N_c}/2$;

Z_a – Força de tração gerada nas armaduras transversais para equilibrar a força gerada na escora e betão D_c devido à força $\Delta_{N_c}/2$.

h_c – Espessura do banzo de betão acima da chapa perfilada;

θ – Ângulo que a escora de compressão faz com o eixo da viga.

Reforça-se que, de acordo com o apresentado no 4.7.2.1.6, para os casos em que o banzo de betão esteja à tração, num cálculo plástico, e portanto a conexão seja obrigatoriamente total no cálculo à flexão, a força de dimensionamento ao corte longitudinal V_L é associada à força mobilizada pelas armaduras presentes no banzo efetivo de betão. Uma vez que nesses casos o comprimento crítico engloba flexão positiva e negativa, acresce ainda a esse valor a força mobilizada no banzo de betão comprimido.

A armadura transversal por unidade de comprimento, A_{sf}/s_f , pode ser obtida pela seguinte equação:

$$A_{sf}/s_f \geq \frac{V_{L,ed,i} h_{pc}}{\cot g(\theta)} \quad (4.53)$$

sendo:

$V_{L,ed,i}$ – Tensão de corte longitudinal na superfície de rotura (i) considerada.

h_{pc} – Comprimento do plano de corte.

Os valores da inclinação da escora recomendados pela EN 1992-1-1 6.2.4 (4) são os seguintes:

- Banzo de betão comprimido:

$$45^\circ \geq \theta \geq 26.5^\circ \quad (4.54)$$

- Banzo de betão à tração:

$$45^\circ \geq \theta \geq 38.6^\circ \quad (4.55)$$

Para além da definição de armadura transversal necessária na laje, de acordo com a equação (4.53), é necessário garantir-se a segurança do modelo quanto ao esmagamento da escora de betão (EN 1992-1-1, (6.22)):

$$v_{L,Ed,i} \leq v f_{cd} \sin(\theta) \cos(\theta) \quad (4.56)$$

sendo:

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão;

v – Coeficiente de redução de resistência do betão fendilhado por esforço transversal de valor:

$$v = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (4.57)$$

sendo:

f_{ck} – O valor característico da tensão de rotura do betão à compressão em MPa.

A tensão $V_{L,ed,i}$ pode ser calculada da seguinte forma:

$$v_{L,Ed,i} = \frac{V_L}{h_{pc}} \text{ ou } v_{L,Ed,i} = \frac{V_L}{n_{pc} h_{pc}} \quad (4.58)$$

sendo:

n_{pc} – Número de planos de corte,

h_{pc} – Comprimento, na secção transversal da viga mista, do plano de corte.

Na prática, em vigas mistas, os casos de corte longitudinal que são necessários avaliar são os representados nas Figura 4.26 e Figura 4.27.

Para os tipos de rotura “a”, o comprimento do plano de corte na secção transversal da viga é geralmente assumido como a parte maciça do banzo de betão (excluindo nervuras - $h_{pc} = h_c$), sendo que existe ainda a possibilidade, para os casos onde a laje mista seja perpendicular ao eixo da viga, de considerar uma altura equivalente da laje, para o comprimento h_{pc} , tendo em conta as nervuras. Para as roturas tipo “b” ou “c”, respetivamente equação (4.59) e (4.60), o comprimento do plano de corte pode ser admitido como (Dujmović et al., 2015):

$$h_{pc,B-B} = 2 h_{sc} + 1.5 d + s_1 \quad (4.59)$$

$$h_{pc,C-C} = 2 h_{sc} + 1.5 d \quad (4.60)$$

sendo:

s_1 – Espaçamento transversal dos conetores;

h_{sc} – Altura dos conetores;

d – Diâmetro dos conetores.

Segundo a cláusula 6.6.6.4 (2) da NE9914-1-1, nos casos onde a chapa colaborante é disposta transversalmente à viga, e onde seja aplicado o fator de redução k_t , equação (4.45), não é necessário considerar-se as superfícies de rotura tipo B-B’ da Figura 4.26.

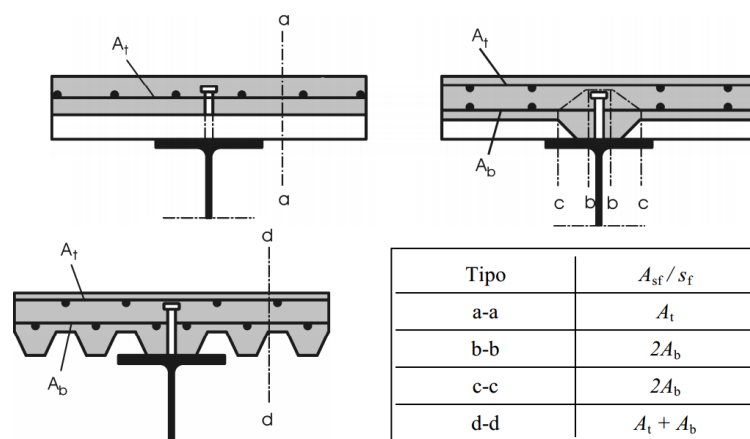


Figura 4.26 – Superfícies de corte longitudinal com chapa colaborante (CEN, 2011).

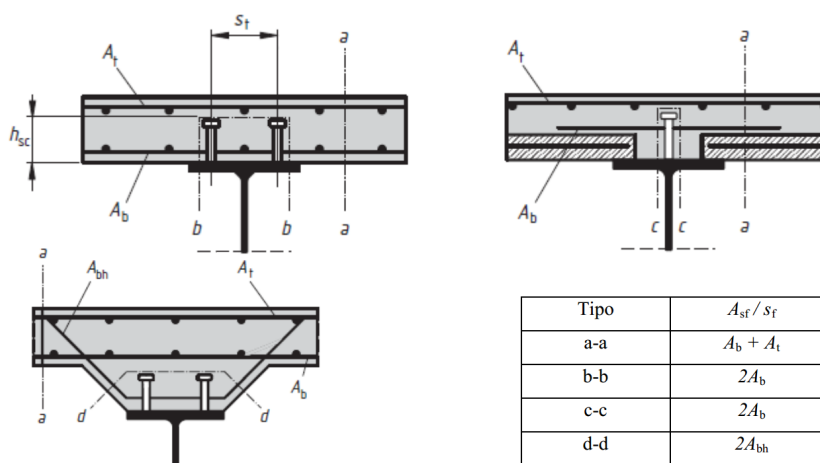


Figura 4.27 – Superfícies de corte longitudinal com lajes maciças ou com recurso a elementos de betão pré-fabricado (CEN, 2011).

Em vigas com chapas colaborantes perpendiculares ao seu eixo, e para os casos onde essas chapas são contínuas e devidamente ancoradas à viga (nomeadamente pela fixação dos conectores de corte à viga por soldadura através da chapa), a contribuição da chapa colaborante pode ser tida em conta para a resistência ao corte longitudinal da seguinte forma:

$$A_{sf}/s_f + A_{pe} f_{yp,d} \geq \frac{V_{L,ed,i} h_{pc}}{\cot g(\theta)} \quad (4.61)$$

sendo:

A_{pe} – Área efetiva da secção transversal das chapas perfiladas de aço por unidade de comprimento;

$f_{yp,d}$ – Valor de cálculo da tensão de cedência da chapa perfilada.

Nos casos onde a chapa perfilada

$$P_{pb,Rd}/s, mas \leq A_{pe} f_{yp,d} \quad (4.62)$$

sendo:

$P_{pb,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência à compressão diametral de um perno soldado através da chapa;

S – Espaçamento longitudinal entre os eixos dos pernos que asseguram efetivamente a amarração das chapas.

$$P_{pb,Rd} = k_{\varphi} d_{do} t f_{yp,d} \quad (4.63)$$

sendo,

$$k_{\varphi} = 1 + a/d_{do} \leq 6 \quad (4.64)$$

a – Distância entre o eixo do perno e a extremidade da chapa, não inferior a $1.5d_{do}$.

d_{do} - Diâmetro do cordão de soldadura que poderá ser considerado igual e 1.1 vezes o diâmetro do conetor;

t – Espessura da chapa.

4.7.2.1.9. Resistência à encurvadura lateral em vigas mistas

Para vigas mistas contínuas, em que os banzos puramente metálicos fiquem comprimidos, há que ter em conta a encurvadura lateral da viga mista. O fenómeno é ilustrado pelo comportamento apresentado na Figura 4.28.

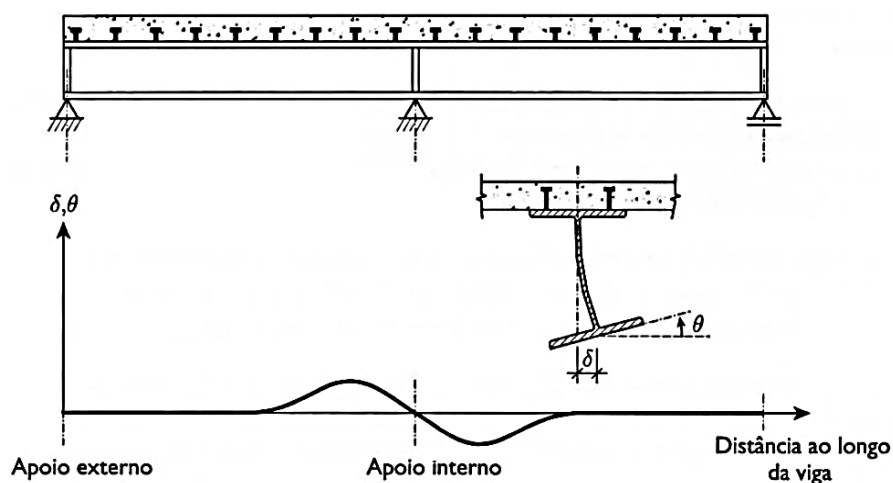


Figura 4.28 – Encurvadura lateral em vigas mistas

O procedimento da verificação é semelhante ao efetuado para vigas metálicas, aplicando-se o método de redução do momento resistente (elástico ou plástico, dependente da classe da secção), tendo como base a esbelteza normalizada do elemento à encurvadura lateral.

A determinação do momento crítico elástico por encurvadura lateral tem como base o método “*U-Frame*” (U invertido, constituído pelos pontos ABCD na Figura 4.29), proporcionado pela laje e vigas mistas posicionadas em paralelo.

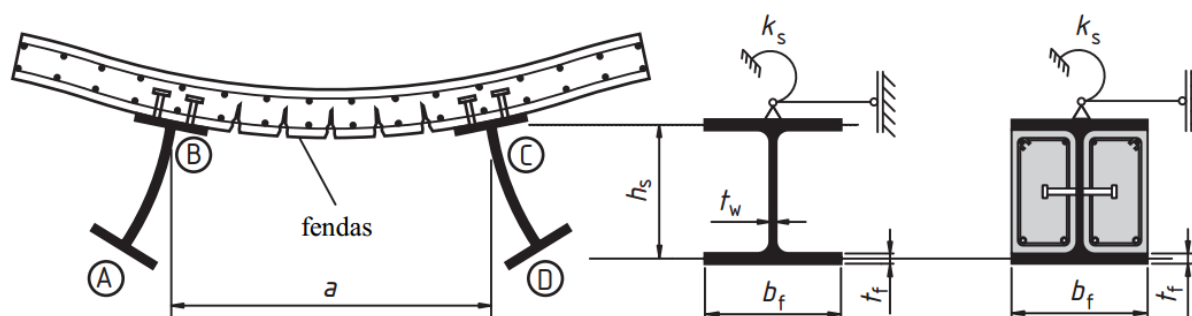


Figura 4.29 – Efeito *U-Frame* em vigas mistas (adaptado de CEN, 2011).

Tanto a EN 1994-1-1 como a EN 1994-1 não fornecem formulações para determinação do momento crítico elástico em vigas mistas. No entanto, informação sobre a temática pode ser encontrada no Anexo B da ENV 1994-1-1, ou ainda, como exemplos em (Oehlers e Bradford, 1995) (Johnson, 1994), (Anderson e Johnson, 2004) ou, em português, (Calado e Santos, 2010).

As referidas normas, no entanto, fornecem uma metodologia para determinação da rigidez de rotação k_s , por unidade de comprimento da viga representativa do efeito *U-Frame* referido.

A rigidez k_s pode ser obtida pela seguinte equação:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{(k_1 + k_2)} \quad (4.65)$$

sendo:

k_1 – Rigidez de flexão da laje de betão fendilhado ou mista, em torno de um eixo horizontal paralelo ao eixo da viga, que poderá ser considerada igual a:

$$k_1 = \frac{\alpha (EI)_2}{a} \quad (4.66)$$

sendo por sua vez:

α – igual a 2 para uma viga de bordo, com ou em consola, 3 para uma viga interior ou 4 nos casos de vigas interiores com 4 ou mais vigas semelhantes.

a – Espaçamento entre vigas paralelas, de acordo com a Figura 4.29;

$(EI)_2$ – Rigidez de flexão fendilhada, por unidade de largura da laje de betão ou mista, considerada igual ao menor dos seguintes valores: valor a meio vão para flexão positiva, e valor na secção de aço de apoio, para flexão negativa. Geralmente, o valor da rigidez no apoio interno é o menor valor e, por isso, o condicionante (Calado e Santos, 2010).

k_2 – Rigidez de flexão da alma do perfil metálico;

Para os casos de laje maciça, a inércia I_2 pode ser determinada partindo do seguinte modelo (sobre o apoio, secção sob momento negativo):

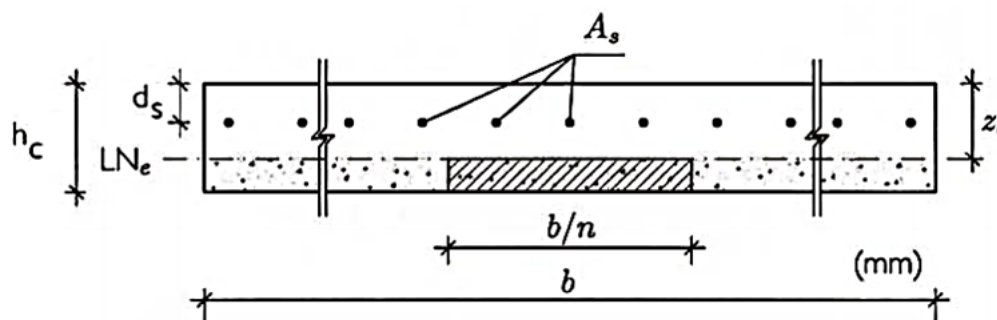


Figura 4.30 – Geometria de secção para o cálculo da inércia I_2 em flexão negativa para laje maciça (adaptado de Calado e Santos, 2010).

sendo:

b – Largura/unidade de comprimento para o cálculo (1000 mm);

z_e – Posição do eixo neutro elástico desde o topo da laje de betão;

h_c – Altura da laje de betão;

A_s – Armadura ordinária presente na laje;

d_s – Recobrimento mecânico das armaduras ordinárias de tração da laje;

Para o coeficiente de homogeneização (n), pode ser usado o coeficiente de homogeneização efetivo partindo do módulo de elasticidade efetivo do betão igual a $E_{c,eff} = E_{cm}/2$.

Para os casos de uma laje mista, segundo Anderson e Johnson (2004), pode-se considerar o seguinte modelo:

Admitindo que a nervura tem uma forma retangular, o momento de inércia da secção homogeneizada pode ser definido por:

$$I_2 = \left[\frac{A_s A_e Z^2}{A_s + A_e} + \frac{A_e h_p^2}{12} \right] \quad (4.67)$$

sendo:

$$A_e = \frac{b_0 h_p}{n b_s} \quad (4.68)$$

e por sua vez,

h_p – Altura da chapa colaborante.

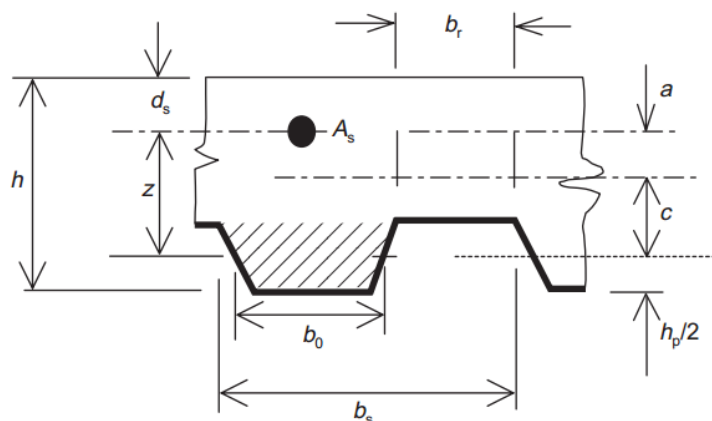


Figura 4.31 – Geometria de seção para o cálculo da inércia I_2 em flexão negativa para laje mista por metodologia Anderson e Johnson, 2004).

Para o coeficiente de homogeneização (n), pode ser igualmente usado o coeficiente de homogeneização efetivo partindo do módulo de elasticidade efetivo do betão igual a $E_{c,eff} = E_{cm}/2$.

A posição do eixo neutro elástico pode ser definida com as dimensões “ a ” e “ c ” da Figura 4.31 considerando que:

$$A_e c = A_s a \text{ e ainda que } a + c = Z \quad (4.69)$$

Sendo que a distância entre o centro de gravidade da área de betão localizada entre as nervuras e o centro de gravidade da área de armadura longitudinal (Z) pode ser definido por:

$$z = h - d_s - \frac{h_p}{2} \quad (4.70)$$

O cálculo da rigidez da alma do perfil k_2 pode ser determinada por:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu^2) h_s} \quad (4.71)$$

sendo:

E_a – Módulo de elasticidade do aço;

t_w – Espessura da alma do perfil metálico;

ν – Coeficiente de Poisson do material;

h_s – Distância entre os centros do banzo superior e inferior do perfil metálico.

Definida a rigidez k_s o momento crítico elástico pode ser definido pela seguinte equação (Anderson e Johnson, 2004):

$$M_{cr} = \frac{k_c c_4}{L} \sqrt{\left(G I_{a,t} + \frac{k_s L^2}{\pi^2}\right) E_a I_{afz}} \quad (4.72)$$

sendo:

L – Vão da viga;

I_{afz} – Momento de inércia do banzo inferior da viga em relação ao eixo de menor inércia;

C_4 – Coeficiente que depende a distribuição do momento fletor no comprimento L , cujos valores são fornecidos no Anexo 2 da presente dissertação;

$I_{a,t}$ – Constante de torção de Saint Venant da secção de aço estrutural;

G – Módulo de distorção do aço estrutural, ≈ 81 GPa.

k_c – Coeficiente dependente da secção mista que pode ser obtido pelas seguintes expressões:

- Perfis duplamente simétricos:

$$k_c = \frac{\frac{h_s I_y}{I_{ay}}}{\frac{\frac{h_s^2}{4} + \frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a}}{e} + h_s} \quad (4.73)$$

sendo:

$$e = \frac{A I_{ay}}{A_a Z_c (A - A_a)} \quad (4.74)$$

I_y – Momento de inércia referente ao eixo de maior inércia da secção mista fendilhada de área A ;

A – Área da secção mista equivalente (secção homogeneizada), desprezando o betão tracionado, isto é, $A_a + A_s$, em que A_s é a área da armadura longitudinal existente na largura efetiva do banzo de betão e A_a a área da secção do perfil metálico.

I_{ay} – Momento de inércia referente ao eixo principal de maior inércia da secção puramente metálica;

I_{az} – Momento de inércia referente ao eixo principal de menor inércia da secção puramente metálica;

Z_c – Distância entre o baricentro da secção metálica e a meia altura da espessura da laje.

h_s – Distância entre os centros do banzo superior e inferior do perfil metálico.

Para secções em I ou H de banzos desiguais (monossimétricas), a determinação do parâmetro k_c pode ser feita pela seguinte equação:

$$k_c = \frac{\frac{h_s I_y}{I_{ay}}}{\frac{(z_f - z_s)^2 + \frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a}}{e} + 2(z_f - z_j)} \quad (4.75)$$

sendo:

$$z_f = \frac{h_s I_{afz}}{I_{az}} \quad (4.76)$$

$$z_j = 0.4 h_s \left(\frac{2 I_{afz}}{I_{az}} - 1 \right), \text{ para } I_{afz} > 0.5 I_{az} \quad (4.77)$$

Para outros casos, no Anexo 1 da presente dissertação, são apresentadas formulações que permitem estimar o parâmetro z_j .

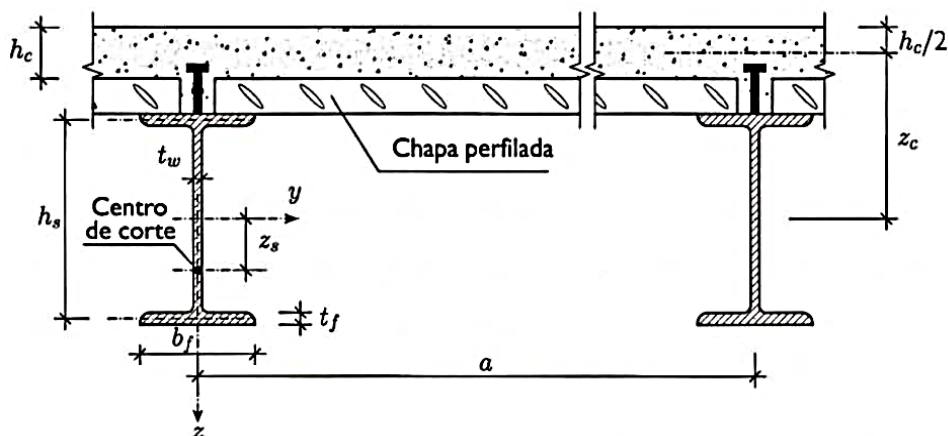


Figura 4.32 – Ilustração de alguns parâmetros para a determinação do parâmetro k_c (Calado e Santos, 2010).

Sobre a encurvadura lateral de vigas mistas, refira-se que a tendência do banzo inferior em encurvar lateralmente provoca um momento torsor (M_t - Figura 4.33), por unidade de comprimento, que deve ser resistido por forças de tração aplicada nos conectores.

Tendo em conta a rigidez transversal k_s , e o momento crítico elástico, e admitindo que a rotação da alma do perfil é inferior a 0.05 radianos (Anderson e Johnson, 2004), o espaçamento máximo longitudinal admissível para os conetores pode ser estimado da seguinte forma:

$$\frac{s}{b} \leq \frac{0.4 f_u d^2 (1 - \chi_{LT} \bar{\lambda}_{LT}^2)}{k_s \chi_{LT} \bar{\lambda}_{LT}^2} \quad (4.78)$$

sendo:

d – Diâmetro da espiga dos pernos de cabeça;

f_u – Valor da tensão última do aço do perno de cabeça, mas não superior a 500 MPa;

χ_{LT} – Coeficiente de redução da resistência à flexão da viga tendo em conta a encurvadura lateral – EN 1993-1-1 6.5.6;

$\bar{\lambda}_{LT}$ – Esbelteza normalizada para a encurvadura lateral - EN 1993-1-1 6.4.2 (4);

b – Largura do banzo do perfil de aço;

s – Espaçamento longitudinal dos conetores.

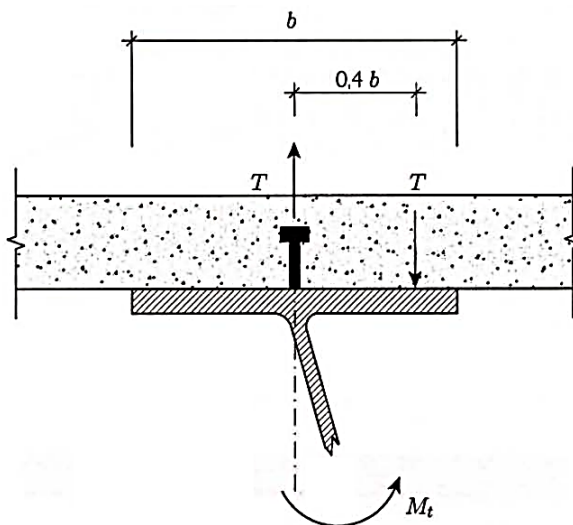


Figura 4.33 – Momento torsor gerando tração nos conetores devido à encurvadura lateral (Calado e Santos, 2010).

4.7.2.1.10. Vigas mistas com revestimento parcial em betão

Existe a possibilidade de se conceberem seções mistas onde o espaço entre o banzo superior e inferior das vias é preenchido por betão armado. As vantagens em aplicar este tipo de solução pode-se dever aos seguintes aspetos:

- Melhora a capacidade de rotação da secção nas zonas onde o banzo inferior do perfil metálico seja comprimido;

- Reduz a esbelteza da alma do perfil metálico, o que pode permitir a aplicação de métodos de análise plásticos em detrimento de métodos elásticos – EN 1994-1-1 6.3.1;
- É possível aumentar a resistência ao esforço transversal, contabilizando a contribuição do betão (EN 1994-1-1 6.3.3), ou ainda evitar a encurvadura por esforço transversal da alma;
- Permite aumentar o coeficiente de rigidez k_s para a verificação à encurvadura lateral - EN 1994-1-1 6.4.1 (7);
- Permite aumentar a resistência ao fogo da viga.

O dimensionamento de vigas com esta configuração pode ser efetuado com base nos processos descritos nos subcapítulos anteriores. A título ilustrativo, apresentam-se na Figura 4.34 exemplos de diagramas plásticos de tensões para o cálculo do momento fletor resistente de secções mistas com vigas parcialmente revestidas.

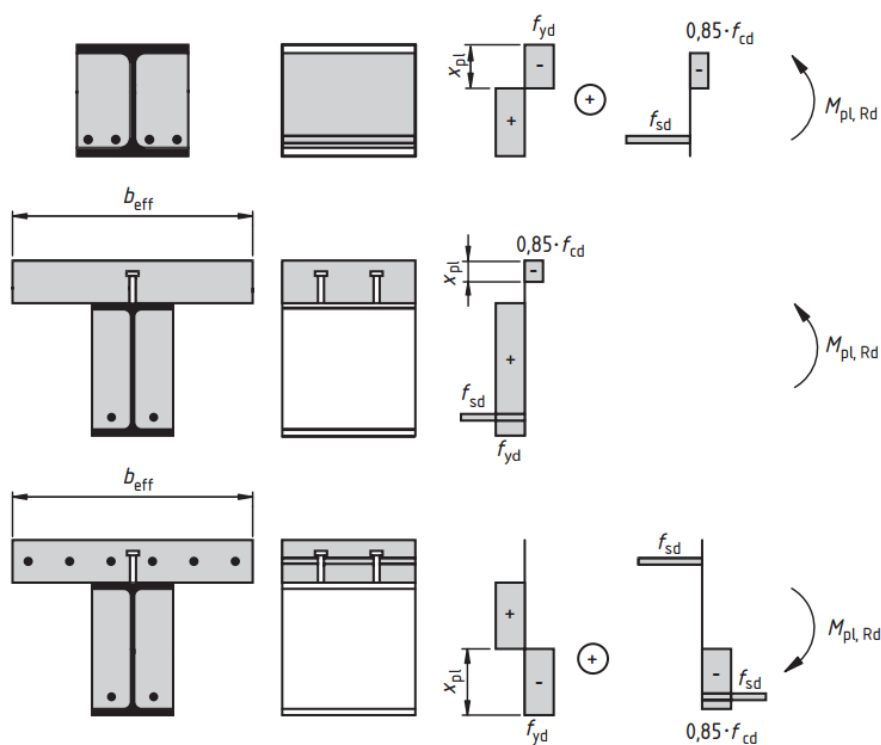


Figura 4.34 – Exemplos de análise de secções transversais de vigas mistas parcialmente revestidas (CEN, 2011).

4.7.2.1.11. Vigas mistas com aberturas de considerável dimensão nas almas

Em certos casos, pode ser necessário recorrerem-se à introdução de aberturas de considerável dimensão nas almas dos perfis metálicos (geralmente altura total da mesma), com são exemplo as vigas apresentadas na Figura 2.24 (vigas alveolares). Nesses tipos de solução há que ter em conta a fragilização de secção metálica (remoção parcial ou mesmo total da alma do perfil), tendo esta implicações que em termos de resistência, quer em termos de rigidez.

Apesar de se relevar uma solução com cada vez mais aplicabilidade no mercado da construção metálica e mista, o dimensionamento deste tipo de soluções não é abrangido pela EN 1994-1-1. No entanto, existe bibliografia de referência que retrata de forma detalhada os procedimentos a seguir para as verificações de segurança desse tipo de elementos estruturais.

Para a verificações deste tipo de soluções sugere-se o recurso à publicação *Design of composite beams with large web openings* do *Steel Construction Institute* (Lawson e Hicks, 2011).

Os possíveis modos de rotura para este tipo de solução são essencialmente os seguintes (Figura 4.35 - Lawson e Hicks, 2011):

- Flexão global (dependendo do comportamento misto na localização da abertura);
- Corte vertical (dependente da secção reduzida de aço);
- Flexão local Vierendeel (dependendo do fluxo de corte junto à abertura);
- Corte horizontal do *web-post* (condicionante em aberturas pouco espaçadas);
- Flexão do *web-post* (que pode ser condicionante para aberturas retangulares pouco espaçadas);
- Encurvadura do *web-post* (dependendo da esbelteza do mesmo, e da resistência ao corte do *web-post* entre aberturas adjacentes);
- Encurvadura por corte (condicionante para almas esbeltas).

A flexibilidade local devida às deformações por flexão e por corte podem ser significativas para estes casos de grandes aberturas, pelo que o seu efeito deve ser tido em conta para as verificações aos estados limite de serviço de deformação e para a flexão tipo Vierendeel (Lawson e Hicks, 2011).

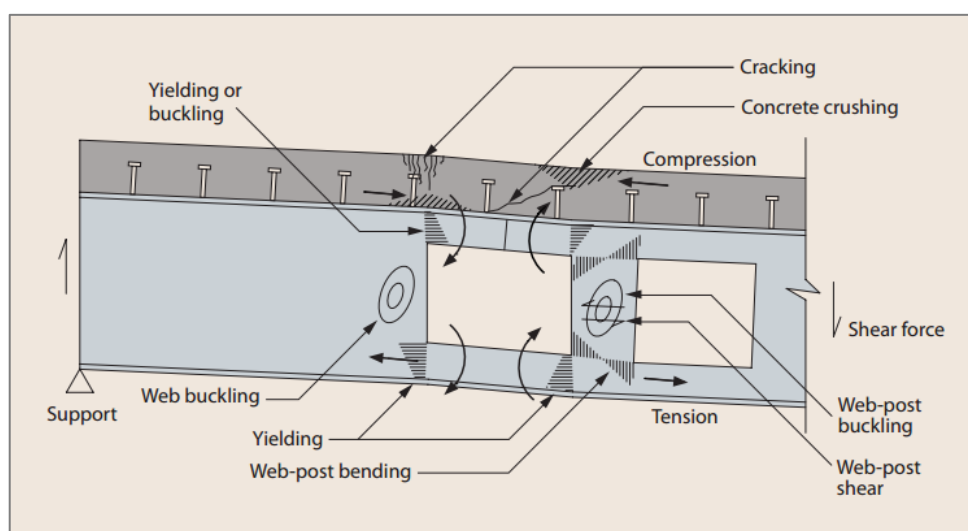


Figura 4.35 – Funcionamento de uma viga mista com grandes aberturas nas almas (Lawson e Hicks, 2011).

4.7.2.2. Estados Limites de Serviço

4.7.2.2.1. Deformação

Os limites de deformação de vigas em edifícios não são explicitamente definidos na EN 1994-1-1. Como limites regulamentares para o controlo de deformações podem ser utilizados os valores especificados na EN 1993-1-1 e na EN 1992-1-1.

A EN 1992-1-1 também se revela bastante omissa sobre a definição de critérios limitativos de deformações por relação direta com o valor do vão, pelo que os limites especificados pela norma EN 1993-1-1 são os que geralmente são aplicados. Esses limites estabelecidos pela referida norma são os indicados no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Limites de deformação para vigas de pavimentos segundo a EN 1993-1-1 para a combinação característica de ações.

Tipo de viga	Limite absoluto	Sobrecarga
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos e outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500

Como informação adicional, apresentam-se no Quadro 4.4 outros os limites de deformações, segundo Simms e Hughes (2011) e Rackham et al. (2009).

Quadro 4.4 – Limites de deformação para vigas mistas.

Tipo de viga	Caso de carga	Limite	Limite absoluto
Interior	Sobrecarga	L/360	Para acomodar acabamentos
	Carga total	L/200	Para acomodar acabamentos
	Carga permanente em fase construtiva	-	25mm – Para evitar carga adicional devido ao efeito pounding
Vigas de bordadura a suportar pavimentos e fachadas	Sobrecarga	L/500	Para acomodar fachadas
	Sobrecarga e carga das fachadas	L/360	Para acomodar acabamentos
	Carga total	L/250	Para acomodar fachadas
Vigas de bordadura a suportar unicamente fachadas	Peso da fachada	L/500	Para acomodar fachadas

As deformações devem ser estimados tendo em conta os efeitos não lineares da fluência, fendilhação e retração do betão, processo construtivo da viga ou ainda possíveis plastificações do aço durante a fase construtiva, tendo estes conceitos sido detalhados no capítulo 3.

De forma a condensar a informação apresentada em termos práticos para a estimativa das deformações a longo prazo em vigas mistas, são em seguida estabelecidos os passos para esse cálculo para os casos de vigas escoradas (Quadro 4.5) e não escoradas (Quadro 4.6).

- Vigas não escoradas – consideração da fluência segundo a EN 1992-1-1 Anexo B1

Quadro 4.5 – Síntese de contribuições para a estimativa de deformação a longo prazo de uma viga mista não escorada (Dujmović et al., 2015).

δ	Ação	Descrição	Fluência	n	Inércia
$\delta_{1,a}$	$G_{k,1} + Q_{fc}$	Peso próprio do betão fresco, da(s) viga(s) metálica(s), chapa colaborante, conetores e sobrecarga construtiva	-	-	I_a
<u>Nota importante:</u> caso seja comprovado que não existe plastificação do perfil metálico em fase de betonagem, pode ser considerada a descarga resultante da remoção da Q_{fc} e ainda da diferença de peso entre o betão fresco e o betão curado. Caso contrário, a deformação em fase construtiva é irreversível, devendo ser considerada a ação para $\delta_{1,a}$ o caso $G_{k,1} + Q_{fc}$.					
$\delta_{1,c}$	$G_{k,2} + \psi_2 Q_k$	Restante carga permanente ($G_{k,2}$) e valor quase permanente da sobrecarga ($\psi_2 Q$)	$t_0 = 28 \text{ dias}$ $t = \infty$	$n_{\delta_{1,c}}$	$I_{\delta_{1,c}}$
$\delta_{2,c}$	$\psi_1 Q_k$	Valor frequente da sobrecarga* ($\psi_1 Q$)	-	n_0	I_0
δ_s	Retração	Aplicação da extensão de retração	$t_0 = 1 \text{ dia}$ $t = \infty$	n_s	I_s
$\delta_{total} = \delta_{1,a} + \delta_{1,c} + \delta_{2,c} + \delta_s$					
* - em alternativa pode-se usar o valor de “ $(1 - \psi_2) Q$ ”, quer conservativamente quer por questões de coerência do método, uma vez que para certos tipos de utilização, o somatório do ψ_1 e ψ_2 pode dar superior à unidade.					

sendo:

$G_{k,1}$ – Peso próprio do betão fresco, da(s) viga(s) metálica(s), chapa colaborante, conetores e sobrecarga construtiva. No caso de não existir plastificação do perfil metálico em fase de betonagem, esta ação resume-se ao peso de betão curado e restantes pesos dos elementos metálicos referidos;

I_a – Inércia da secção puramente metálica;

Q_{fc} – Sobrecarga construtiva;

$G_{k,2}$ – Restantes cargas permanentes;

Q_k – Sobrecarga;

$n_{\delta_{1,c}}$ – Coeficiente de homogeneização para a determinação da inércia $I_{\delta_{1,c}}$ e consequentemente da deformação $\delta_{1,c}$, tendo em conta o apropriado coeficiente de fluência;

$n_{\delta_{2,c}}$ – Coeficiente de homogeneização para a determinação da inércia $I_{\delta_{2,c}}$ e consequentemente da deformação $\delta_{2,c}$, tendo em conta o apropriado coeficiente de fluência;

n_s – Coeficiente de homogeneização para a retração para a determinação da inércia I_s e consequentemente da deformação δ_s , tendo em conta o apropriado coeficiente de fluência.

ψ_1 – Coeficiente para a determinação do valor frequente da ação variável segundo a EN 1990;

ψ_2 – Coeficiente para a determinação do valor quase permanente da ação variável segundo a EN 1990.

- Vigas escoradas – consideração da fluência segundo a EN 1992-1-1 Anexo B1.

Quadro 4.6 – Síntese de contribuições para a estimativa de deformação a longo prazo de uma viga mista escorada (Dujmović et al., 2015).

δ	Ação	Descrição	Fluência	n	Inércia
$\delta_{1,a}$	$G_{k,1} + Q_{fc}$	Peso próprio do betão fresco, da(s) viga(s) metálica(s), chapa colaborante, conetores e sobrecarga construtiva	-	-	I_a
<i>Nota importante:</i> caso seja comprovado que não existe plastificação do perfil metálico em fase de betonagem, pode ser considerada a descarga resultante da remoção da Q_{fc} e ainda da diferença de peso entre o betão fresco e o betão curado. Caso contrário, a deformação em fase construtiva é irreversível, devendo ser considerada a ação para $\delta_{1,a}$ o caso $G_{k,1} + Q_{fc}$.					
$\delta_{R,c}$	R	Reação contida no escoramento que e transmitida ao elemento misto	$t_0 = \text{Retirada escora}$ $t = \infty$	$n_{\delta_{R,c}}$	$I_{\delta_{R,c}}$
$\delta_{1,c}$	$G_{k,2} + \psi_2 Q_k$	Restante carga permanente ($G_{k,2}$) e valor quase permanente da sobrecarga ($\psi_2 Q$)	$t_0 = 28 \text{ dias}$ $t = \infty$	$n_{\delta_{1,c}}$	$I_{\delta_{1,c}}$
$\delta_{2,c}$	$\psi_1 Q_k$	Valor frequente da sobrecarga* ($\psi_1 Q$)	-	n_0	I_0
δ_s	Retração	Aplicação da extensão de retração	$t_0 = 1 \text{ dia}$ $t = \infty$	n_s	I_s
$\delta_{total} = \delta_{1,a} + \delta_{R,c} + \delta_{1,c} + \delta_{2,c} + \delta_s$					
* - em alternativa pode-se usar o valor de “ $(1-\psi_2) Q$ ”, quer conservativamente quer por questões de coerência do método, uma vez que para certos tipos de utilização, o somatório do ψ_1 e ψ_2 pode dar superior à unidade.					

acrescentando-se que:

R – Reação contida no sistema de escoramentos que é, aquando da sua remoção, aplicada ao elemento misto (de acordo com subcapítulo 3.2);

$n_{\delta_{R,c}}$ – Coeficiente de homogeneização para a determinação da inércia $I_{\delta_{R,c}}$ e consequentemente da deformação $\delta_{R,c}$, tendo em conta o apropriado coeficiente de fluência.

- Vigas não escoradas e escoradas consideração da fluência por método simplificado

Para os casos onde seja válida a aplicação da metodologia simplificada da EN 1994-1-1 5.4.2.2 (11), onde um único coeficiente de homogeneização é considerado, tanto para ações de curta duração como para ações de longa duração (com um módulo de elasticidade efetivo do betão $E_{c,eff}$), a verificação do estado limite de serviço de deformação deve ser efetuada por intermédio da combinação característica de ações (englobando ações permanentes, sobrecarga com o valor característico num único passo, num único modelo com inércia obtida com o referido módulo de elasticidade efetivo do betão - Dujmović et al., 2015). Alerta-se, no entanto, que o processo construtivo deve ser tido em conta, nomeadamente na consideração de viga escorada ou não escorada, assim como a retração, quando relevante.

4.7.2.2. Vibração

No que diz respeito ao controlo e vibrações em vigas mistas, a norma EN 1994-1-1 remete para o cumprimento das especificações da EN 1990 A1.4.4.

Em vigas de edifícios, o controlo de vibrações está essencialmente associada a uma questão de conforto dos utilizadores do pavimento, sendo que por vezes, a sua verificação baseia-se numa comparação da frequência própria do elemento ou sistema estrutural com limites inferiores assumidos como referência apropriados pela comunidade científica.

Alguns desses exemplos são os indicados no Quadro 4.7 (Mullett, 1998; Calado e Santos, 2010, Simms e Hughes, 2011, CEN, 2009a).

Quadro 4.7 – Exemplos de limites inferiores das frequências próprias

Utilização	Limite inferior da primeira frequência própria	Referência
Em geral	4 Hz	(Dujmović et al., 2015)
Em geral	4 Hz	(Mullett, 1998)
Escritórios	3 Hz	(Calado e Santos, 2010)
	4 Hz	(Simms e Hughes, 2011)
Habitação	4 Hz	(Calado e Santos, 2010)
Ginásios	5 Hz	(Calado e Santos, 2010)
Passagens pedonais	7 Hz	(Calado e Santos, 2010)
Passagens pedonais	5 Hz (Vertical)	(EN 1990, Anexo A2.4.3.2)
	2.5 Hz (Horizontal e torsional)	

No entanto, o elevado rigor e fiabilidade exigidos na análise levam a que a simples comparação da frequência própria com os limites indicados não seja suficiente para o processo.

Os processos mais sofisticados baseiam-se essencialmente em comparar as acelerações a que os utilizadores são expostos, aquando da vibração do elemento ou sistema estrutural, com limites de conforto. A referência normativa para este tipo de abordagem recai nas normas *ISO 2631: “Guide to the Evaluation of Human Exposure to Whole Body Vibration”* e *ISO 10137 – “Bases for design of Structures: serviceability of buildings, and walkways against vibration”*. Aplicações de métodos mais rigorosos podem ser encontrados em diversa bibliografia de especialidade (Bachmann e Ammann, 1987), (Wyatt, 1989), (EC-TSR, 2006), (Feldmann et al, 2009), (Smith et al., 2009) ou (Arcelor-Mittal, 2015b).

Segundo Wyatt (1989) e Smith et al. (2009), os modos relevantes para a avaliação de critérios de conforto de vibrações em pavimentos pode ser efetuada avaliando o comportamento de duas configurações distintas para o sistema estrutural (Simms e Hughes, 2011 - Figura 4.36):

- Modo A: Vigas secundárias num alinhamento têm configuração deformada sinusoidal (para cima e para baixo), sendo consideradas para o cálculo da sua frequência como simplesmente apoiadas, tendo em conta a participação da deformação do pavimento. As vigas principais mantêm-se imóveis.
- Modo B: Vigas principais num alinhamento têm configuração deformada sinusoidal (para cima e para baixo), sendo consideradas para o cálculo da sua frequência como simplesmente apoiadas, sendo que neste caso são tidas as contribuições tanto das deformações das vigas secundárias (admitidas como fixas nas extremidades) como do pavimento. Para este modo, a deformada para a análise deve ser tida como o somatório dos efeitos.

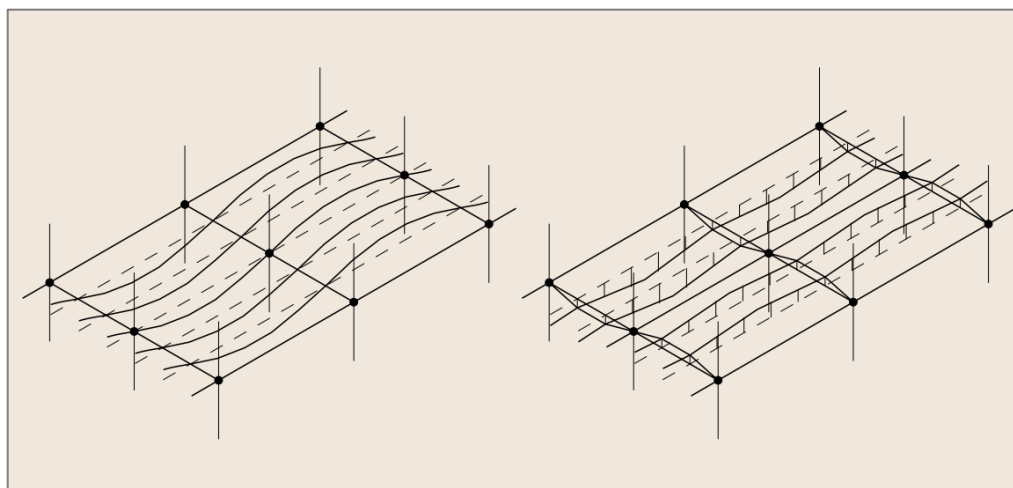


Figura 4.36 – Modo A (esquerda) e B (direita) segundo Wyatt (1989) e Smith et al., (2009).

O processo de verificação, pela metodologia proposta por (Wyatt, 1989) e (Smith et al., 2009) pode ser resumido nos seguintes passos (Simms e Hughes, 2011):

- Determinação de frequências próprias;
- Determinação da massa modal do sistema;
- Avaliação da resposta do sistema;
- Verificação dessa resposta com os limites propostos.

Alternativamente ao procedimento apresentado, mas mantendo como base os conceitos das mesmas normas, refere-se a abordagem proposta nas publicações de EC-TSR (2006), Feldmann et al (2009), Smith et al. (2009) e Arcelor-Mittal (2015b), que recorrem essencialmente à avaliação do conforto em pavimentos por intermédio do valor “*One-step RMS*” (*OS-RMS*), valor esse que corresponde à vibração causada no pavimento por uma passada padrão.

Tendo em conta que o efeito dinâmico da ação induzida pela passada humana num pavimento depende de inúmeros fatores como o peso, velocidade de deslocamento, características do revestimento (tanto sob como sobre o pavimento; teto e acabamento, respetivamente), características dos elementos estruturas, tipo de solução estrutural, *etc*, a determinação de um único valor de *OS-RMS* (em mm/s) pode não ser um procedimento adequado, uma vez que a abrangência de aplicabilidade desse valor limitar-se-ia às condições para que foi calculado.

De forma a contornar-se esta questão, permitindo a aplicação do método a uma ampla variedade de soluções, surge o conceito de *OS-RMS-90 %*, para aplicação ao controlo de vibrações induzidas pela passada humana em edifícios.

O valor de *OS-RMS-90%*, tendo em conta o referido acima, é definido como sendo o correspondente ao percentil de ordem 90 de todos os valores *OS-RMS* obtidos para um conjunto de cargas representativo de uma amostra considerável de combinações de pesos de peões e velocidades de deslocamento apropriados para a análise de controlo de vibrações em elementos estruturais (vigas e pavimentos).

Em EC-TSR (2006), Feldmann et al (2009) e Arcelor-Mittal (2015b), os valores de *OS-RMS-90%* são apresentados em forma de abaco (justificando-se pelas razões supra mencionadas), que são apresentados no Anexo 3, sendo que os *inputs* para a obtenção do seu valor são:

- Frequência própria do modo de vibração esperado para o sistema (f);
- Amortecimento (ξ) – depende do tipo de solução, sendo que os valores recomendados pelas mesmas publicações apresentados no Anexo 3;
- Massa modal do sistema, definida como a massa mobilizada pela vibração com uma determinada configuração modal do modo associado à frequência f .

Para uma determinação expedita da frequência própria do sistema estrutural composto por vigas mistas, Wyatt (1989) propôs que esta poderia ser estimada, partindo da deformada máxima registada no sistema (δ_{max} em milímetros), da seguinte forma:

$$f = \frac{17.8}{\sqrt{\delta_{max}}} \quad (4.79)$$

sendo:

f - Frequência própria do modo de vibração esperado para o sistema partindo da deformada máxima registada no mesmo;

δ_{max} – Máxima deformada registada no sistema estrutural.

Para a determinação da deformada, é consensual considerar-se 10% da ação variável, sendo exemplos apresentados por EC-TSR (2006), Feldmann *et al.* (2009), Arcelor-Mittal (2015b) e Dujmović *et al.* (2015). No entanto, quando critérios mais apertados de controlo de vibrações são necessários, é aceitável recorrer-se ao valor frequente para a sobrecarga ou, em alternativa, fazer-se uma análise para uma dada série de valores de sobrecarga (uma vez que a mesma influência tanto a massa modal como a frequência própria da viga).

Quanto ao módulo de elasticidade do betão, para análises dinâmicas, é reconhecido que o mesmo apresenta um módulo de elasticidade superior ao instantâneo apontado pela EN 1992-1-1. Segundo EC-TSR (2006), Feldmann *et al.* (2009), Arcelor-Mittal (2015b) e Dujmović *et al.* (2015), para efeitos dinâmicos o módulo de elasticidade do betão pode ser considerado como:

$$E_{c,Din.} = 1.1 E_{cm} \quad (4.80)$$

No Anexo 3 do presente documento são fornecidas expressões para a determinação da frequência própria e da massa modal de alguns sistemas estruturais simples. De facto, um sistema estrutural é em geral constituído por vários elementos estruturais (vigas secundárias, principais, laje), sendo que a determinação da frequência própria do modo de vibração relevante para a estrutura pode ser um procedimento moroso.

No entanto, aplicando o critério de *Dunkerley* (equação (4.81)), esse processo pode ser simplificado, subdividindo o comportamento do sistema estrutural no comportamento isolado dos seus componentes (decomposição do modo relevante). Em alternativa, métodos avançados por elementos finitos podem ser recorridos.

$$\frac{1}{f^2} = \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_2^2} + \frac{1}{f_3^2} + \dots \quad (4.81)$$

sendo:

f – Frequência do sistema;

f_i – Frequência do sub elemento i do sistema;

Os limites admissíveis para os valor de *OS-RMS-90%* são dependentes do tipo de utilização a que o pavimento se destina. Estes podem ser fornecidos pela norma *ISO 10137*, sendo que, no entanto, foi comprovado que os valores fornecidos pela mesma norma revelam-se extremamente conservadores (EC-TSR, 2006).

Assim, segundo EC-TSR (2006), Feldmann *et al.* (2009) e Arcelor-Mittal (2015b), os limites a considerar o valor de *OS-RMS-90%* podem ser menos conservativos aos especificados na *ISO 10137*, sendo que os limites sugeridos pelas referidas publicações são apresentados no Anexo 3.

4.7.2.2.3. Controlo de tensões

Para vigas de edifícios, a norma EN 1994-1-1 dispensa o controlo de tensões em vigas mistas para aplicações correntes. No entanto, segundo Simms e Hughes (2011) é deve-se efetuar um controlo de tensões em serviço em vigas mistas, garantindo-se que a viga em serviço não atinge as tensões de cedência (no caso do aço), ou de rotura (no caso do betão), condições que podem perturbar o bom funcionamento ou o aspeto da estrutura. Assim, uma vez que o estado limite de deformação baseia-se inteiramente numa análise elástica, esta verificação deve ser efetuada.

A verificação de tensões deve ter em conta os efeitos não lineares da fluência, retração e fendilhação do betão, assim como o faseamento construtivo da viga, processo semelhante ao necessário para um dimensionamento elástico da viga (sendo que as cargas atuantes na fase de exploração devem ser os resultante da sobreposição de efeitos dos valores característicos das ações).

Note-se que o procedimento deve ser feito para duas fases: curto prazo e longo prazo (tendo em conta os efeitos da fluência e retração para curto e longo prazo). Esta imposição prende-se com o facto de os efeitos diferidos da fluência e retração permitirem uma redistribuição de tensões na secção que são favoráveis, por exemplo, ao banzo de betão comprimido (Braun, 2014a).

Os limites de tensões nos elementos de aço devem ser assumidos como as tensões de cedência das diversas partes constituintes da secção transversal, sendo que no caso do betão, deve ser aplicado o especificado na EN 1992-1-1 7.2. Como critério, pode ser admitida uma tensão limite igual a $0.6 f_{ck}$ para a combinação característica de ações.

4.7.2.2.4. Controlo de Fendilhação

As limitação de aberturas de fendas dependem, segundo a EN 1992-1-1, da classe de exposição dos elementos estruturais, especificadas na EN 1992-1-1 7.4.3 (3). A abertura de fendas registada está intimamente associada a tensão instalada na armadura presentes no banzo de betão tracionado (σ_s), sendo que essa tensão é obtida da seguinte forma:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (4.82)$$

sendo:

$\sigma_{s,0}$ – Tensão na armadura devia aos esforços atuantes na secção mista, calculada desprezando o betão tracionado;

$\Delta\sigma_s$ – Incremento de tensão devido ao *tension-stiffening*:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0.4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} \quad (4.83)$$

$$\alpha_{st} = \frac{A I}{A_a I_a}$$

f_{ctm} – Valor médio da resistência do betão à tração;

ρ_s – Taxa de armadura obtida por $\rho_s = A_s/A_{ct}$;

A_{ct} – Área efetiva do banzo de betão na zona tracionada (considerada geralmente igual à área compreendida na largura efetiva do banzo de betão);

A_s – Área total de todas as camadas de armadura longitudinal na área efetiva A_{ct} ;

A e I – Respetivamente, área e momento de inércia da secção mista efetiva desprezando o betão tracionado e as chapas perfiladas;

$A_a I_a$ - Área e momento de inércia da secção metálica, respetivamente.

A norma EN 1994-1-1, na secção 7.4, estabelece que tanto o método sem cálculo direto de aberturas de fendas especificadas pela EN 1992-1-1 7.3.1 (1) como o método mais rigoroso proposto pela EN 1992-1-1 7.3.4 onde os valores de abertura de fendas são diretamente obtidos, são válidos. No entanto, tanto para avaliações em pontes como para edifícios, o procedimento rigoroso de estimativa de abertura de fendas é geralmente preterido, uma vez que para além de mais moroso, este foi especificamente desenvolvido para vigas de betão, pelo que existem algumas reservas quanto à sua precisão para vigas mistas (Anderson e Johnson, 2004; Hendy and Johnson, 2006).

Para os casos de verificação do estado limite de fendilhação em que não se recorra ao cálculo das aberturas de fendas segundo a norma EN 1992-1-1, cláusula 7.3.4, existem essencialmente dois processos de análise: cálculo direto através de ações aplicadas na estrutura (*direct loading method*) ou método indireto sem recurso ao cálculo de tensões provenientes das ações atuantes nas vigas (*indirect loading method*).

Nos casos onde seja utilizado o método sem cálculo direto da abertura de fendas, mas onde as tensões no aço $\sigma_{s,0}$ sejam calculadas para as ações atuantes no elemento (*direct loading method*), a obtenção dessas tensões deve ser feita utilizando a rigidez fendilha e não fendilhada do sistema estrutural, contabilizando a fluência para longo prazo ($t = \infty$), efeito da retração (pelo menos a extensão de secagem), recorrendo-se para a contabilização da ação variável ao valor quase permanente da mesma segundo a norma EN 1990 (Dujmović et al., 2015).

Ainda sobre as metodologias de análise com cálculo direto da tensão $\sigma_{s,0}$, refira-se que essa determinação deve ser efetuada partindo do modelo fendilhado (definido com base na combinação característica de ações pelo método geral, ou assumindo uma extensão de 15% do vão de zona fendilhada de cada lado no apoio pelo método simplificado), tendo em conta os efeitos das ações permanentes, valor quase permanente da sobrecarga e retração.

No caso de vigas não escoradas, o peso próprio dos elementos estruturais (aço e betão) são resistidos em serviço exclusivamente pelos elementos metálicos, pelo que, nesses casos, os

efeitos das ações permanentes para a determinação das tensões atuantes no aço $\sigma_{s,0}$ resumem-se aos efeitos das restantes cargas permanentes. Para o caso da retração, a determinação dos efeitos hiperestáticos (que se traduzirão num incremento de tensões) deve ser feita de acordo com o apresentado na Figura 3.23. Com base nesse valor de tensão $\sigma_{s,0}$, o valor de tensão σ_s pode assim ser calculado, sendo assim possível efetuar-se a verificação de diâmetro admissível e espaçamento admissível de varões segundo os Quadro 7.1 e 7.2 da EN 1994-1-1, respetivamente.

Como alternativa aceitável (e conservativa), o controlo da abertura de fendas pode ser efetuado pelo referido método indireto (*indirect loading method*), um procedimento sem cálculo direto das tensões nas armaduras, sendo em alternativa necessário o cumprimento da armadura mínima, diâmetro máximo de varões e espaçamentos de acordo com a EN 1994-1-1 7.4.2 e 7.4.3.

A armadura mínima a respeitar nesses casos (que deverá ter aplicado pelo menos metade do seu valor entre a meia espessura da laje e a face de maior tensão de tração – EN 1994-1-1 7.4.2 (3)), é a seguinte:

$$A_s \geq k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (4.84)$$

sendo:

$f_{ct,eff}$ – Valor médio da resistência do betão à tração à data em que as primeiras fendas são suscetíveis de se formar. Este valor é geralmente considerado igual a f_{ctm} ou f_{lctm} , admitindo-se como classe a resistência à data em que as primeiras fendas são suscetíveis de se formar. Para os casos onde a idade do betão no momento da fendilhação não pode ser determinada com rigor por ser inferior a 28 dias, pode-se adotar um resistência à tração de 3 MPa.

k – Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas, que poderá ser considerado igual a 0.8;

k_s – Coeficiente que tem em conta o efeito da redução do esforço normal da laje de betão devido à fendilhação inicial e ao escorregamento local da conexão, e que pode ser tido como 0.9.

k_c – Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e que pode ser tido como:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2 z_0)} + 0.3 \leq 1 \quad (4.85)$$

h_c – Altura maciça do betão excluindo nervuras;

- z_0 – Distância vertical entre os centros de gravidade do banzo de betão não fendilhado e da secção mista não fendilhada, utilizando no cálculo o coeficiente de homogeneização para curto prazo (n_0);
- σ_s – Tensão máxima admissível na armadura imediatamente após fendilhação. Esta tensão (que pode ser tida como f_{sk}) deve ser obtida em função do Quadro 7.1 da norma EN 1994-1-1, dependendo do diâmetro máximo do varão \emptyset^* e dos limites de aberturas de fendas definidos de acordo com a EN 1992-1-1;
- A_{ct} – Área da zona tracionada imediatamente antes da fendilhação da secção. Geralmente, este valor é admitido como a área da secção de betão compreendida na largura efetiva do banzo de betão sobre o apoio (Dujmović et al., 2015).

O diâmetro \emptyset^* , admissível para o controlo de tensões, pode ser obtido com base na tensão σ_s através do Quadro 7.1 da EN 1994-1-1. Essa tensão pode assim ser obtida com recurso aos dois métodos referidos: método direto ou método indireto. Partindo do valor desse diâmetro, é possível determinar o diâmetro admissível real (passível de ser aplicado na solução) pela seguinte equação:

$$\emptyset = \emptyset^* f_{ct,eff}/f_{ct,0} \quad (4.86)$$

\emptyset – Diâmetro real do varão;

$f_{ct,0}$ – Resistência de referência de 2.9 MPa.

Na prática, no processo de dimensionamento, aquando da verificação do estado limite de serviço de fendilhação tem-se já admitida uma armadura para a secção, quer seja esta definida para o cálculo da resistência da secção ao momento fletor negativo, armadura mínima para capacidade de rotação da secção se esta for de classe 1 ou 2 sobre os apoios, ou apenas pela definição da armadura da laje (pelo menos a mínima especificada pela EN 1994-1-1 9.8.1 (2)).

Assim, faz sentido que pelo processo de cálculo indireto (*indirect loading method*) a equação (4.84) seja reformulada para obter o valor de σ_s . Partindo desse valor, através do Quadro 7.1 da EN 1994-1-1, de acordo com o limite de abertura de fendas necessário ao projeto, é possível obter-se o valor de \emptyset^* (sendo permitida interpolação linear entre os seus valores) e consequentemente ser definido o limite de diâmetro real permitido para aplicação em obra \emptyset , de acordo com a equação (4.86). Com o valor da tensão σ_s obtida, é necessário ainda a definição do espaçamento máximo de varões, segundo o Quadro 7.2 da EN 1994-1-1, igualmente de acordo como limite de aberturas de fendas necessário (mais uma vez, é permitia interpolação linear entre os valores dos espaçamentos de acordo com o nível de tensão instalado nas armaduras).

Para vigas mistas de edifícios que sejam calculadas como tramos simplesmente apoiados, mesmo que a laje seja contínua e nos casos onde o controlo de abertura de fendas não seja relevante para o projeto em cauda (nos casos em que, por exemplo, sobre a laje estrutural está prevista a aplicação de uma camada de enchimento ou um outro acabamento que a torne esteticamente secundária), a armadura longitudinal na largura efetiva da laje de betão não deve ser inferior a:

- 0.4% da área de betão, para uma construção escorada;
- 0.2% da área de betão para uma construção não escorada.

Para os outros casos, apesar de as vigas serem dimensionadas para estados limites últimos como simplesmente apoiadas, em serviço estas têm um comportamento de viga contínua, solicitando a armadura sobre os apoios (pilares ou vigas principais, nos casos de vias secundárias). Assim, a solicitação dessas armadura em serviço traduz-se num desenvolvimento de fissuras junto a esses apoios, sendo que para os casos onde a laje seja em betão aparente, há que verificar a relevância das dimensões dessas fissuras (tendo em conta os limites regulamentares), recorrendo-se para tal aos métodos supra apresentados.

O recurso a vigas simplesmente apoiadas permite uma considerável redução da complexidade e tempo necessário para análise global do elemento comparativamente a um sistema de vigas contínuas. Deste modo, revela-se mais adequada a aplicação do método sem cálculo direto de tensões (*indirect loading method*), sendo assim apenas necessária a definição da largura do banzo efetivo sobre os apoios para a análise.

4.8. Dimensionamento de vigas mistas tipo *Slimfloor*

4.8.1. Conceitos base comuns à fase construtiva e à fase definitiva

4.8.1.1. Dimensionamento do banzo ou chapa de banzo em flexão

Em vigas mistas embebidas (tipo *slimfloor*), ilustradas nas Figura 4.3 e Figura 4.5, as cargas transmitidas pela laje de pavimento têm apoio no banzo inferior da viga metálica ou na chapa soldada ao mesmo. Este funcionamento estrutural, induz flexão transversal na alma e banzo da viga, sendo esta uma das verificações particulares para este tipo de soluções.

A verificação do banzo em flexão pode ser feita por um processo de cálculo plástico, uma vez que a flexão local da placa o permite, como especificado por Mullett (1992 e 1998) ou Mullett e Lawson (1999). No entanto, é prudente este dimensionamento não se basear numa análise plástica para não induzir deformações plásticas no banzo ou chapa sob o banzo da viga.

Algumas publicações sugerem como referência que a resistência do banzo (ou chapa) pode ser tida como a especificada pela norma BS5950-1 cláusula 4.2.5.1, que indica que de modo a precisamente se evitarem deformações irreversíveis sob cargas de serviço, o valor da resistência à flexão elástica de um elemento em consola não deve ser ultrapassado em 20% (Tata Steel, 2007).

Assim, a resistência do elemento de suporte do pavimento pode ser considerada como a resistência elástica multiplicada por um fator de 1.2 (inferior a 1.5 que é o fator de forma de uma secção retangular).

Para os casos onde a laje seja mista, em que a transmissão de esforços para o banzo (ou chapa) não seja feita de forma contínua mas sim de forma discreta (através das nervuras da chapa), o momento resistente do elemento de suporte, $M_{rd,p}$, pode ser estimado da seguinte forma:

$$M_{rd,p} = 1.2 W_{el,p} f_y \frac{L}{b_s} \quad (4.87)$$

sendo:

L – Vão da viga;

b_s – Espaçamento entre as nervuras da chapa colaborante;

f_y – Tensão de cedência da placa do banzo (ou da chapa soldada sob o mesmo);

$W_{el,p}$ – Módulo de flexão elástico do banzo inferior do perfil metálico ou da chapa soldada sob o mesmo, dado por:

$$W_{el,p} = \frac{b_{eff,p} t^2}{6} \quad (4.88)$$

tendo ainda em consideração que:

$b_{eff,p}$ – Largura efetiva do banzo do perfil metálico por nervura, podendo este ser estimado pela (4.89) – (Tata Steel, 2007);

t – Espessura do banzo inferior do perfil metálico ou chapa soldada sobre o mesmo.

$$b_{eff,p} = \min(b_s; b_b + 2 e_p) \quad (4.89)$$

sendo:

b_b – Largura da nervura da chapa colaborante;

e_p – Excentricidade do carregamento, de acordo com a Figura 4.37.

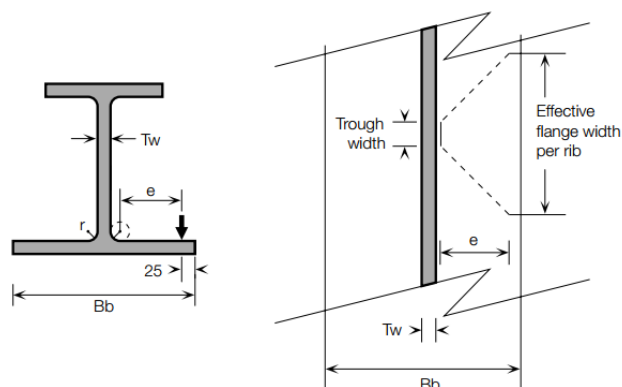


Figura 4.37 – Largura efetiva do banzo $b_{eff,p}$; “ e ” ($e = e_p$) excentricidade para verificação da flexão local (transversal) do banzo (Tata Steel, 2007).

Na Figura 4.37, o ponto de aplicação da carga transmitida pelas nervuras da chapa colaborante está aplicado a 25 mm da extremidade do banzo, correspondente a metade do valor da entrega da chapa sobre o banzo inferior de 50 mm (Figura 4.38).

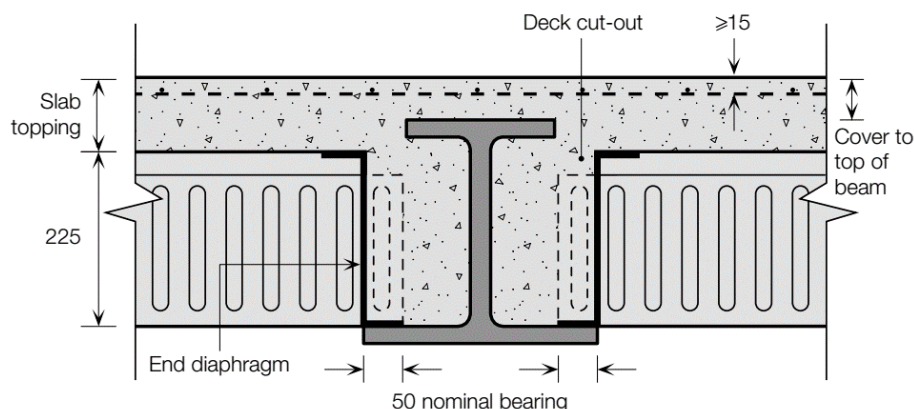


Figura 4.38 – Esquema de instalação tipo em pavimentos tipo *Slimdek* (Tata Steel, 2007).

Caso a laje seja maciça, ou tenha um apoio contínuo sobre o banzo ou chapa soldada ao mesmo, a largura efetiva ($b_{eff,p}$) pode ser tida como unitária, fazendo-se uma análise por metro linear do banzo ou chapa.

O momento fletor transversal atuante no banzo é determinado com base na força transmitida ao mesmo (dependendo da fase de dimensionamento em causa: fase construtiva ou fase definitiva, de exploração) com base no braço definido pela excentricidade e_p ilustrada na Figura 4.37.

O procedimento exposto necessita de ser aplicado tanto para a fase construtiva como para a fase definitiva, estando as diferenças entre essas duas análises exclusivamente associadas com o nível de carregamento que o banzo fica sujeito.

4.8.1.2. Dimensionamento da alma em flexão transversal

Por um processo semelhante ao descrito para o banzo inferior, ou chapa soldada ao mesmo, devido à forma como o carregamento é aplicado ao perfil metálico neste topo de soluções, a alma do perfil pode ser solicitada por uma flexão transversal.

Para a fase construtiva, a dispensa desta verificação pode-se justificar com o facto de a chapa colaborante de piso, eficazmente fixada aos banzos do perfil, impede a flexão da alma. Para fase definitiva, o confinamento proporcionado pelo pode justificar uma dispensa da referida verificação, podendo-se assumir que o estado de tensão instalado é o proveniente da fase construtiva. Esta última indicação pode ser justificada pelo facto de a flexão que a alma possa sofrer em fase construtiva, é, muitas vezes, não recuperável após a cura do betão.

Nos casos em que se indique uma necessidade de verificação de segurança da flexão transversal da alma, a mesma pode ser feita por um processo análogo ao exposto para o banzo ou chapa soldada sobre o mesmo, com a particularidade de neste caso a excentricidade ser um pouco maior – Figura 4.39.

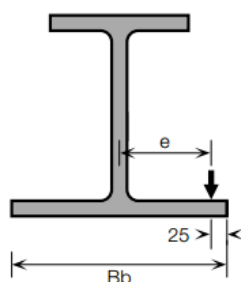


Figura 4.39 – Excentricidade para verificação de segurança da flexão transversal da alma:

$$e = e_w \text{ (Tata Steel, 2007).}$$

Para uma excentricidade e_w , a largura efetiva necessária para o cálculo do momento fletor resistente transversal, no caso de lajes com chapas colaborantes é dada por:

$$b_{eff,w} = \min(b_s; b_b + 2 e_w) \quad (4.90)$$

Caso a laje seja maciça, ou tenha um apoio contínuo sobre o banzo ou chapa soldada ao mesmo, a largura efetiva ($b_{eff,w}$) pode ser tida como unitária, fazendo-se uma análise por metro linear do banzo ou chapa.

O momento fletor transversal atuante na alma é determinado com base na força transmitida ao banzo ou chapa soldada sobre o mesmo (dependendo da fase de dimensionamento em causa: fase construtiva ou fase definitiva, de exploração) com base no braço definido pela excentricidade e_w ilustrada na Figura 4.39.

4.8.1.3. Estado biaxial de tensão em soluções *slimfloor*

Nos dois subcapítulos anteriores foi referido o facto de as placas constituintes do banzo, chapa soldada sobre o mesmo ou da alma do perfil metálico serem submetidos a uma flexão transversal devida à excentricidade de aplicação da carga.

Para além desta flexão transversal, as tensões mobilizadas pela flexão longitudinal do perfil metálico levam à existência de um estado biaxial de tensão constituído pelas seguintes tensões normais:

σ_1 – Provenientes da flexão longitudinal da viga;

σ_2 – Provenientes da flexão transversal das placas constituintes da viga metálica.

Na Figura 4.40 é ilustrado o estado biaxial de tensão na chapa soldada sobre um perfil metálico, sob a flexão longitudinal (resultando na tensão σ_1) e sujeito a uma flexão transversal, por intermédio do momento M , que se traduz na existência das tensões σ_2 referidas.

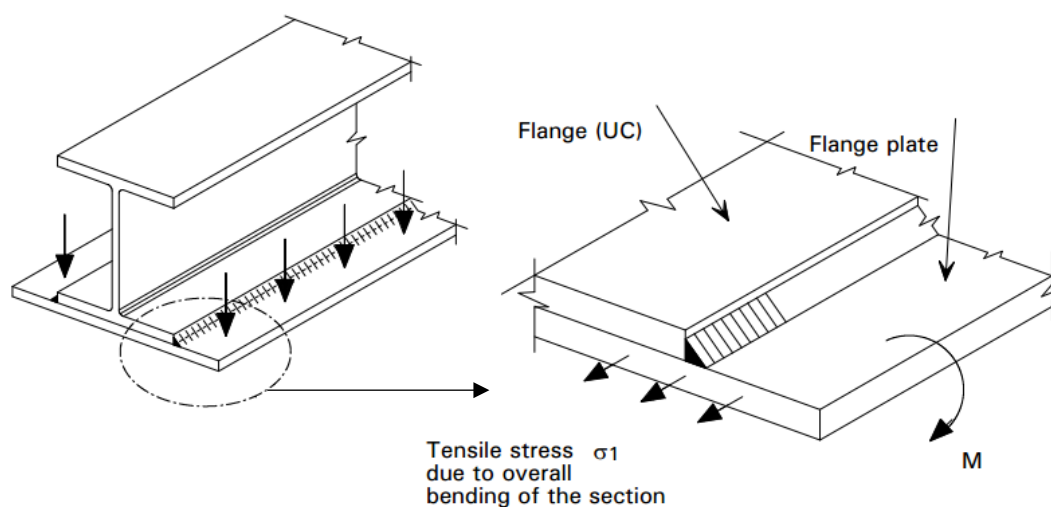


Figura 4.40 – Estado biaxial de tensão na chapa soldada sobre o banzo do perfil metálico em soluções *slimfloor* (adaptado de Mullett e Lawson, 1999).

A existência deste par de tensões normais tem que ser considerada para o cálculo da resistência dos elementos metálicos, quer se trate da resistência do perfil metálico em fase construtiva, quer se trate da resistência do perfil misto para fase definitiva.

Par a contabilizar o efeito conjunto das referidas tensões, recorre-se normalmente ao critério de cedência de *von Mises*, podendo o processo ter as seguintes abordagens (Mullett, 1992; Mullett e Lawson, 1993; Mullett et al. 1997; Mullett, 1998; Mullett e Lawson, 1999):

- Partindo da tensão normal σ_1 , limitar o valor da tensão normal σ_2 ;
- Partindo da tensão normal σ_2 , limitar o valor da tensão normal σ_1 .

O critério de von Mises tem a seguinte formulação (podendo-se enquadrar pela Figura 4.8a):

$$\sigma_{vM} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_y - \sigma_x \sigma_z - \sigma_y \sigma_z + 3 \tau_{xy}^2 + 3 \tau_{xz}^2 + 3 \tau_{yz}^2} \leq f_{y,d} \quad (4.91)$$

sendo:

σ_i – Tensão normal paralela ao eixo i ;

τ_{ij} – Tensão tangencial, sendo i a direção semi-normal da faceta e j a direção do vetor de tensão de corte.

$f_{y,d}$ – Tensão de cedência do elemento.

Note-se que o exposto não é mais do que uma forma alternativa de estabelecer o critério base da EN 1993-1-1 6.2, equação 6.1, para dimensionamento elástico de secções transversais.

Em vigas simplesmente apoiadas, por secção transversal, as tensões de corte presentes no banzo ou na alma são relativamente pequenas em comparação com as tensões normais, ou mesmo nulas para o ponto de momento fletor máximo ($\tau_{xy} \approx \tau_{xz} \approx \tau_{yz} = 0$). Nestes últimos casos, a equação pode traduzir-se em termos práticos da seguinte forma para um estado biaxial de tensão σ_x (ou σ_1) e σ_y (ou σ_2) (Mullett, 1992; Mullett e Lawson, 1993; Mullett et al. 1997; Mullett, 1998; Mullett e Lawson, 1999):

$$\sigma_{vM} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y} \leq f_{y,d} \quad (4.92)$$

Nos casos de vigas contínuas, para o caso da alma, a resistência do betão confinado entre os banzos superior e inferior para a resistência ao esforço transversal é geralmente desprezada, sendo que a condição de se admitir que $\tau_{xy} \approx \tau_{xz} \approx \tau_{yz} = 0$ revela-se proporcionalmente adequada tanto para zonas de momento fletor positivo, como para zonas de momento fletor negativo. Esta questão prende-se com o facto de a distribuição do esforço de corte ser repartido entre a alma do perfil metálico e o betão confiando junto à mesma. No caso do banzo ou chapa soldada sobre o mesmo, apesar de a aproximação traduzida pela equação (4.92) se revelar adequada para flexão positiva, há que contabilizar o efeito das tensões tangenciais nas zonas de momento fletor negativo, uma vez que nessas zonas o momento fletor negativo máximo coincide com o esforço de corte máximo.

Para os casos em que uma análise decorrente da equação (4.92) seja aplicável, a tensão máxima admissível, tendo como base o limite de $f_{y,d}$, é obtida por:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_2 \pm \sqrt{(4 f_{y,d}^2 - 3 \sigma_2^2)}}{2} \quad (4.93)$$

Com o momento fletor transversal atuante (M), resistência à flexão transversal do elemento (M_{Rd}), é possível, partindo do critério de *von Mises*, estimar a relação máxima entre o momento fletor transversal atuante no banzo e a sua capacidade resistente da seguinte forma (Mullett, 1992), (Mullett e Lawson, 1993), (Mullett et al. 1997), (Mullett, 1998), (Mullett e Lawson, 1999):

$$\frac{M}{M_{Rd}} = \frac{c^2 - \sigma_1^2}{2 c f_{y,d}} \quad (4.94)$$

sendo:

M – Momento fletor transversal atuante (de acordo com a Figura 4.40);

M_{Rd} – Momento resistente transversal da placa.

$$c = \sqrt{4 f_{y,d}^2 - 3 \sigma_1^2} \quad (4.95)$$

Note-se que o critério é independente do tipo de análise utilizada na secção (elástica ou plástica), sendo dependente apenas se para M_{Rd} se considera o momento resistente plástico ou elástico (Mullett, 1992).

Com a relação apresentada, é possível limitar a relação do momento fletor resistente do banzo inferior ou, por outro lado, estabelecer uma tensão resistente para a flexão longitudinal. O processo pode ser efetuado estimando uma relação análoga à relação da equação (4.95), tendo neste caso como objetivo obter-se a relação $\sigma_1/f_{y,d}$. A relação entre $M/M_{Rd,p}$ e $\sigma_1/f_{y,d}$ pode ser ilustrada pela Figura 4.41 (Mullett, 1992).

Segundo Mullett et al. (1997), a relação $\sigma_1/f_{y,d}$ pode ser estimada partindo da relação $M/M_{Rd,p}$ da seguinte forma:

$$\frac{\sigma_1}{f_{y,d}} \approx \sqrt{1 - 0.52 \left(\frac{M_{ed}}{M_{rd,p}} \right) - 0.48 \left(\frac{M_{ed}}{M_{rd,p}} \right)^2} \quad (4.96)$$

O mesmos autores referem que o efeito da flexão biaxial da placa poderá ser desprezado para os casos em que $M/M_{rd,p} < 0.3$ (Mullett et al. 1997).

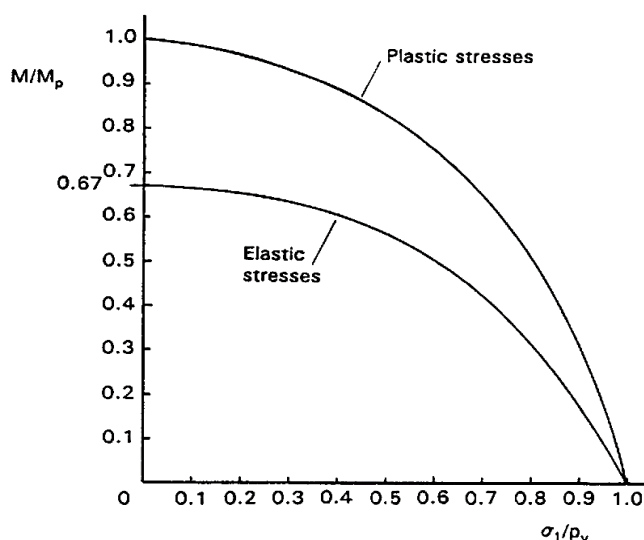


Figura 4.41 - Relação M/M_{Rd} e $\sigma_1/f_{y,d}$ ($p_y = f_{y,d}$; $M_p = M_{Rd,p}$) (adaptado de Mullett, 1992).

Alternativamente ao processo exposto, existe ainda referência a uma metodologia alternativa, onde por um processo semelhante, mantendo-se a tensão de cedência inalterada, uma espessura equivalente da chapa sujeita ao estado biaxial de tensão é calculada (Braun, 2014a). A redução da espessura do banzo, segundo Braun (2014a), pode ser estimada da seguinte forma:

$$\Delta_t = 0.5 t \left(1 - \sqrt{1 - M/M_{Rd,p}} \right) \quad (4.97)$$

sendo:

t – Espessura da chapa sujeita ao estado biaxial de tensão.

Segundo Braun (2014a), para as soluções estruturais apresentadas na Figura 4.40, a influência do estado biaxial de tensão não se faz sentir apenas possível redução de resistência da chapa soldada sobre o banzo mas também no próprio banzo. Para esse caso, a excentricidade ilustrada pela Figura 4.37 pode ser tida como medida até ao bordo livre do banzo (e não a meia distância da entrega da chapa), uma vez que é nesse ponto que se situa a soldadura que reproduz a transmissão de carga.

O banzo e a chapa devem ainda ser verificados ao corte (verificação que muito dificilmente condicionará o dimensionamento), e à interação entre o corte e flexão do banzo (Braun, 2014a).

Ao contrário do justificado anteriormente, Braun (2014a) adota um cálculo plástico para as verificações de segurança do banzo ou da chapa, procedendo a uma limitação de deformação de 0.2 mm para os elementos em causa sob a reação do pavimento (critério imposto também pelo *CoSFB-Betondübel* - DIBt, 2014 - *concrete-dowels*).

4.8.1.4. Definição de carregamentos para verificações locais

Como referido anteriormente, é assumido que ação transmitida pelo pavimento é aplicada na sua totalidade no banzo, o que por si só uma condição conservativa para o dimensionamento, uma vez que é ignorada a contribuição das nervuras ou da laje de betão que, em parte, asseguram a transmissão de uma percentagem dessa reação diretamente ao perfil metálico (essencialmente as restantes cargas permanente e sobrecarga).

Simplificando e tornando de fácil aplicação o processo, esse efeito é desprezado, sendo vulgar assumir-se que a totalidade da reação é sempre aplicada apenas ao banzo ou chapa metálica soldada sobre o mesmo.

Métodos mais precisos podem ser encontrados em Braun (2014a), onde se apresenta precisamente um procedimento onde se assume que o carregamento proveniente de acabamentos e sobrecargas são aplicados diretamente através da laje de pavimento, não solicitando assim o banzo ou banzo e chapa de base sobre o perfil metálico. O processo assenta essencialmente na implementação de um modelo de escoras e tirantes para a análise da transmissão de carga diretamente ao centro de corte do perfil metálico.

As ações de dimensionamento que mobilizam a flexão transversal ou longitudinal são dependentes do estado limite de verificação de segurança em causa, sendo que, consequentemente, para esses diferentes estados as reduções/limitações de resistências devido ao estado biaxial de tensão nas placas são distintas.

Para as verificações da flexão transversal e análise de flexão biaxial do banzo inferior (ou chapa soldada sobre o mesmo), o momento fletor transversal pode ser definido tendo em conta os casos de carga apresentados no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Momento fletor transversal atuante no banzo ou chapa soldada sob o mesmo.

Estado Limite	R_{max}	Ações	Braço: e_p	M
Fase construtiva	ULS fase construtiva: Figura 4.3 e Figura 4.5	Peso próprio da chapa colaborante, betão fresco e sobrecarga construtiva: subcapítulos 4.5.1 e 4.5.2.	Figura 4.37	$R_{max} e_p$
Fase definitiva	ULS fase definitiva	Peso próprio da chapa colaborante, betão curado, restantes cargas permanentes e sobrecarga: subcapítulo 4.6.	Figura 4.37	$R_{max} e_p$

R_{max} - Reação transmitida pelo pavimento ao banzo ou chapa soldada sob o mesmo.

Para as verificações da flexão transversal e análise de flexão biaxial da alma do perfil metálico, o momento fletor transversal pode ser definido da seguinte forma:

Quadro 4.9 - Momento fletor transversal atuante na alma.

Estado Limite	Tipo de análise		R_1	R_2	Braço: e_p e “ e ”	M
Fase construtiva	Máxima flexão longitudinal	ULS fase construtiva:	P.p. chapa, betão fresco e sobrecarga construtiva	P.p. chapa, betão fresco e sobrecarga construtiva	Figura 4.39	$R_2 (e_w + e) - R_1 e_w$
		Figura 4.3			Figura 4.3	
Fase definitiva <i>(Nota 1)</i>	Máxima torção	ULS fase construtiva:	PP chapa ($\gamma_G = 1$)	PP chapa, betão fresco e sobrecarga construtiva	Figura 4.39	$R_2 e_w - R_1 e_w$
		Figura 4.5				
	ULS fase definitiva	ULS fase definitiva	P.p. chapa, betão curado (+ r.c.p) ($\gamma_G = 1$)	P.p. chapa, r.c.p., betão curado e sobrecarga	Figura 4.39	$R_2 e_w - R_1 e_w$

R_1 – Reação do pavimento de um lado da viga; R_2 - Reação do pavimento do outro lado da viga.

* - Verificações aos estados limites de serviço em termos de controlo de tensões.

Nota 1: *tal como especificado, a flexão da alma pode ser impedida por uma eficiente amarração da chapa colaborante aos banzos do perfil metálico. Para os casos em que a mesma seja relevante, o confinamento proporcionado pelo betão faz com que esta verificação possa ainda ser dispensada.*

4.8.2. Fase construtiva

4.8.2.1. Estados limites últimos

4.8.2.1.1. Resistência da secção transversal: *flexão biaxial com torção*

Se uma viga for sujeita a momentos torsões iguais e de sentido oposto em cada uma das suas extremidades, e se as suas extremidades não forem restringidas ao empenamento, essa solicitação é correspondida com o fluxo de tensões tangenciais apresentado na Figura 4.42. Nesses casos, as tensões tangenciais são resultantes exclusivamente desse momento torsor aplicado, resultante numa mudança de rotação da viga segundo um eixo longitudinal coincidente com o centro de corte da secção. Este estado é conhecido como torção pura ou torção de St Venant .

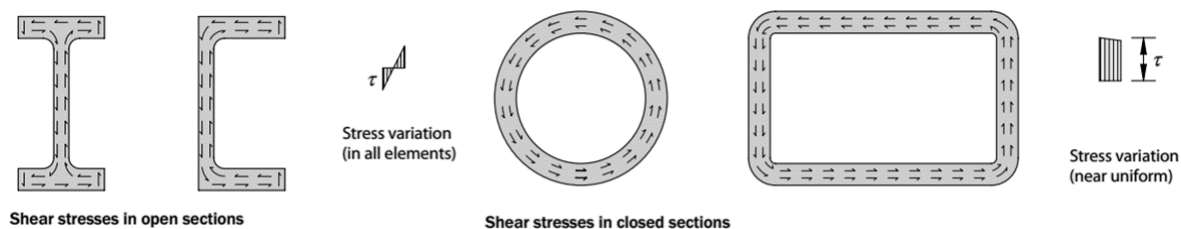


Figura 4.42 – Fluxo de tensões tangenciais para peça sujeita a torção uniforme (Hughes et al., 2011).

Apesar de em secções tubulares as secções se manterem planas após a imposição da torção uniforme, em secções abertas a secção sofre um empenamento da sua secção transversal, sendo este fenómeno característico das secções em I/H. Este fenómeno é essencialmente caracterizado por uma contra rotação dos banzos nos seus planos, tal como ilustrado na Figura 4.43.

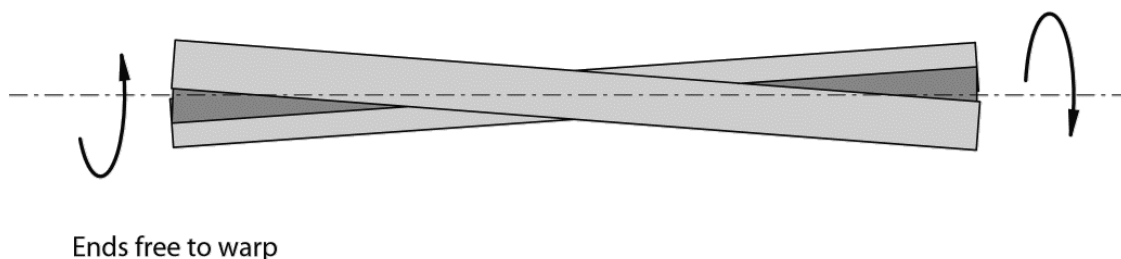


Figura 4.43 – Deformada de viga em I sujeita a torção pura (Hughes et al., 2011).

Quando o empenamento da secção é restringido, são mobilizadas tensões normais e de corte adicionais no elemento. Um exemplo do comportamento de uma viga nessas circunstâncias é ilustrado pela Figura 4.44, onde a viga sujeita a torção uniforme apresenta uma restrição ao empenamento a meio vão.

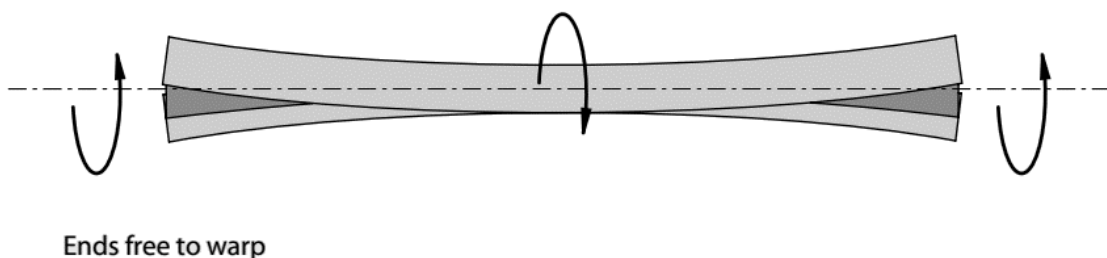


Figura 4.44 – Deformada de viga em I sujeita a torção com restrição ao empenamento a meio vão (Hughes et al., 2011).

Para além do caso simples apresentado na Figura 4.44, as tensões devidas ao empenamento da secção surgem, por exemplo, quando o elemento é sujeito a um carregamento excêntrico, aplicado com excentricidade em relação ao centro de corte da secção, mesmo que não haja restrições (Figura 4.45).

Para o caso particular da Figura 4.45, a complexidade da análise acresce, uma vez que para além da torção, é mobilizada flexão longitudinal, sendo que da conjugação dos esforços e da configuração deformada da peça (devido à rotação $\phi(x)$ da secção “ x ” do elemento - Figura 4.46), o perfil é ainda solicitado com uma flexão segundo o eixo de menor inércia, tal como ilustrado pela Figura 4.47.

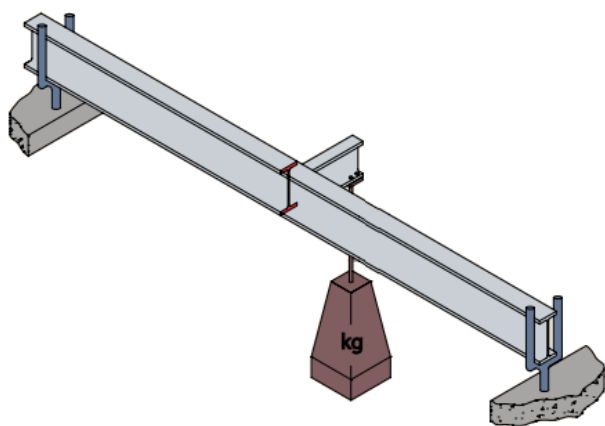


Figura 4.45 – Exemplo de carregamento excêntrico em viga metálica (adaptado de Hughes et al., 2011).

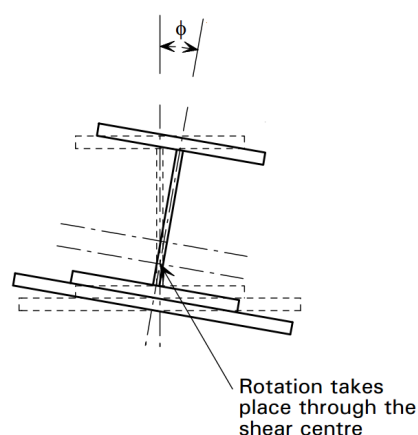


Figura 4.46 – Ângulo de rotação ϕ (adaptado de Mullett e Lawson, 1999).

Assim, para uma qualquer secção na viga, o efeito da torção é geralmente resistido pelas tensões de corte de St Venant (τ – torção uniforme) e pelas tensões de corte e normais desenvolvidas pela restrição ao empenamento da secção (σ_w e τ_w – *Warping torsion*). Este princípio é descrito na EN 1993-1-1 6.2.7, afirmando que a torção de dimensionamento pode ser expressa pela equação (4.98).

$$T_{Ed} = T_{e,Ed} + T_{w,Ed} \quad (4.98)$$

$T_{e,Ed}$ – Momento torsor resultante da torção de St Venant;

$T_{w,Ed}$ – Momento torsor resultante da torção de empenamento.

No entanto, para secções em I, os efeitos das tensões de corte devidas ao empenamento podem ser, segundo (Hughes et al., 2011) desprezadas, tendo-se em conta o seu efeito exclusivamente pelas tensões normais σ_w . Esse pressuposto é suportado ainda pela EN 1993-1-1 6.2.10.

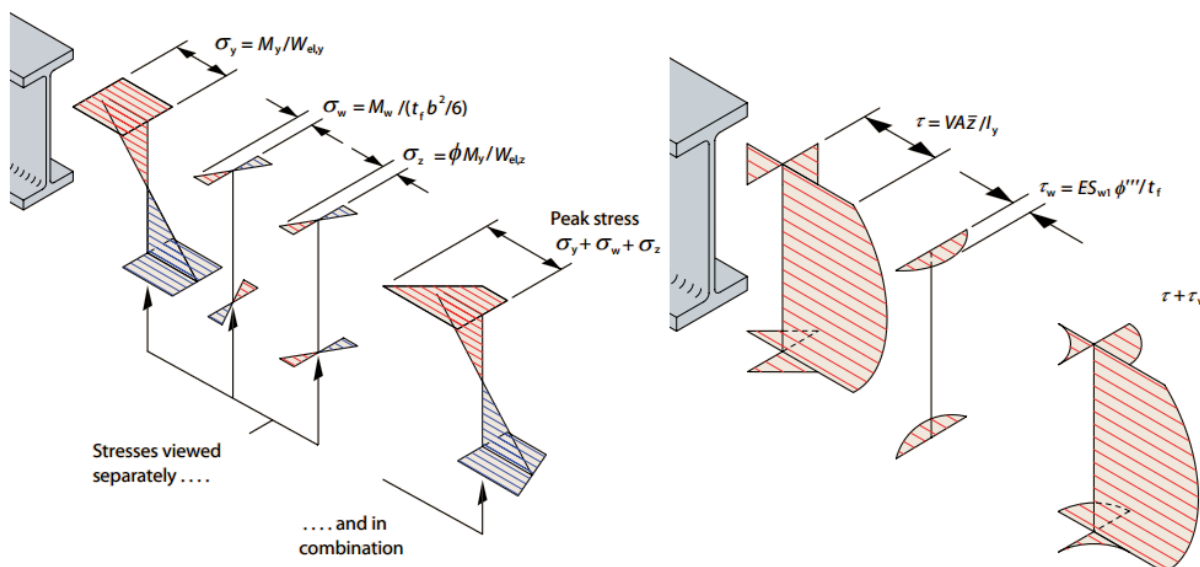


Figura 4.47 – Tensões desenvolvidas em seções transversais abertas de paredes finas de elementos sujeitos a flexão e torção.

Do ponto de vista prático em projeto de estruturas, a dificuldade assenta essencialmente na determinação dos efeitos associados à presença de torção não uniforme na secção, sendo esses efeitos (para uma viga sujeita a momento torsor e momento fletor longitudinal) os seguintes: tensão de St Venant (τ), tensões normais devidas ao empenamento da secção (σ_w), e tensão resultante da flexão na menor inércia σ_z , proporcionada pela flexão longitudinal da viga sob a configuração deformada da mesma (devido à rotação ϕ).

Este processo não se revela expedito, implicando o cálculo dos valores da rotação ϕ ao longo do desenvolvimento longitudinal da viga.

No entanto, existe uma metodologia simplificada que consiste em desprezar a rigidez de torção de St Venant, tratando a torção como um par de forças aplicadas ao nível dos centros dos banzos da secção transversal (Figura 4.48).

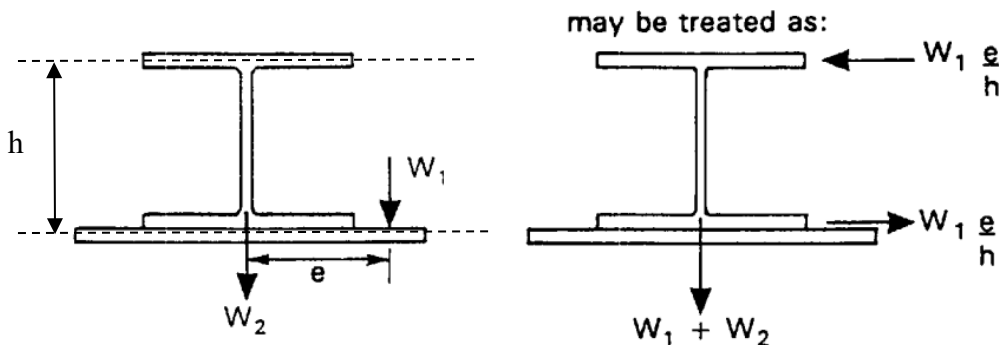


Figura 4.48 – Metodologia simplificada para a contabilização o efeito da torção (adaptado de Mullett, 1992).

$$F_w = \frac{w_1 e}{h} \quad (4.99)$$

sendo:

h – Distância entre os centros de gravidade dos banzos da secção transversal.

Por sua vez:

$$M_{w,ed} = \frac{F_w L}{4} \quad (4.100)$$

sendo L o vão da viga.

Esta metodologia simplificada pode ser extremamente conservativa para vigas de grande vão, segundo (Hughes et al., 2011).

O processo de cálculo rigoroso é moroso do ponto de vista prático, estando a solução do problema associada ao tipo de carregamento a que a viga está sujeita assim como das restrições ao exteriores em termos de flexão e empenamento.

No entanto, para certos casos específicos de carregamento e restrições exteriores, existem formulações previamente estabelecidas que permitem que o processo de cálculo rigoroso da contribuição da torção se torne viável do ponto de vista de projeto. Exemplo disso é a publicação de Hughes et al. (2011).

Nessa mesma publicação, o processo para cálculo rigoroso dos efeitos da torção assenta no seguinte:

Podendo a equação (4.98) ser descrita pela condição:

$$T/G I_t = \phi' - a^2 \phi''' \quad (4.101)$$

sendo:

ϕ' – Primeira derivada do ângulo de rotação ϕ da secção;
 ϕ''' – Terceira derivada do ângulo de rotação ϕ da secção;

$$a = \sqrt{E I_w / G I_T} \quad (4.102)$$

Hughes *et al.* (2011) propõem que a repartição dos efeitos de torção de St Venant e de empenamento pode ser obtido com base na relação L/a , sendo L o vão da viga, fornecendo, para certos casos usuais de restrições e carregamento, formulações para a obtenção direta dos valores de ϕ , ϕ' , ϕ'' e ϕ''' .

Para o caso específico do dimensionamento de vigas *slimfloor*, em vigas simplesmente apoiadas, estas são tratadas como sujeitas a torção uniformemente distribuída, com extremidades com restrição à rotação (e, portanto à torção) e com empenamento livre, sendo esse um dos casos abrangido pelos estudos de Hughes *et al.* (2011) e apresentado na Figura 4.49.

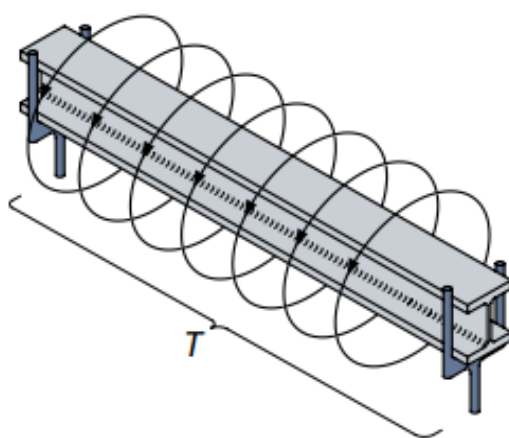


Figura 4.49 – Condições tipo para análise de vigas *slimfloor*: momento torsor uniformemente distribuído, empenamento livre nas extremidades com rotação impedida (Hughes *et al.*, 2011).

Para tais condições, as variáveis ϕ , ϕ' , ϕ'' e ϕ''' podem ser definidas pelas seguintes expressões (Hughes *et al.*, 2011):

$$\phi = [Ta^2/(GI_T L)] \{ (xL - x^2)/(2a^2) + \cosh(x/a) - \tanh[L/(2a)] \sinh(x/a) - 1 \} \quad (4.103)$$

$$\phi' = [Ta/(GI_T L)] \{ L/(2a) - x/a + \sinh(x/a) - \tanh[L/(2a)] \cosh(x/a) \} \quad (4.104)$$

$$\phi'' = [T/(GI_T L)] \{ -1 + \cosh(x/a) - \tanh[L/(2a)] \sinh(x/a) \} \quad (4.105)$$

$$\phi''' = [T/(GI_T La)] \{ \sinh(x/a) - \tanh[L/(2a)] \cosh(x/a) \} \quad (4.106)$$

Esclarece-se que nas formulações acima apresentadas, T representa o momento torsor total na viga ou seja, se um momento fletor de valor “ x ” kNm/m , o valor de T toma o valor de “ x ” L , sendo L o vão da viga.

Em seguida, é detalhado o processo de determinação dos efeitos devidos à torção e torção com flexão, partindo das variáveis ϕ , ϕ' , ϕ'' , assim como os processos de dimensionamento plásticos e elásticos da secção transversal.

1. Tensão devido à Torção de St Venant (τ)

A variação de rotação na secção por unidade de comprimento (primeira derivada da rotação ϕ), de uma viga sujeita a torção de St Venant é definida por:

$$\phi' = \frac{T}{G I_t} \quad (4.107)$$

T – Momento torsor aplicado;

G – Módulo de distorção;

I_t – Inércia à torção de St Venant.

As tensões tangenciais produzidas pela torção de St Venant podem ser estimadas da seguinte forma:

$$\tau = G t \phi' \quad (4.108)$$

sendo t a espessura da placa em análise (espessura do banzo, chapa ou da alma).

Por outro lado, tendo em conta a equação (4.107), a tensão τ pode ser definida por (para partes de espessura uniforme):

$$\tau = \frac{T t}{I_t} \text{ ou } \tau = \frac{T}{W_t} \quad (4.109)$$

sendo que W_t representa o módulo de torção da secção.

2. Tensão normal devido ao Empenamento (σ_w)

$$\sigma_w = \pm E W_{no} \phi'' \quad (4.110)$$

ϕ'' – Segunda derivada do ângulo de rotação ϕ da secção;

W_{no} – Função de empenamento normalizada na fibra extrema do banzo.

Para secções sujeitas a momento fletor positivo, mesmo monossimétricas, com banzo superior menos robusto que o banzo inferior (como exemplo, as vigas *ASB* das soluções *Slimdek* - Mullett *et al.* 1997), o parâmetro W_{no} pode ser determinado da seguinte forma:

$$W_{no} = \frac{b_1 h_t}{2} \quad (4.111)$$

b_1 – Largura do banzo superior;

h_t – Distância entre a fibra extrema superior a do banzo superior e o centro de corte do perfil metálico.

Na prática, para verificações de secções sujeitas a momento fletor e torção, é mais conveniente obter-se o momento de empenamento no banzo em vez de se obter a tensão de empenamento. Esse momento de empenamento, M_w , pode ser determinado da seguinte forma:

$$M_w = \frac{E I_w \phi''}{(h - t_f)} \quad (4.112)$$

sendo:

$(h - t_f)$ – Distância entre o centros de gravidade de cada um dos banzos.

I_w – Constante de empenamento das secção transversal.

3. Momento fletor segundo a menor inércia do perfil (M_z):

$$M_z = \phi M_{y,Ed} \quad (4.113)$$

$M_{y,Ed}$ – Momento fletor segundo o eixo de maior inércia do perfil metálico atuante na secção transversal.

Esta componente pode-se considerar anulada por uma fixação apropriada da chapa colaborante ao banzo inferior (por exemplo, o referido no subcapítulo 4.7.1.2) (Hughes *et al.*, 2011).

4. Deformação horizontal devido à rotação da secção (ϕ):

$$\delta_\phi = \phi Z_{s.c.f} \quad (4.114)$$

sendo:

$Z_{s.c.f}$ – Distância do centro de corte da secção ao topo do banzo superior.

5. Dimensionamento elástico da secção metálica (EN 1993-1-1 6.2.9.2):

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,el,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,el,Rd}} + \frac{M_{w,Ed}}{M_{f,el,Rd}} \leq 1 \quad (4.115)$$

$M_{f,el,Rd}$ – Momento fletor resistente elástico do banzo mais fraco ($M_{w,el,Rd}$).

$M_{y,el,Rd}$ – Momento elástico resistente à flexão segundo a maior inércia do perfil metálico;

$M_{z,el,Rd}$ – Momento elástico resistente à flexão segundo a menor inércia do perfil metálico;

$M_{y,Ed}$ – Momento fletor atuante segundo a menor inércia do perfil metálico;

$M_{z,Ed}$ – Momento fletor atuante segundo a menor inércia do perfil metálico, equação (4.113);

$M_{w,Ed}$ – Momento fletor atuante de empenamento segundo a equação (4.112).

6. Dimensionamento plástico da secção metálica (Hughes *et al.*, 2011):

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} \right]^2 + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}} + \frac{M_{w,Ed}}{M_{f,pl,Rd}} \leq 1 \quad (4.116)$$

$M_{f,pl,Rd}$ – Momento fletor resistente plástico do banzo mais fraco ($M_{w,pl,Rd}$).

$M_{y,pl,Rd}$ – Momento plástico resistente à flexão segundo a maior inércia do perfil metálico;

$M_{z,pl,Rd}$ – Momento plástico resistente à flexão segundo a menor inércia do perfil metálico.

4.8.2.1.2. Resistência do elemento à flexão biaxial com torção

Para além dos efeitos traduzidos ao nível da secção transversal, a presença de torção influencia o seu comportamento para a verificação da estabilidade global da barra. Sendo esta sujeita a momento fletor, é sujeita a instabilizar devido a encurvadura por flexão torção (encurvadura lateral). A não ser que o banzo comprimido seja continuamente restringido (condição que não se regista em soluções tido *slimfloor*), esse fenómeno de instabilidade deve ser verificado.

A EN 1993-1-1 não fornece medidas para essa verificação para casos onde para além de flexão, a barra seja sujeita a esforço de torção. No entanto, a metodologia do Anexo A da EN 1993-6 (CEN, 2007) pode ser aplicada para o efeito.

Essa metodologia assenta na seguinte formulação:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{C_{mz} M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{k_w k_{zw} k_\alpha M_{w,Ed}}{M_{w,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.117)$$

sendo:

C_{mz} – Coeficiente de interação de acordo com a norma EN 1993-1-1 Tabela B.3, que pode ser conservativamente considerado como unitário;

$$k_w = 0.7 - 0.2 M_{w,Ed} / (M_{w,Rk} / \gamma_{M1}) \quad (4.118)$$

$$k_{zw} = 1 - M_{z,Ed} / M_{z,Rd} \quad (4.119)$$

$$k_\alpha = 1 / [1 - M_{y,Ed} / M_{cr}] \quad (4.120)$$

χ_{LT} – Fator redutor da resistência à flexão em torno do eixo de maior inércia do perfil, devido à encurvadura lateral (EN 1993-1-1 6.3.2).

M_{cr} – Momento crítico elástico em torno do eixo y;

$M_{w,Rk}$ – Resistência à flexão característica do banzo mais fraco;

γ_{M1} – Coeficiente parcial de segurança, igual à unidade.

4.8.2.2. Estado limite de serviço

A magnitude da deformação horizontal, estimada de acordo com a equação (4.114) deve ser limitada a um valor de pelo menos $L/500$, para a combinação característica (tendo em conta os casos de carga definidos no subcapítulo 4.5.2), sendo L o vão da viga (Hughes *et al.*, 2011).

Note-se que tal como referido, a deformação vertical, apesar de ser igualmente pertinente, é apenas verificada para fase de exploração, visto que é aí que a limitação de deformação vertical pode governar o dimensionamento.

4.8.3. Fase definitiva

4.8.3.1. Estados limites últimos

4.8.3.1.1. Resistência plástica à flexão: conexão total

Em vigas *slimfloor* o confinamento proporcionado pelo betão em fase definitiva traduz-se no facto de geralmente a resistência das secções serem condicionadas pela resistência plástica à flexão. Note-se que para momento fletor negativo, apenas o banzo inferior é suscetível de instabilizar localmente, sendo a sua classificação efetuada de acordo com a norma EN 1994-1-1 cláusula 5.5.3 Quadro 5.2.

Como anteriormente introduzido, a resistência aos fenómenos de encurvadura (nomeadamente encurvadura lateral) não são relevantes para o dimensionamento deste tipo de vigas, uma vez que os mesmos são impedidos (mais uma vez) pelo confinamento do perfil metálico proporcionado pelo betão.

O processo base para a determinação da resistência plástica em conexão total é em tudo idêntico ao descrito para vigas convencionais no subcapítulo 4.7.2.1.1.

No estabelecimento do equilíbrio da secção transversal sujeita a flexão positiva, podem ser enunciadas as seguintes componentes:

- Perfil metálico base, chapa de base (de suporte do pavimento);
- Lâmina de compressão acima do perfil metálico (F_{c1});
- Lâmina de betão na projeção da altura do perfil metálico e acima das nervuras da chapa colaborante (F_{c2});
- Lâmina de betão na projeção da altura do perfil metálico e ao nível das nervuras da chapa colaborante (desprezado);
- Betão em tração (desprezado).

Estas componentes são ilustradas na Figura 4.50, senso justificação dos princípios enunciados as publicações enunciadas no Quadro 2.3 ou ainda na publicação de Braun (2014a).

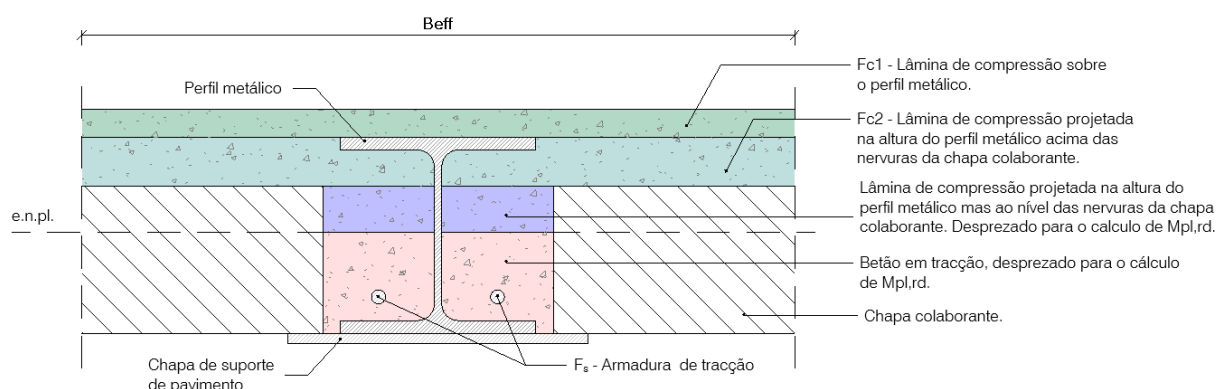


Figura 4.50 – Componentes numa viga *slimfloor* sujeita a momento fletor positivo.

Para além das componentes supra mencionadas, é ainda possível introduzir na zona de betão tracionado (mesmo para flexão positiva) armadura de tração (F_s – Figura 4.50) que pode funcionar para o incremento da resistência à flexão da viga mista, sendo esta solução interessante na medida em que contribui para um rebaixamento do eixo neutro plástico, permitindo, em certos casos, mobilizar uma maior quantidade de betão na lâmina de compressão.

Para além disso, mesmo que para estado limite último a temperatura ambiente estas sejam desprezadas, a armadura introduzida é útil na resistência em situação de incêndio, uma vez que estando esta envolvida pelo betão, permite a sua contribuição na resistência da secção,

contribuindo para uma compensação (parcial) da perda de resistência da secção transversal devido às elevadas temperaturas registadas no banzo ou chapa de base de suporte do pavimento. Para o equilíbrio da secção transversal em vigas *slimfloor* há sete posições possíveis para o eixo neutro plástico, a par do que acontece para as soluções convencionais (apresentadas no subcapítulo 4.7.2.1.1). Note-se que ao contrário dessas soluções, em vigas *slimfloor*, as posições do eixo neutro mais baixas (raio inferior, banzo inferior ou chapa soldada sob o mesmo), são obtidas com bastante frequência (especialmente em conexão parcial).

Adicionalmente ao referido, o eixo neutro pode ser ainda definido com base no posicionamento das armaduras de tração junto ao banzo inferior, situação particular de vigas *slimfloor* com lajes maciças onde podem existir grandes quantidades de armadura (Figura 4.51).

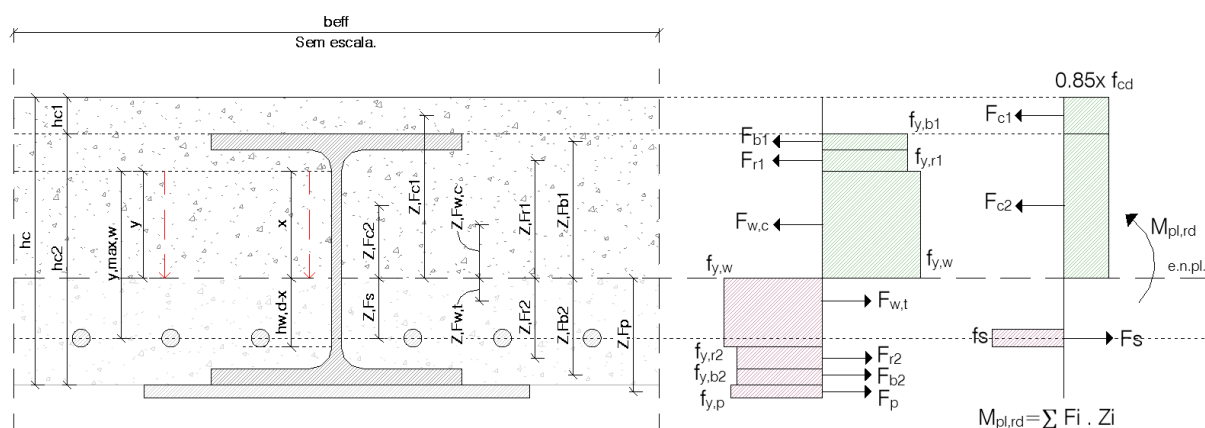


Figura 4.51 – Procedimento de cálculo do momento plástico da secção mista tipo *slimfloor* com laje maciça: eixo neutro na alma (betão de densidade normal).

A componente F_{c2} é definida pela área de betão maciço (excluindo nervuras) na projeção do perfil metálico, excluindo-se a área representativa do perfil metálico embebido nessa mesma área de betão ($A_{aço}$) para a sua definição.

As forças F_{c1} e F_{c2} , tendo em conta a Figura 4.50 ou Figura 4.53, são assim definidas da seguinte forma:

$$F_{c1} = h_{c1} b_{eff} \quad (4.121)$$

$$F_{c2} = h_{c2} b_{eff} - A_{aço} \quad (4.122)$$

sendo:

h_{c1} – Altura maciça de betão acima do perfil metálico;

h_{c2} – Altura maciça de betão acima de qualquer esquadro ou nervura, na projeção do perfil metálico;

$A_{aço}$ – Área de perfil metálico embebida na área $h_{c2} b_{eff}$.

A determinação da força F_s é obtida pela equação (4.19).

As condições para o estabelecimento prévio do eixo neutro podem ser efetuadas de uma forma análoga ao apresentado para soluções convencionais, com a particularidade de que a componente da armadura (F_s) pode ser (caso relevante) incorporada no processo. Essencialmente, a posição do eixo neutro é definida recorrendo ao equilíbrio na secção traduzido pela equação (4.15).

Contudo, esse estabelecimento prévio da posição do eixo neutro não é obtido de uma forma tão direta para o caso de vigas *slimfloor* como são para as vigas convencionais. O facto da altura de betão h_{c2} se poder situar em qualquer posição da secção transversal (dependendo do caso/geometria da solução), torna o processo bastante moroso. No entanto, existem nas publicações (Mullett, 1992), (Mullett *et al.* 1997) ou (Mullett e Lawson, 1999) formulações (ainda que algumas delas aproximadas), para a determinação da posição do eixo neutro e do momento plástico resistente da secção transversal de vigas mistas tipo *slimfloor*.

Uma vez que um dos objetivos do presente trabalho é abordar de forma precisa o dimensionamento de vigas mistas embebidas, foi elaborado um processo que permitisse a consideração rigorosa da posição do eixo neutro em qualquer posição da secção transversal.

Esse processo assentou nos seguintes pressupostos:

- Numa fase inicial, pode-se estabelecer a posição inferior da parte maciça de betão em relação ao perfil metálico para a solução em causa, definindo-se aí uma profundidade “ y ” máxima de lâmina de compressão de betão alinhada com cada uma das subcomponentes “ i ” de aço (banzos, raios, alma ou chapa soldada sobre o perfil). Exemplo: pela Figura 4.52, com a posição da lâmina de betão (altura h_{c2}), pode-se estabelecer o parâmetro “ $y_{i,max}$ ” para cada uma das subcomponentes “ i ” de aço.
- Este parâmetro serve como auxílio para o cálculo do momento plástico resistente e surge na medida em que com um único parâmetro de incógnita para a determinação da posição do eixo neutro (condição estabelecida para vigas convencionais apenas com recurso à incógnita “ x ”, expressões (4.16), (4.17) e (4.18) e ilustrado pela Figura 4.6) não seria possível determinar que parte de aço do subelemento “ i ” (alma, banzo, raio ou chapa sob o perfil) estaria à compressão e à tração (para o subelemento onde se admite que se situa o eixo neutro), tendo ainda em conta a contribuição do betão que pode ser mobilizado (à compressão) compreendido na altura h_{c2} .

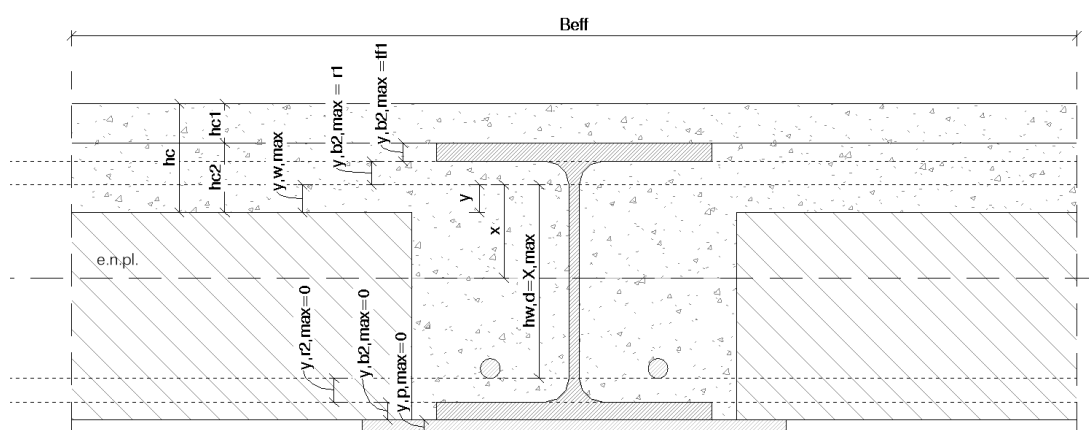


Figura 4.52 – Geometria geral para cálculo do momento resistente plástico de uma solução tipo *slimfloor*: comprimentos de betão comprimido na projeção de cada uma das subcomponentes metálicas – “ y_i ”; e comprimento de aço comprimido “ x ”.

- A complexidade na definição da altura de betão comprimida “ y ” prende-se com o facto de esta poder ser menor que altura de aço comprimido “ x ” por questões de geometria da solução (tal como sucede no exemplo da Figura 4.52). Assim, justifica-se a introdução de uma incógnita adicional, que permita ter em conta uma limitação da altura de betão comprimido “ y ” na projeção da subcomponente metálica “ i ” para a determinação do eixo neutro plástico.
- Dentro dos conceitos expostos, de modo a não tornar o processo demasiado complexo, a determinação da posição do eixo neutro plástico pode ser subdividida em dois passos:
 1. Determinação da posição do eixo neutro por um processo análogo ao das vigas convencionais, admitindo que o betão comprimido acompanha a profundidade do aço comprimido (i.e. “ y ”= “ x ” - Figura 4.53); este valor pode ser tipo como “ x_0 ”. Caso o valor de “ x_0 ” seja menor que o valor de “ $y_{i,max}$ ” (ilustrado nos exemplos das Figura 4.52 e Figura 4.53) para a subcomponente em causa “ i ” (banzo, raio, alma ou chapa sob o perfil – alma no exemplo), a posição do eixo neutro é definida com base nesse valor;
 2. Caso o valor de “ x_0 ” ultrapasse o limite de “ $y_{i,max}$ ” estabelecido para a subcomponente onde se admite que o eixo neutro se situa (no caso da Figura 4.54, a alma), é efetuado um novo cálculo onde se considera que a máxima profundidade de betão comprimido da componente “ i ” mobilizada (par ao caso, a alma) é “ $y_{i,max}$ ”. Deste modo, é efetuado um cálculo tendo como incógnita no processo o parâmetro “ x ”, sabendo-se à partida o valor de “ y ” (“ y ” = “ $y_{i,max}$ ”; “ $y_{w,max}$ ” para o exemplo da Figura 4.54).

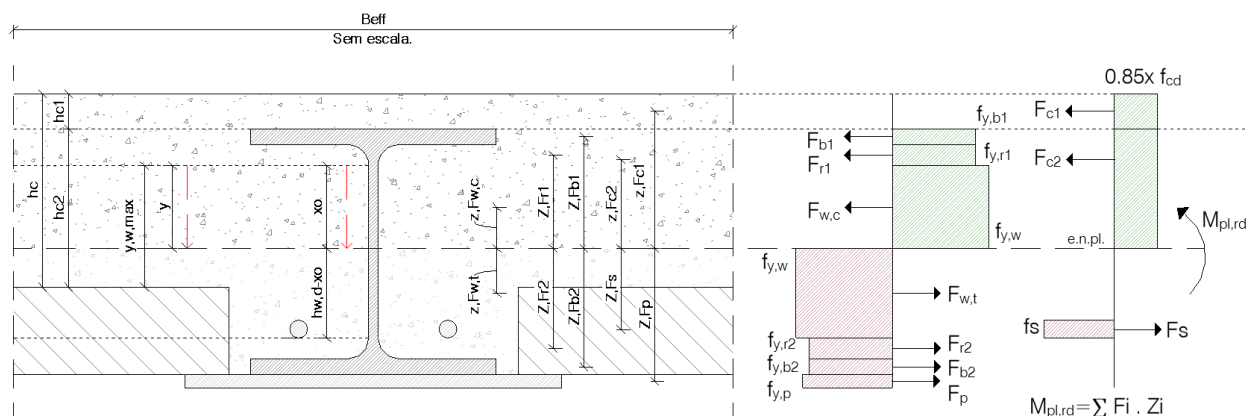


Figura 4.53 - Procedimento de cálculo do momento plástico da secção mista tipo *slimfloor* com chapa de pequena altura: eixo neutro na alma (betão de densidade normal).

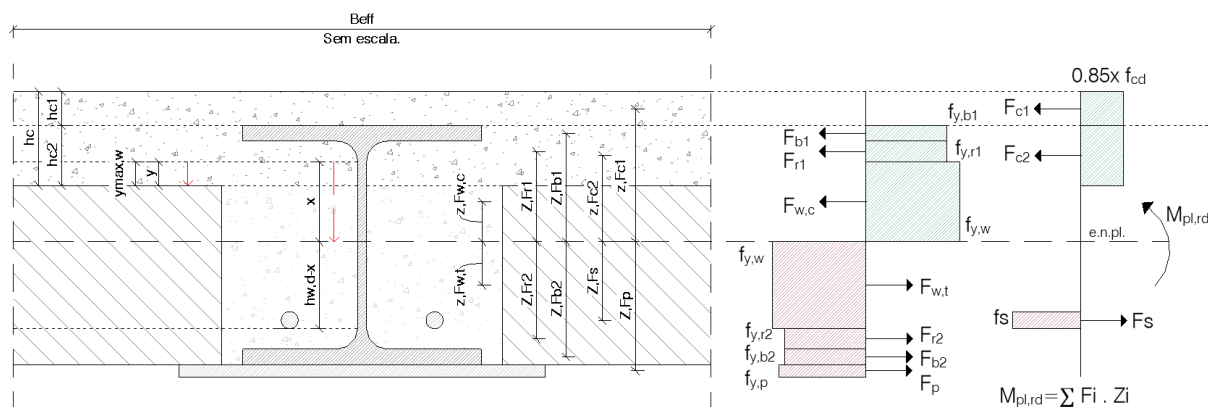


Figura 4.54 - Procedimento de cálculo do momento plástico da secção mista tipo *slimfloor* com chapa de grande altura: eixo neutro na alma (betão de densidade normal).

A posição do eixo neutro pode ser definida verificando-se a condição de que a altura “*x*” calculada não ultrapassa a altura disponível no subelemento, ou seja, para a exemplo da Figura 2.52, onde se representa um caso em que o eixo neutro plástico se situa na alma do perfil metálico, o parâmetro “*x*” não ultrapasse a altura disponível de alma de $h_{w,d}$ (“ x_{max} ”).

Estabelecendo-se um processo semelhante para todas as posições de eixo neutro plástico possíveis na secção transversal, com recurso à condição de equilíbrio da secção transversal traduzido pela equação (4.15), apenas uma dessas posições consegue verificar essa condição apresentando uma posição de eixo neutro (“*x*” – positiva) geometricamente coerente.

O processo apresentado é igualmente válido para soluções geométricas em “T” invertido (Figura 2.38 *d* ou *g*), sendo que para tal a componente do banzo superior é suprimida.

Foi esta a metodologia de cálculo implementada na ferramenta de cálculo desenvolvida e que será apresentada no capítulo 5.

4.8.3.1.2. Conexão de corte e corte longitudinal

O conexão de corte em vigas *slimfloor* pode ser estabelecida por intermédio de um conjunto alargado de soluções, um pouco a par do que sucede com as soluções convencionais.

No presente subcapítulo são apresentadas as soluções mais correntes, que essencialmente recaem sobre soluções tipo *stud* (convencionais ou dispostos na horizontal - Figura 2.38 d), ligações com o recurso a *concrete dowels* (Figura 2.32 por exemplo) ou ligações que tiram partido da aderência/atrito entre o aço e o betão (*shear-bond* - Figura 2.14).

As aplicações de conetores tipo *stud* têm o seu dimensionamento e detalhe previsto pela EN 1994-1-1, e EN 1994-2. Adicionalmente ao apresentado nos subcapítulos 4.7.2.1.5 e 4.7.2.1.6, acrescentam-se as especificações do Anexo C da EN 1994-2 para conetores tipo *stud* dispostos na horizontal.

1. Conetores tipo *stud* dispostos na horizontal:

Essencialmente, soluções de conexão com conetores *stud* na horizontal são suscetíveis de demonstrarem rotura no betão por fenómenos de *splitting ou pull-out*, sendo estas as principais particularidades deste tipo de solução (Figura 2.38 d).

Tendo como base a geometria da Figura 4.55, a resistência de conetores de corte tipo *stud* (que cumpram as especificações da secção 6.6.3.1 da EN994-2), deve ser tido como o mínimo valor entre os encontrados pelas equações (4.41), (4.42) e a seguinte equação:

$$P_{Rd,L} = \frac{1.4 k_v (f_{ck} d a'_r)^{0.4} (a/s)^{0.3}}{\gamma_V} \quad (4.123)$$

sendo:

- a'_r – Distância efetiva ao bordo: $a'_r = a_r - c_v - \phi_s/2 \geq 50mm$;
- k_v – 1 para conetores junto ao bordo, 1.14 para conetores interiores;
- d – Diâmetro da espiga do conetor ($19 \leq d \leq 25mm$);
- h – Altura total do perno ($h/d \geq 4$);
- a – Espaçamento horizontal dos conetores ($110 \leq a \leq 440mm$);
- s – Espaçamento dos estribos ($a/2 \leq s \leq a$ e $s/a'_r \leq 3$);
- ϕ_s – Diâmetros dos estribos ($\phi_s \geq 8mm$);
- ϕ_l – Diâmetro da armadura longitudinal ($\phi_l \geq 10mm$);
- c_v – Recobrimento (mm);
- γ_V – Coeficiente parcial de segurança, em regra 1.25.

Para a prevenção de rotura por *pull-out* devem ser evitadas pelo cumprimento das seguintes condições:

$$\text{Betão não fendilhado: } \beta \leq 30^0 \text{ ou: } v \geq \max(110\text{mm}; 1.7 a'_r; 1.7 s/2) \quad (4.124)$$

$$\text{Betão fendilhado: } \beta \leq 30^0 \text{ ou: } v \geq \max(160\text{mm}; 2.4 a'_r; 2.4 s/2) \quad (4.125)$$

sendo v definido na Figura 4.55.

Os estribos aplicados, segundo a cláusula (3) do Anexo C da EN 1994-2, devem ter capacidade para resistirem a pelo menos $0.3 P_{Rd,L}$.

Nos casos em que a laje de betão fique suspensa, ou seja, que a conexão de corte tenha que transmitir não só a força de corte longitudinal mas também a força de corte vertical, deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$\left(\frac{F_{d,L}}{P_{Rd,L}} \right)^{1.2} + \left(\frac{F_{d,V}}{P_{Rd,V}} \right)^{1.2} \leq 1 \quad (4.126)$$

sendo:

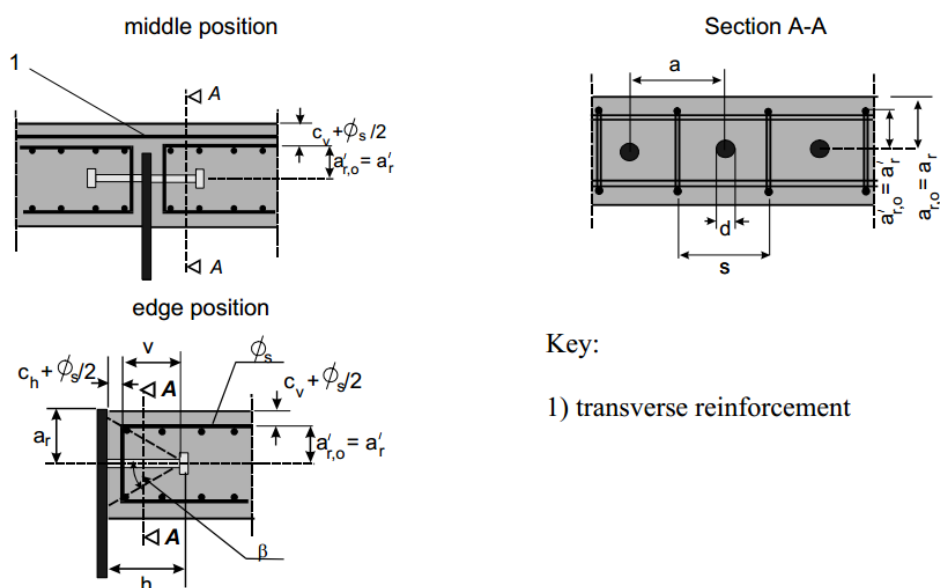
$F_{d,L}$ e $F_{d,V}$ – Forças de corte longitudinal e vertical aplicadas nos conetores, respetivamente.

$$P_{Rd,v} = \frac{0.012 (f_{ck} \phi_l)^{0.5} (d a/s)^{0.4} (\phi_s)^{0.3} (a'_{r,0})^{0.7} k_v}{\gamma_v} \quad (4.127)$$

sendo por sua vez:

$a'_{r,0}$ – Distância efetiva relevante ao bordo: $a'_{r,0} = a'_r - c_v - \phi_s/2 \geq 50\text{mm}$, sendo que as seguintes condições adicionais às dispostas anteriormente devem ser cumpridas:

- $h \geq 100\text{mm}$;
- $110 \leq a \leq 250\text{mm}$;
- $\phi_s \leq 12\text{mm}$
- $\phi_l \leq 16\text{mm}$



Key:

1) transverse reinforcement

Figura 4.55 – Parâmetros geométricos para dimensionamento de conetores stud na horizontal (CEN, 2005).

2. Concrete-dowels (DIBt, 2014; Leskelä & Hopia, 2000):

As soluções com recurso a *concrete-dowels* (Figura 2.32 por exemplo) foram aprovadas pelo DIBt – *Deutshes Institut für Bautechnik*, como anteriormente referido, em Julho de 2014 através da publicação *CoSFB-Betondübel* (DIBt, 2014). Esclarece-se que o domínio atual para este tipo de soluções restringe-se a tramos simplesmente apoiados.

As resistências características dos *concrete-dowels* são fornecidas em função apenas da alma do perfil metálico e da classe de betão, sendo a validade dos valores fornecidos pelo *CoSFB-Betondübel* limitados ao cumprimento dos seguintes critérios:

- Altura máxima do perfil metálico: 650 mm;
- Espessura mínima da alma do perfil metálico: 7.5 mm;
- Diâmetro do varão passante na alma: pelo menos 12 mm;
- Para os casos onde sejam soldadas chapas sob os perfis metálicos comerciais, ou nos casos em que o perfil metálico da viga mista seja reconstituído por soldadura, a placa que recebe o pavimento deve ter uma espessura de pelo menos 10 mm;
- Menor tensão de cedência do perfil metálico: S355;
- Posicionamento dos furos na alma (excluindo raios);
- Diferença entre o furo e o diâmetro do varão: pelo menos 13 mm;
- Dimensão máxima dos furos na alma: 40 mm;
- Dimensão mínima dos furos na alma: 20 mm;
- Afastamento mínimo entre os furos: 125 mm;

- Classe de betão mínima: C25/30;
- Classe de betão máxima: C55/67.

Tabela 4.1 – Resistências características dos *concrete-dowels* (P_{rk}) em kN (DIBt, 2014).

Espessura da alma/ Classe do betão	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50 a C55/67
$7.5\text{mm} \leq t_w < 15.5\text{mm}$	117	125	135	122
$15.5\text{mm} \leq t_w$	148	157	166	122

Nota: a resistência de cálculo é obtida por $P_{Rd} = P_{Rk}/\gamma_v = P_{Rk}/1.25$

Como critérios de detalhe e de dimensionamento devem ser aplicadas as especificações da norma EN 1994-1-1.

Um ponto extremamente importante sobre os *concrete-dowels* é o facto de estes serem classificados como uma conexão de corte dúctil, segundo o documento de aprovação técnica CoSFB-Betondübel (DIBt, 2014).

Sobre os limites de conexão parcial para consideração de conexão de corte dúctil segundo a EN 1994-1-1 6.6.1.2, acrescenta-se que o limite inferior para os casos de banzos inferiores com área igual a três vezes a área do banzo superior (equações 6.14 e 6.15 da EN 1994-1-1 6.6.1.2) deve ser tido como $\eta = 0.5$, sendo que para os casos onde seja soldada uma chapa sobre o banzo inferior, a área dessa chapa deve ser adicionada ao banzo inferior do perfil base para o estabelecimento dessas mesmas condições. O limite de aplicabilidade está ainda limitado a um vão de 18 m, segundo a CoSFB-Betondübel.

A resistência ao corte longitudinal deve ser verificada de acordo com a EN 1994-1-1 (processo exposto anteriormente), sendo que o plano de corte ilustrado pelo CoSFB-Betondübel (DIBt, 2014) através da Figura 4.56, deve ser considerado (plano que equivale ao plano de corte tipo $b-b'$ ou $c-c'$ apresentados nas Figura 4.26 e Figura 4.27). A armadura do *concrete-dowel* não deve ser considerada como armadura resistente ao corte longitudinal, já que as resistências características para a conexão de corte obtidas não têm em conta eventuais esforços de tração no varão mobilizados pelo modelo de escora-tirante para a verificação da segurança ao corte longitudinal (DIBt, 2014).

Para os planos de corte $a-a'$ (Figura 4.26 e Figura 4.27), o comprimento do plano de corte na secção transversal deve ser entendido como a altura h_c (Figura 4.52), sendo que para o plano de corte sugerido na Figura 4.56, o seu comprimento pode ser tido como aproximadamente $2 h_{c2} + b_1$, sendo b_1 a largura do banzo superior do perfil metálico.

Por fim, em termos de momento resistente, o CoSFB-Betondübel (DIBt, 2014) estabelece que o dimensionamento pode ser efetuado com base numa análise elástica ou plástica, sendo que o estado biaxial de tensões aplicado na secção transversal deve ser tido em conta.

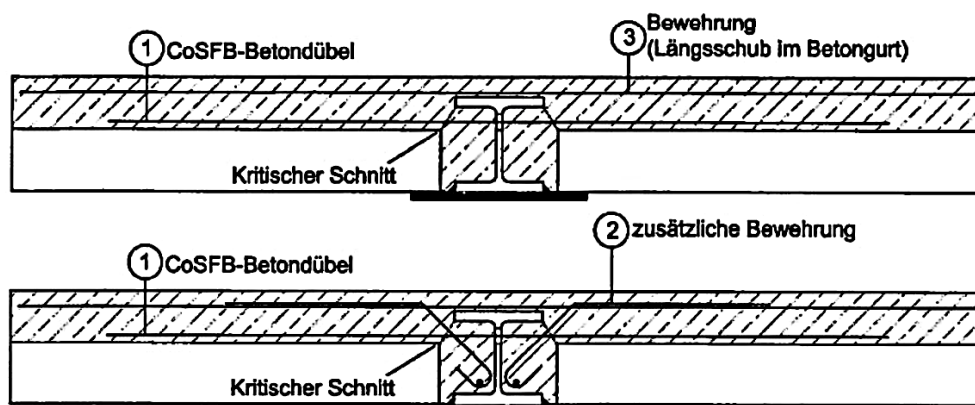


Figura 4.56 – Corte longitudinal em soluções com concrete-dowels: plano de corte relevante (“*Kritischer Schnitt*”), com identificação de: armadura do *concrete-dowel* - (1); armadura da laje - (3); armadura de reforço típica para o corte longitudinal - (2), (DIBt, 2014).

Alternativamente ao processo descrito no documento CoSFB-Betondübel, existe investigação neste tipo de soluções levadas a cabo por Leskelä & Hopia (2000) - Figura 2.16 c) e d). Com os ensaios *push-out* ficou comprovado igualmente o comportamento dúctil da conexão de corte. Ao contrário do que sucede com as soluções CoSFB-Betondübel, os mesmo autores propõem que a abertura na alma por onde passa o varão (igualmente de 12mm) seja pequena, sendo assim assumida a resistência da conexão igual ao corte do varão (em corte duplo) - P_{Rk} .

3. *Shear Bond* (Mullett *et al.* 1997; Leskelä & Hopia, 2000):

Os estudos do *The Steel Construction Institute* sobre as soluções *Slimdek*, apresentam, como referido anteriormente, uma solução onde a conexão de corte é conseguida tirando partido apenas ao efeito de aderência/atrito entre o aço e o betão (Figura 4.57).

Através dos ensaios experimentais desenvolvidos e apresentados em (Mullett *et al.* 1997), ficou comprovado que na interface entre os dois materiais (para as vigas *ASB* – vigas com rugosidade na face superior do banzo superior) pode ser desenvolvida uma tensão de aderência de $f_{sb} = 0.6MPa$ (valor de cálculo). O valor referido não foi estimado com base em ensaios *push-out* mas sim através de uma análise inversa partindo de ensaios experimentais em vigas mistas com um banzo efetivo igual a metade da largura efetiva proposta pela EN 1994-1-1.

No entanto, como referido e apresentado nas Figura 3.10 e Figura 3.11 (referentes aos estudos de Paes, 2003), não existem diferenças significativas em assumir uma largura efetiva de acordo com a EN994-1-1.

O comportamento da conexão de corte é classificada como não dúctil, pelo que para a análise da conexão é efetuada com base numa distribuição elástica (Figura 4.58) do esforço de corte (proporcional à distribuição do esforço de corte ao longo da viga).

Pelos pressupostos apresentados, a força de corte longitudinal resistida na interface aço-betão por intermédio de uma ligação de aderência-atrito entre os dois materiais pode ser obtida da seguinte forma para o comprimento crítico da viga relevante (Mullett *et al.* 1997):

$$F_{sb} = (b_1 + t_{f1} + d - 0.5 t_w) \frac{L}{2} f_{sb} \quad (4.128)$$

sendo:

b_1 – Largura do banzo superior (b_t);

t_{f1} – Espessura do banzo superior (T_t);

d – Distância livre entre faces interiores dos banzos;

t_w – Espessura da alma;

L – Vão da viga;

f_{sb} – Tensão resistente na interface entre o aço e o betão de 0.6MPa.

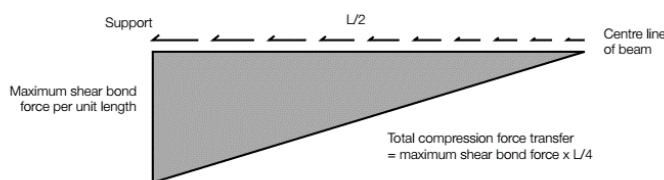
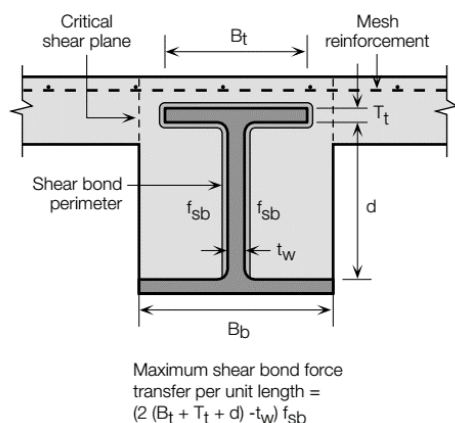


Figura 4.57 – Força mobilizada na interface entre o aço e o betão (Mullett *et al.* 1997). Figura 4.58 – Distribuição elástica do esforço de corte (Mullett *et al.* 1997).

Segundo Mullett *et al.* (1997), para a verificação do corte longitudinal, a contribuição do esforços de corte médio nas nervuras nas extremidades da viga pode ser tido em conta partindo-se da seguinte equação (a multiplicar pelo valor de V_L – subcapítulo 4.7.2.1.8):

$$r_s = \frac{(L - 2 b_s)}{L} \quad (4.129)$$

sendo:

L – Vão da viga;

b_s – Espaçamento entre nervuras da chapa colaborante.

No que diz respeito ao grau de conexão mínimo, segundo Mullett *et al.* (1997), este nunca deve ser assumido como menor que $\eta = 0.4$.

Apesar da conexão em si poder ser considerada como não dúctil, a metodologia proposta por Mullett *et al.* (1997) assenta na metodologia proposta pela EN 1994-1-1 6.2.1.3 (com aplicações a conectores dúcteis). Este critério pode ter como base o facto de a viga em si apresentar um comportamento de rotura dúctil, tal como sugerido pela Figura 3.8.

Alternativamente ao apresentado, os estudos de Leskelä e Hopia (2000), tal como sugerido pela Figura 2.16 a) e b), abordaram igualmente soluções de conexão de corte com recurso exclusivo à adesão/atrito entre os dois materiais. Ao contrário de Mullett *et al.* (1997), realizaram ensaios *push-out* em perfis metálicos com almas lisas e almas com rugosidades, sendo que para ambos os casos, a tensão mobilizada na interface entre o aço e o betão foi de aproximadamente $f_{sb} = 0.53 \text{ MPa}$, valor, no entanto, bastante próximo do proposto por Mullett *et al.* (1997). Apesar de ambos os ensaios darem valores semelhantes, os ensaios com almas com rugosidades revelaram-se soluções mais.

4.8.3.1.3. Resistência plástica à flexão: conexão parcial

Para aplicações de conectores tipo *stud* não há nenhuma razão para que as condições de dimensionamento não serem as especificadas pela EN 1994-1-1 para o efeito da conexão parcial (e seus limites) na obtenção do momento plástico resistente da secção transversal.

Para os casos onde não forem aplicados conectores do tipo *stud*, devem ser seguidas as especificações técnicas associadas com a conexão de corte em causa, sendo que para as soluções alternativas com recurso a *concrete-dowels* ou *shear-bond*, tal como referido, a documentação e investigação incidente nas mesmas permite que o seu cálculo seja efetuado com recurso a uma análise de acordo com a cláusula 6.2.1.3 da EN 1994-1-1, não sendo portanto necessária uma análise não-linear para a resistência da viga em conexão parcial (embora, segundo a EN 1994-1-1, para as soluções com *shear-bond* seria esse o procedimento a aplicar).

4.8.3.1.4. Vigas com aberturas nas almas

Tal como referido, em soluções *slimfloor* com lajes mistas, uma das vantagens, passa por conseguir acomodar instalações entre as nervuras das chapas colaborantes por intermédio de aberturas na alma do perfil metálico. Os estudos apresentados por Mullett *et al.* (1997) ou Mullett e Lawson (1999) apresentam metodologias simplificadas para a contabilização dos efeitos de aberturas (dentro de um conjunto de imposições geométricas) na resistência à flexão,

cut and in the inertia of the composite beam. According to the referred publications, these effects can be taken into account by reducing the characteristic values in the following form:

$$\text{Resistência ao corte} \quad (1 - D_0/D) V_c \quad (4.130)$$

$$\text{Resistência à flexão} \quad (1 - 0.4 D_0/D) M_c \quad (4.131)$$

$$\text{Resistência à flexão} \quad (1 - 0.1 D_0/D) I_c \quad (4.132)$$

sendo:

D_0 – Altura da abertura;

D – Altura disponível entre faces interiores dos banzos do perfil metálico;

V_c – Resistência plástica do perfil metálico ao corte;

M_c – Resistência plástica do perfil misto à flexão;

I_c – Inércia do perfil misto.

As formulações são válidas para as seguintes condições:

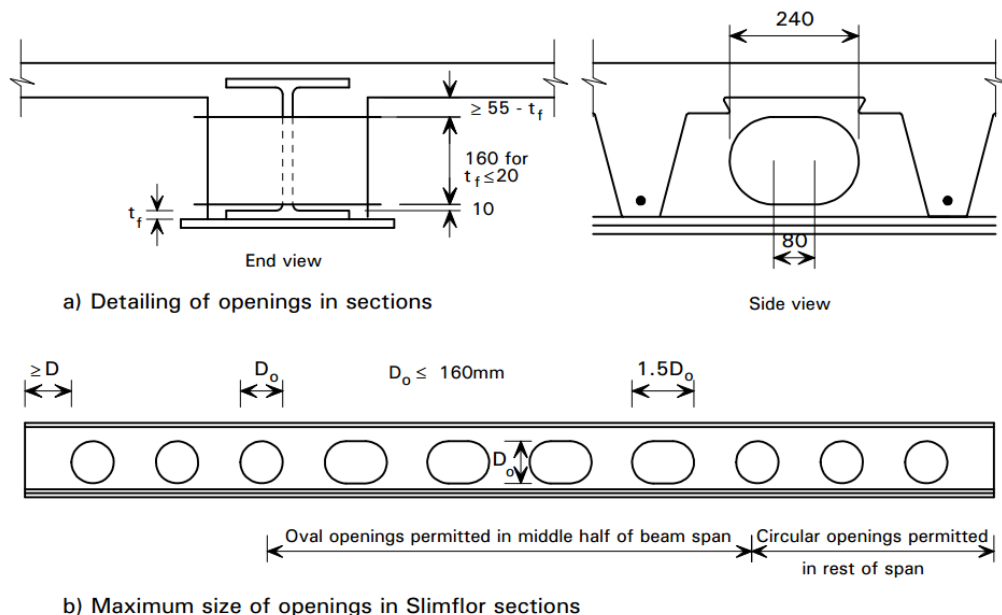


Figura 4.59 – Limitações para formulação simplificada de contabilização de aberturas na alma do perfil metálico (Mullett e Lawson, 1999).

Especificamente para as soluções *Slimdek*, existem as seguintes especificações:

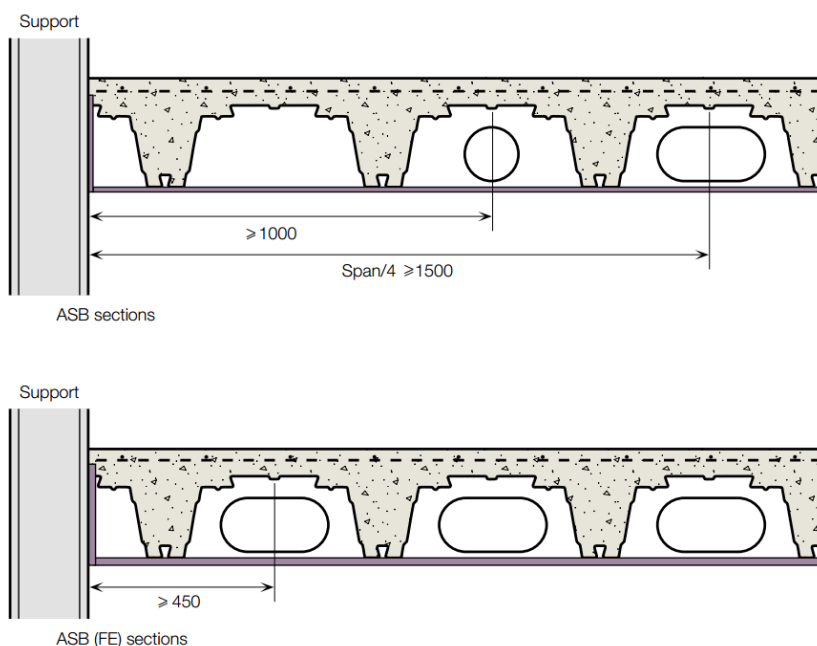


Figura 4.60 – Distâncias ao apoio para vigas *ASB* (Tata Steel, 2007).

4.8.3.1.5. Resistência ao esforço transverso

Sobre a resistência ao esforço transverso em vigas tipo *slimfloor*, refere-se que o facto de na fase construtiva a viga ser sujeita a torção traduz-se numa redução da resistência ao corte da secção metálica. Realça-se que vai existir sempre um conservadorismo na abordagem, uma vez que para a resistência ao corte vertical, a contribuição do betão envolvente da alma é desprezado.

A redução da resistência ao corte do perfil metálico é responsável essencialmente pela presença de torção de St Venant (que é máxima nas zonas junto aos apoios para as condições gerais apresentadas na Figura 4.49), uma vez que como referido, os efeitos das tensões tangenciais devidas ao empenamento (τ_w) podem ser desprezadas.

Partindo da metodologia apresentada pela EN 1993-1-1 6.2.7, a tensão resistente do perfil (ou própria resistência ao corte) pode ser reduzida tendo em conta a presença da torção de St Venant pela seguinte forma:

$$\frac{V_{pl,T,rd}}{V_{Ed}} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M1}}} \quad (4.133)$$

$V_{pl,T,rd}$ – Resistência plástica ao corte tendo em conta o momento torsor na secção;

V_{Ed} – Esforço de corte atuante;

f_y – Tensão de cedência da placa que resiste ao corte;

$\tau_{t,Ed}$ – Tensão tangencial devido ao esforço de torção (assumida como exclusiva da torção de St Venant);

γ_{M1} – Coeficiente parcial de segurança, igual à unidade.

4.8.3.2. Estado limite de serviço

4.8.3.2.1. Deformação

Para a determinação de deformações em vigas *slimfloor*, devem ser tidos em conta os efeitos não lineares da fluência, retração e fendilhação do betão, sendo que uma vez que as secções transversais neste tipo de soluções são mais compactas (mais baixas), os esforços e deformação são mais suscetíveis de serem influenciadas pela retração do betão (como demonstrado no Quadro 3.6).

Particularmente sobre a fendilhação, do betão, destaca-se o facto de mesmo para tramos simplesmente apoiados, esta é frequentemente mais pronunciada em soluções *slimfloor*. Em termos práticos, pode-se aplicar condições conservativas, como admitir que inércia da viga é a inércia fendilhada.

Entre as abordagens menos conservativas, remete-se para a cláusula 5.4.2.3 (5) da EN 1994-1-1, que sugere o recurso a uma rigidez média, entre o valor fendilhado e não fendilhado, ou ainda a métodos mais sofisticados, como o método- ζ , previsto pela EN 1992-1-7.4.3. Note-se que esta abordagem apenas se justifica para vigas *slimfloor* com lajes maciças, uma vez que apenas nesses casos a questão da fendilhação em flexão positiva ganha uma importância acrescida. Para além do referido, o efeito da conexão parcial, nos casos onde não sejam aplicados conectores tipo *stud*, pode ser tido em conta por intermédio da equação (3.19), como exposto nas publicações apresentadas no Quadro 2.3.

4.8.3.2.2. Controlo de tensões, vibração e fendilhação

Em soluções *slimfloor*, os critérios de controlo de tensões ganham uma importância acrescida, uma vez que sendo as secções mais compactas há uma maior propensão para as tensões limite de elasticidade do aço ou de rotura no betão serem atingidas. Por esta razão, nas publicações apresentadas no Quadro 2.1 e Quadro 2.3 é explicitamente introduzido o controlo de tensões como uma verificação de segurança necessária.

O facto de o banzo superior ser suscetível de ser solicitado por tensões normais devidas ao empenamento e pela possível flexão na menor inércia (provenientes da presença de torção não uniforme), torna necessária a contabilização dessas tensões para o controlo de tensões em serviço.

De facto, há a possibilidade de existir um carregamento assimétrico na viga em fase de exploração que possa resultar num teórico esforço de torção na secção mista. No entanto, o facto de o perfil metálico estar confinado pelo betão, torna difícil que esse efeito se traduza num incremento de tensões normais no elemento metálico. Assim, para o controlo e tensões em serviço, revela-se mais coerente assumir que as tensões normais decorrentes da torção não uniforme (σ_w e σ_z) são as provenientes da fase construtiva, uma vez que há a possibilidade de a deformação (empenamento) sofrida não ser reversível devido à cura do betão. Conservativamente, pode ser assumida a combinação fundamental para a fase construtiva, nomeadamente a combinação que maximize o momento torsor.

Para os casos da fendilhação e vibração, as vigas *slimfloor*, são em tudo idênticas às soluções convencionais, remetendo-se assim para as especificações apresentadas nos subcapítulos anteriores.

4.9. Critérios de análise e verificações de segurança aplicados na ferramenta de cálculo desenvolvida

4.9.1. Enquadramento

No âmbito da presente dissertação procedeu-se à elaboração de uma ferramenta de cálculo em Excel que permitisse efetuar de forma autónoma a análise e verificações de segurança (quer para estados limites últimos quer para estados limites de serviço) de vigas convencionais ou vigas tipo *slim-floor* de um tramo simplesmente apoiado.

As metodologias necessárias, por vezes alternativas, para verificações dos diversos estados limites de vigas mistas convencionais e *slimfloor* forma apresentadas em detalhe ao longo deste capítulo.

No presente subcapítulo especificam-se aquelas que foram incorporadas na referida ferramenta de cálculo, onde em alguns casos é possível entre duas ou mais metodologias alternativas para a verificação de um dado critério ou condição de segurança.

4.9.2. Análise global

Para vigas simplesmente apoiadas, o detalhe associado à análise global prende-se essencialmente com a verificação dos estados limites de serviço, nomeadamente para a deformação e controlo de tensões.

As não linearidades incorporadas na ferramenta de cálculo para a análise global foram a fendilhação e a fluência do betão. Refira-se que tendo em conta o âmbito de aplicação das vigas em causa (vigas de edifícios, com vãos na ordem dos 6-12m), o efeito da retração é menos pronunciado, pelo que foi, como critério simplificativo, não incorporado.

Tanto para vigas convencionais como para vigas *slim-floor*, para a estimativa de deformações e de tensões em serviço recorreu-se a uma inércia fendilhada para as secções mistas, ou seja, dependendo da posição do eixo neutro elástico da secção, o betão tracionado é sempre desprezado. Este critério é, tendo em conta o exposto nos subcapítulos anteriores, conservador.

A contabilização dos efeitos da fluência pode ser feita com recurso à abordagem simplificada prevista pela cláusula 5.4.2.2 (11) da EN 1994-1-1, ou pela abordagem mais rigorosa prevista pela EN 1992-1-1 Anexo B, ficando assim ao critério do utilizador qual o processo que pretende aplicar (o primeiro método é, em geral, mais conservador que o segundo).

Através da aplicação do Anexo B da EN 1992-1-1, o utilizador pode definir qual a data de aplicações de restantes cargas permanentes na estrutura assim como a data da remoção de escora para vigas escoradas. Pode ainda ser tida em conta a temperatura do betão durante o processo de cura e tipo de cimento utilizado, tendo estas variáveis ligeiras implicações na definição dos coeficientes de homogeneização das secções mistas.

Tanto para vigas convencionais como para vigas *slim-floor*, a largura efetiva máxima do banzo de betão, para cada lado do eixo longitudinal da viga metálica, foi tida como $L/8$.

A definição da abordagem para a contabilização dos efeitos da fluência do betão influenciará a forma como as verificações aos estados limites de serviço são efetuadas, de acordo com material apresentado.

4.9.3. Fase construtiva

4.9.3.1. Verificações para os estados limites últimos

4.9.3.1.1. Vigas Convencionais

Foram consideradas as seguintes verificações para os estados limites últimos em fase construtiva:

- Classificação da secção transversal;
- Verificação da segurança da secção transversal à flexão simples (domínio plástico ou elástico);
- Verificação de segurança do elemento à encurvadura lateral para perfis duplamente simétricos ou monossimétricos, sendo a análise sensível à posição do carregamento;

Nota 1: *para soluções convencionais, para o cálculo do momento crítico da viga metálica, o carregamento foi considerado aplicado no ao nível do banzo superior da viga.*

Nota 2: *para a análise em fase construtiva é possível admitir uma solução escorada (com uma escora a meio vão da viga) ou uma solução não escorada, tendo este critério influência na resistência da viga em fase construtiva, deformação da viga e controlo de tensões em serviço.*

4.9.3.1.2. Vigas tipo slim-floor

Especificamente para vigas *slimfloor*, forma incorporadas as seguintes verificações adicionais de segurança para fase construtiva:

- Verificações de flexão local (transversal) do banzo, chapa soldada sobre o banzo e da alma no perfil metálico (fator de forma limitado a 1.2 para cada placa);
- Verificação de segurança da secção transversal com flexão na maior e menor inércia com torção não uniforme (domínio plástico e domínio elástico);
- Verificação da segurança do elemento à flexão na maior e menor inércia com torção não uniforme (domínio plástico ou elástico).

Nota 1: *para a resistência à flexão das secções transversais do elemento são consideradas as reduções de tensão de cedência devidos à flexão transversal do banzo, chapa ou alma; esta abordagem foi efetuada em vigas slim-floor quer para o caso de carga que maximize a torção quer para o caso de carga que maximize a flexão longitudinal. Esta é a metodologia proposta pelas publicações do Steel Construction Institute, apresentada no subcapítulo 4.8.*

Nota 2: *para o cálculo da flexão transversal das placas constituintes do perfil, referidas na nota 1, nos casos onde o pavimento seja constituído por uma chapa trapezoidal, a resistência dos mesmos é estimada tendo em conta as larguras efetivas de acordo com o subcapítulo 4.8.*

Nota 3: *para o cálculo do momento crítico da viga metálica em soluções slimfloor, o carregamento foi considerado aplicado no centro de corte do perfil metálico (condição conservadora, uma vez que o carregamento na realidade é aplicado ao banzo inferior, condição benéfica à estabilidade do elemento).*

Nota 4: *para a resistência das secções transversais do elemento é possível considerar aberturas na alma do perfil metálico de acordo com o exposto no subcapítulo 4.8.3.1.4, sendo as reduções de resistência devido à sua presença tidas em conta na verificação ao esforço transversal e ao momento fletor.*

4.9.3.1.3. Verificações para os estados limites de serviço em vigas *slim-floor*

Especificamente para vias *slimfloor*, é efetuada a seguinte verificação de segurança em termos de deformação para fase construtiva:

- Cálculo de deformação horizontal devida à presença de torção não uniforme no elemento em fase construtiva.

Nota 1: *assume-se que a rotação que a viga sofre terá sempre uma menor amplitude em fase definitiva do que a registada em fase construtiva, uma vez que na primeira o perfil encontra-se embebido pelo betão.*

Nota 2: *para deformações verticais foram considerados os coeficientes multiplicativos de fluência apresentados no Quadro 3.2.*

4.9.4. Fase Definitiva

4.9.4.1. Verificações para os estados limites últimos

4.9.4.1.1. Vigas Convencionais

As verificações, em fase definitiva, consideradas para vigas convencionais foram as seguintes:

- Verificação da segurança da secção transversal à flexão simples (domínio plástico, com possibilidade de o eixo neutro se situar em qualquer posição na secção transversal);
- Verificação da segurança ao esforço transversal;
- Verificação da segurança à flexão com esforço transversal;
- Verificação da resistência da conexão de corte (conectores dúcteis; *stud*, com e sem chapa colaborante);
- Verificação dos limites de conexão parcial para conexão dúctil;
- Verificações constritivas relativas à conexão de corte (conectores tipo *stud*);
- Verificações construtivas de acordo com as especificações da conexão de corte;
- Verificação da segurança ao corte longitudinal, para os planos de rotura a-a' e b-b' ou c-c';
- Verificação da segurança à flexão em conexão parcial (domínio plástico, para conectores dúcteis);

Nota 1: *no cálculo das resistências dos conectores apenas ou ainda na definição dos limites de conexão para comportamento dúctil dos mesmos apenas foram incorporados os critérios previstos pela EN 1994-1-1.*

Nota 2: *para a verificação de segurança ao corte longitudinal é possível ter em conta a contribuição da chapa metálica colaborante para a resistência do tirante caso as nervuras sejam perpendiculares ao eixo da viga e caso as conetores sejam aplicados (em obra) através da chapa colaborante.*

Nota 3: *para o cálculo da conexão parcial o utilizador pode decidir qual a abordagem que pretende utilizar: interpolação linear entre a resistência do perfil metálico e a resistência em conexão total, metodologia onde o banzo efetivo de betão é reduzido, e onde é definida uma nova altura do banzo de betão, ou ainda uma resistência média entre as resistências obtidas com recurso às duas últimas metodologias mencionadas.*

4.9.4.2. Vigas tipo slim-floor

Especificamente para vigas *slimfloor*, forma ainda incorporadas as seguintes verificações adicionais de segurança para fase definitiva:

- Verificações de flexão local (transversal) do banzo, chapa soldada sobre o banzo e da alma no perfil metálico para fase definitiva (fator de forma limitado a 1.2 para cada placa);
- Resistência ao esforço transversal tendo em conta a presença de torção uniforme (torção de St. Venant);
- Verificação da resistência da conexão de corte (conetores *stud*, conexão com *shear-bond* e *concrete-dowels*);
- Verificações construtivas de acordo com as especificações da conexão de corte;

Nota 1: *para a resistência à flexão das secções transversais do elemento são consideradas as reduções de tensão de cedência devido à flexão transversal do banzo, chapa ou alma; esta abordagem foi efetuada em vigas slim-floor para o nível de carregamento transmitido em fase definitiva (caso do banzo ou da chapa soldada sobre o mesmo) ou através do estado de tensão proveniente da fase construtiva para o caso da alma (uma vez que em fase definitiva a alma é restringida pelo confinamento do betão). Assumem-se que essas tensões da fase construtiva são mantidas na alma para a fase definitiva uma vez que há um impedimento na restituição da configuração indeformada do perfil pelo confinamento do betão. É, no entanto, possível admitir uma restrição para a flexão da alma no cálculo, sendo necessário para tal que o banzo inferior seja restringido por uma fixação adequada da chapa colaborante em fase construtiva.*

Nota 2: *sobre o elemento de betão, dependendo se este é misto ou maciço, para o cálculo é apenas contabilizada (a par de vigas convencionas) a altura maciça da lâmina de compressão, sendo que a área de aço embebida no banzo de betão é descontada para a definição da resistência do mesmo. O betão maciço junto ao perfil metálico, mas abaixo da linha inferior limite da lâmina de betão maciço é igualmente desprezado.*

Nota 3: *para o cálculo da flexão transversal das placas constituintes do perfil, referidas na nota 1, nos casos onde o pavimento seja constituído por uma chapa trapezoidal, a resistência dos mesmos é estimada tendo em conta as larguras efetivas de acordo com o subcapítulo 4.8.*

Nota 4: *para a resistência das secções transversais do elemento é possível considerar aberturas na alma do perfil metálico de acordo com o exposto no subcapítulo 4.8.3.1.4, sendo as reduções de resistência devido à sua presença tidas em conta na resistência ao esforço transversal e ao momento fletor resistente.*

Nota 5: *a torção de St. Venant, para a redução da resistência ao esforço transversal, é assumida como proveniente da fase construtiva, uma vez que a cura do betão que confina alma não permite a libertação dessas mesmas tensões (ou seja, que a viga retome a sua posição indeformada) pra verificações em fase definitiva.*

Nota 6: *para aplicações de concrete-dowels com aço S275, a espessura mínima da alma foi obtida da seguinte forma: $t_{min} = 7.5 \cdot 355 / f_y = 7.5 \cdot 355 / 275 = 9.7 \text{ mm}$.*

4.9.4.3. Verificações para os estados limites de serviço

4.9.4.3.1. Vigas Convencionais

As verificações para estados limite de serviço consideradas foram as seguintes:

- Cálculo de deformações verticais a longo prazo (comparação com limites de referência para deformação total e para deformação instantânea – sobrecarga);
- Controlo de tensões em serviço (por sobreposição de efeitos, tendo em conta o processo construtivo da viga: viga escorada ou não escorada, idade de remoção de escora, idade de aplicação de restantes cargas permanentes; método de contabilização dos efeitos da fluência);
- Controlo de vibração do elemento estrutural com recurso a abordagem de comparação direta com a frequência própria do elemento e aplicação da abordagem do OSRMS-90;

Nota 1: *para definição da inércia do perfil metálico apenas é contabilizada lâmina maciça de betão (desprezando qualquer nervura no caso de lajes mistas). O betão maciço junto ao perfil metálico, mas abaixo da linha inferior limite da lâmina de betão maciço é igualmente desprezado.*

Nota 2: *para o controlo de tensões das secções do elemento misto são consideradas, no caso do aço, as reduções de tensões devido à flexão transversal do banzo, chapa ou alma, redução da tensão de cedência da alma devido à presença de torção de St. Venant ou ainda pela necessidade de interação entre o momento fletor e esforço transversal. No caso do betão, a tensão de compressão é limitada a $0.6 f_{ck}$.*

Nota 3: *para a o cálculo das tensões nas secções transversais do elemento misto é possível considerar aberturas na alma do perfil de acordo com o exposto no subcapítulo 4.8.3.1.4, sendo que as reduções de inércia devido à sua presença são tidas em conta no cálculo das tensões registadas.*

4.9.4.3.2. Vigas Slim-Floor (verificações adicionais)

Especificamente para soluções *slimfloor*, foi incorporada a seguinte verificação para estados limite de serviço:

- Controlo de tensões normais em serviço tendo em conta as tensões mobilizadas em fase construtiva devido à torção não uniforme.

Nota 1: *assume-se nesta verificação que as tensões normais devidas à torção não uniforme provenientes da fase construtiva estão instaladas a longo prazo na viga; esta consideração é tida em conta na medida em pode existir um impedimento de restituição da posição indeformada da viga proporcionado pelo betão curado envolvente ao perfil, o que não permitiria a libertação dessas tensões normais. Assim, esta verificação é feita com base nas tensões atuantes no banzo superior da peça mista provenientes da combinação rara para estados limites de serviço, às quais se somam as tensões σ_w e σ_z provenientes da fase construtiva. Conservativamente é tida em conta a combinação fundamental para estados limites últimos na fase construtiva que maximize o momento torsor para essas tensões.*

Nota 2: *para definição da inércia do perfil metálico apenas é contabilizada lâmina maciça de betão (excluindo nervuras). Para além do referido, o betão junto ao perfil metálico, mas abaixo da linha inferior limite da lâmina de betão maciça é igualmente desprezado.*

Nota 3: *à exceção de soluções com conetores tipo “stud”, para cálculo em conexão parcial, a deformação é sempre calculada com base na equação (3.19).*

4.9.5. Verificações construtivas

Para além das disposições construtivas relativas à conexão de corte, tanto as previstas pela EN 1994-1-1, quer pelos documentos específicos associados à mesma (como é o caso do *shear-bond* ou dos *concrete-dowels*), a ferramenta de cálculo verifica a idade do betão para a qual se pode retirar o escoramento ou a cofragem, ou seja, para que idade o atinge uma resistência mínima de 20MPa.

Para além do referido, é verificado o cumprimento da armadura mínima para vigas mistas contínuas, mas calculadas como simplesmente apoiadas, onde um controlo rigoroso de abertura de fendas não tenha interesse (casos onde o betão não é o acabamento final). Assim, na verificação da segurança ao corte longitudinal é possível ter já como ponto de partida essa quantidade de armadura.

5. FERRAMENTA DE CÁLCULO DESENVOLVIDA

5.1. Soluções construtivas abrangidas e condições gerais de cálculo

Na ferramenta de cálculo desenvolvida é permitido o cálculo de vigas com as seguintes configurações (para lajes mistas ou lajes maciças):

- Vigas convencionais (nervuras paralelas ou perpendiculares para os casos de lajes mistas);
- Vigas tipo *slim-floor*.

Nas soluções *slim-floor* é possível que o pavimento apoie nas seguintes posições:

- Chapa soldada sob o banzo da viga;
- Banzo da viga;
- Alma da viga, sendo o seu apoio materializado por elementos acessórios.

Para o caso de lajes maciças, é possível indicar qual a posição da cofragem em soluções *slim-floor*:

- Cofragem alinhada com a base do banzo inferior;
- Cofragem alinhada com a base da chapa soldada sobre o banzo;
- Cofragem numa posição intermédia na alma do perfil.

A interface da ferramenta de cálculo representa automaticamente a geometria da solução, facilitando assim a compreensão do utilizador sobre o tipo de solução que esta a seleccionar, sendo que alguns exemplos são apresentados na Figura 5.1.

Sobre as soluções, resta ainda referir que o perfil metálico em I/H pode ter uma configuração arbitrária, totalmente parametrizável pelas dimensões dos banzos, alma e raios. De igual forma, a chapa soldada sobre o banzo (quando aplicada), pode ter uma largura e espessura ajustável pelo utilizador.

De forma a possibilitar a incorporação dos raios do perfil metálico na resistência plástica e inércia da secção mista os mesmos foram transformados em retângulos equivalentes de altura igual ao raio e largura variável. A largura é definida de forma a que o perfil metálico equivalente apresente inércia e módulo de flexão plástico o mais próximo possível (pelo lado da segurança) dos valores reais do perfil original (largura determinada por processo iterativo).

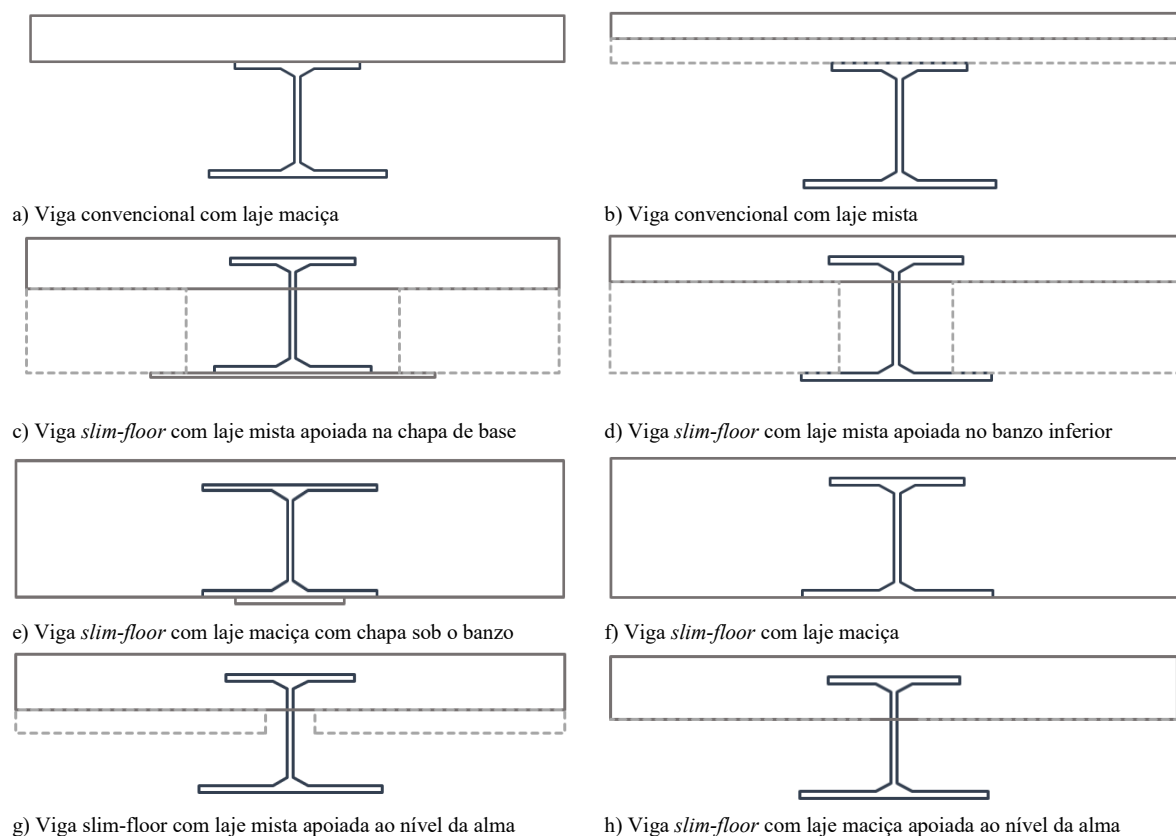


Figura 5.1 – Algumas tipologias de solução permitidas pela ferramenta de cálculo.

Para o cálculo em fase construtiva foi necessário proceder ao cálculo de todas as propriedades geométricas relevante do perfil metálico, sendo que a contribuição da chapa metálica que pode ser soldada sob o mesmo foi contabilizada. Assim, foram calculadas as propriedades como inércias (flexão ou torção), constante de empenamento, parâmetro de monossimetria (β – *Wagners's factor*, necessário para a o cálculo do momento crítico para perfis monossimétricos), entre outras.

Sobre o perfil misto, acrescentando-se ao apresentado no subcapítulo 4.9, refere-se apenas que a determinação das inércias mistas fendilhadas foram efetuadas através de um processos iterativo, uma vez que para soluções *slim-floor*, sendo descontada na area de betão a área representativa do embebimento do perfil metálico, tornar-se-ia moroso/complexo estabelecer todos os casos possíveis para o equilíbrio estático da secção.

5.2. Base de dados incorporadas

Na ferramenta de cálculo foram incorporadas as seguintes bases de dados de matérias:

1. Bases de dados geométricas:

- Perfis metálicos comerciais (base de dados Arcelor Mittal);
- Chapas colaborantes (permitem contabilizar expeditamente o peso próprio de laje);
- Conectores tipo *stud* (base de dados Köco – DIN EN ISO 13918);
- Varões de armadura de betão armado para um dado espaçamento e malhas electro soldadas para deificação automática da armadura presente na laje.

2. Materiais estruturais:

- Betão leve ou de densidade normal, de acordo com a EN992-1-1 e EN 1004-1-1, sendo ainda possível seleccionar a classe do cimento a aplicar.
- Aço estrutural de acordo com as seguintes normas:
 - EN 10025-2 (CEN, 2004a);
 - EN 10025-3 (CEN, 2004b);
 - EN 10025-4 (CEN, 2004c);
 - EN 10025-6 (CEN, 2004d).

Nota: foi feita uma base recolha de informação das normas referidas que permite a definição automática da tensão se cedência de cada componente do perfil metálico (banzos, alma ou chapa soldada ao mesmo) consoante a sua espessura.

- Espessura máxima do elemento estrutural, tendo em conta a classe e subclasse do aço de acordo com a EN 1993-1-10.

Nota: foi feita uma base recolha de informação da norma EN 1993-1-10 que permite a definição automática da espessura máxima de cada componente do perfil metálico, consoante a sua classe e subclasse, nível de tensão e temperatura mínia esperada no elemento.

1. Bases de sobrecargas segundo a EN 1991-1-1 (CEN, 2009b)

De forma a automatizar os processos de cálculo, foi feita uma recolha dos valores das sobrecargas e fatores de combinação ψ_i associados para as categorias de utilização previstas pela EN 1991-1-1, fornecendo assim ao utilizador um valor de referência para a mesma.

5.3. Resumo de *inputs* requeridos pela da ferramenta de cálculo

De forma as se apresentarem algumas das potencialidades da ferramenta de cálculo, no Quadro 5.1 e Quadro 5.2 são apresentados os principais *inputs* que são permitidos ao utilizador.

Quadro 5.1 – Principais *inputs* permitidos pela ferramenta – gerais/vigas convencionais.

• Vão e largura de influência da viga
• Viga bordadura ou viga interior (verdadeiro ou falso)
• Tipo de viga (convencional ou slim-floor)
• Viga escorada (verdadeiro ou falso)
• Tipo de pavimento (misto ou maciço) e orientação das nervuras
• Possibilidade de introdução de duas cargas pontuais em posições arbitrárias na viga
• Introdução de restantes cargas permanentes (peso próprio dos materiais é automaticamente calculado): kN/m ² , kN/m ou kN
• Escolha da utilização do pavimento para indicação de sobrecarga regulamentar
• Definição de sobrecarga: kN/m ² , kN/m ou kN
• Banzo superior restringido pela chapa colaborante (verdadeiro ou falso)
• Banzo inferior restringido pela chapa colaborante (verdadeiro ou falso)
• Chapa colaborante instalada depois da introdução da escora (verdadeiro ou falso)
• Vigas secundárias instaladas depois da introdução do escoramento (verdadeiro ou falso)
• Altura, diâmetro, número por secção, espaçamento e método de aplicação dos conetores stud (em obra, em fábrica, através da chapa)
• Armadura presente na laje (direção das nervuras e direção perpendicular à nervuras) com possibilidade de adição de armaduras de reforço para verificação de segurança ao corte longitudinal
• Inclinação para o modelo escora-tirante para verificação da resistência ao corte longitudinal (Macro VBA em Excel que procura a inclinação ideal da escora no modelo)
• Consideração da chapa colaborante para a resistência do tirante na verificação ao corte longitudinal (no caso de nervuras perpendiculares á viga e nos casos onde os conetores forem soldados em obra)
• Redução da conexão de corte (em %) para se procurar cumprir a resistência ao corte longitudinal (Macro VBA em Excel que procura a redução necessária no grau de conexão para verificar a resistência ao corte longitudinal para a armadura indicada)
• Método de cálculo em conexão parcial de acordo com as opções anteriormente referidas
• Macro VBA em Excel para construção das curvas em conexão parcial
• Macro VBA em Excel que efetua as verificações ao longo da viga para ULS tendo em conta a necessidade de interação entre o esforço transversal e o momento fletor
• Idade para aplicação das restantes cargas permanentes e para remoção do escoramento (dias)
• Método de contabilização da fluência (EN 1992-1-1 Anexo B ou EN 1994-1-1 5.4.2.2 (11))

Quadro 5.2 – Principais *inputs* requeridos pela ferramenta – particularidade vigas *slim-floor*.

• Apoio da laje (banzo, chapa sobre o banzo ou alma)
• Armaduras de tração para a viga mista (armadura adicional posicionada junto ao banzo inferior)
• Altura e posicionamento de aberturas na alma do perfil metálico (possibilidade de introdução de 5 aberturas na viga).
• Fator de forma para o cálculo das resistências do banzo, chapa soldada ao mesmo ou alma em flexão transversal (assume-se como referência 1.2)
• Tipo de conexão de corte: studs, concrete-dowels ou shear-bond; - Studs: definição de altura, diâmetro, número por secção, posição (alma ou banzo) e espaçamento dos conetores; - Concrete-Dowels: espaçamento; - Shear-bond: tensão de aderência (0.6MPa para ASBeams, 0.53MPa nos restantes casos)

5.4. Exemplo de *output* de resultados automático

Uma apresentação do conteúdo desenvolvido na ferramenta de cálculo de forma detalhada teria sempre um carácter exaustivo, não sendo portanto apropriado para o âmbito da dissertação. De forma a divulgar o trabalho analítico desenvolvido é, em seguida, apresentado o relatório de justificação de segurança de uma viga tipo *slim-floor* que resulta dos processos de análise e dimensionamento expostos nos subcapítulos anteriores. No entanto, no Anexo 4 da presente dissertação, são apresentados exemplos de cálculo mais detalhados baseados em bibliografia existente, pretendendo-se essencialmente validar o trabalho realizado.

Na Figura 5.2 é apresentada a primeira informação fornecida pela nota de cálculo, onde um resumo de verificações de segurança é fornecido com os rácios relevantes. Para disso, é feito um enquadramento regulamentar, assim como indicada outra bibliografia de referência utilizada na análise e verificações de segurança do elemento estrutural.

Composite Beam Design

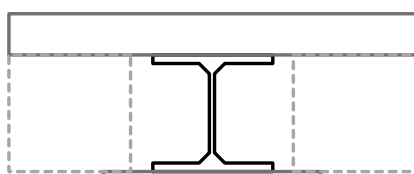
Boundary conditions: simply supported		Life Time [Years]	50
1) Project information:			
		Ratios - Resume	
Project:	-	Date:	-
Structural Element:	-	Revision:	-
		Construction	0.51
		SLS - Stresses	0.76
		ULS	0.90
		SLS - [L/x]	303
2) Design Standards:			
Standards Background	Additional bibliography		
EN 1990	Design Guide for Floor Vibrations - Arcelor Mittal, 2014		
EN 1991	SCI P175 - Design of Asymmetric Slimflor Beams using Deep Composite Decking, 1997		
EN1992-1-1	SCI P248 - Design of Slim-Floor fabricated Beams using Deep Composite Decking, 1999		
EN/ENV 1993-1-1	SCI P385 - Design of steel beams in torsion, 2011		
EN 1993-1-10	Composite Floor Systems, D. L. Mullett, Blackwell Science, 1998		
EN/ENV 1994-1-1	CoSFB-Betondubel - DIBt, 2014 - concrete-dowels		
EN10025	Slimdeck Manual - Tata Steel, 2008		

Figura 5.2 – *Output*: Informação geral, resumo de verificações e regulamentação/bibliografia.

Apresentada a informação da Figura 5.2, é dado algum detalhe sobre a solução estrutural, quer em termos de geometria quer em termos dos materiais utilizados (Figura 5.3). É ainda apresentada informação sobre as condições de análise (banzo que podem ou não ser restringidos para a análise em fase construtiva, se a viga é interior ou de extremidade, viga escorada ou não escorada ou o método de contabilização da fluência). Especificamente para soluções *slim-floor*, é ainda apresentada informação sobre possíveis aberturas na alma do perfil metálico (que no exemplo, tem duas aberturas de 150 mm, situadas a um quarto e a três quartos do vão).

3) Beam geometry, type of solution and materials

Composite Beam Type	Slim-Floor	Steel Profile	HE 220 B	$M_{el,a,rd}$ [kNm]	260.66
Slab Type	Composite	Base Plate	PL 400x12	$M_{pl,a,rd}$ [kNm]	354.97
Steel Sheet	CofraPlus 220 1mm	Section Class	Class 1	$M_{b,a,rd}$ [kNm]	293.83
Ribs Orientation	Perpendicular	Steel:	S355JR	$M_{rd,flange}$ [kNm]	40.06
Slab Support	Plate	Concrete:	LC30/33	$M_{rd,plate}$ [kNm]	15.17
Span [m]	6	h_c [mm]	80	$M_{rd,web}$ [kNm]	4.25
$L_{t,1}$ [m]	6	HR [%]	50	$M_{w,rd}$ [kNm]	68.73
$L_{t,2}$ [m]	6	Cement class	N	$M_{z,rd}$ [kNm]	287.52



Shear Connection Studs

$n/\varnothing/\text{spacing}$	1x $\varnothing 19 \times 60 // 150\text{mm}$
$\eta_{min.}$	0.51
η_0	0.69
$\eta_{calc.}$	0.69

Analysis considerations

Top flange restrained by steel sheet	No
Bottom flange restrained by steel sheet	No
Edge Beam ?	No
Propped Beam ?	No
Web can bend in CS?	No
Creep consideration	EN1992-1-1 Annex B

Web openings

Opening position [x · L]	D_0 [mm]
0.00	0
0.25	150
0.00	0
0.75	150
0.00	0

Figura 5.3 – *Output*: informação sobre geometria, materiais e considerações de análise.

Apresentada a solução estrutural, é fornecida informação sobre as cargas consideradas para a análise (Figura 5.4). Note-se que o peso próprio dos elementos estruturais são automaticamente contabilizados, sendo que apenas se faz referência ao peso da laje no *output*.

5) Loads

Ocupancy- EN1991: B : Offices

UDL		Point Loads			
Slab SW [kN/m ²]	2.41	PL1		PL2	
APL [kN/m ²]	3	x [m]	0	x [m]	0
APL [kN/m]	0	SW [kN]	0	SW [kN]	0
LL [kN/m ²]	3	APL [kN]	0	APL [kN]	0
CS LL [kN/m ²]	0.75	LL [kN]	0	LL [kN]	0

Figura 5.4 - *Output*: informação sobre cargas consideradas para a análise.

Após as definições de geometria de soluções, materiais e ações de dimensionamento, são apresentadas as verificações em fase construtiva (Figura 5.5). Adicionalmente aos rácios, são fornecidos os esforços máximos registados no elemento, destacando-se análise detalhada na presença de torção não uniforme para vigas *slim-floor* (subcapítulo 4.8.2.1).

4) Construction stage			Unpropped Beam		
Case 1: Maximum Torsion			Case 2: Maximum Bending		
	Ratio			Ratio	
My+Mz+T - SCI P385	0.22	My+Mz+T - SCI P385	0.22	Forces values - Case 1	
LTB+Mz+T - EN 1993-6	0.39	LTB+Mz+T - EN 1993-6	0.51	$M_{ed,y,max}$ [kNm]	72.88
Bending - EN 1993-1-1	0.24	Bending - EN 1993-1-1	0.42	$M_{w,ed,max}$ [kNm]	10.27
LTB - ENV 1993-1-1	0.25	LTB - ENV 1993-1-1	0.47	$M_{z,ed,max}$ [kNm]	8.54
	Ratio				
Flange bending - CS	0.21	Flange bending - CS	0.21	Forces values - Case 2	
Plate Bending - CS	0.30	Plate Bending - CS	0.30	$M_{ed,y,max}$ [kNm]	136.82
Web Bending - CS	0.00	Web Bending - CS	0.00	$M_{w,ed,max}$ [kNm]	2.64
				$M_{z,ed,max}$ [kNm]	4.12

Figura 5.5 - *Output*: verificações para fase construtiva.

De forma a se justificar a segurança de cada uma das secções na presença de aberturas nas almas, tendo em conta a bibliografia referenciada, são apresentados os rácios de verificação ao longo do elemento para cada um dos casos de carga em fase construtiva (caso que maximize a torção – caso 1 – e caso que maximize o momento fletor – caso 2).

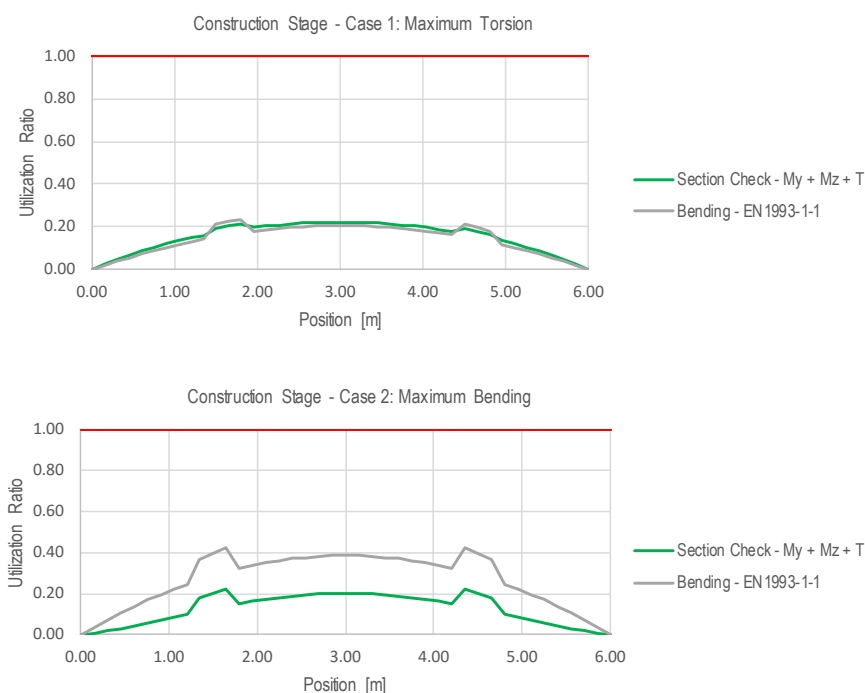


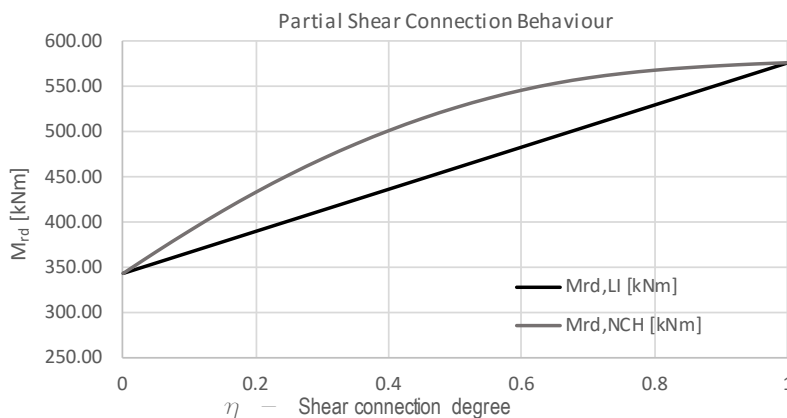
Figura 5.6 - *Output*: verificações de secções tendo em conta a presença de aberturas na alma.

Verificada a segurança em fase construtiva são apresentadas as verificações em fase definitiva (Figura 5.7). Nesta fase são também apresentadas as verificações de segurança para cada secção da viga mista (ao esforço transversal e ao momento fletor) tendo em conta a presença de aberturas na alma do perfil metálico. Sobre a resistência à flexão, a título complementar é apresentada a curva representativa do comportamento em conexão parcial da secção mista. Sobre o corte longitudinal, destaca-se a indicação se no cálculo foi considerada alguma redução na resistência à flexão da viga, em conexão parcial, para a verificação de segurança ao corte longitudinal para uma determinada quantidade de armadura.

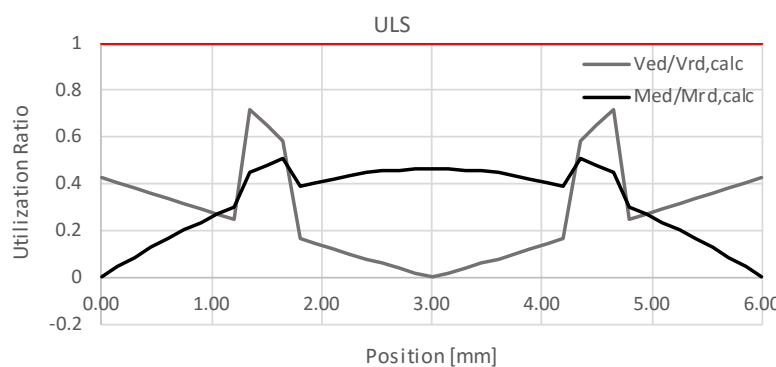
5) Composite Stage - ULS

Bending and shear - Ratios		
$M_{rd,c,\eta}$ [kNm]	576.63	0.51
V_{rd} [kN]	523.21	0.72

Local Bending - Ratios	
Flange bending - ULS	0.53
Plate Bending - ULS	0.74



η_0	0.69
$\eta_{calc.}^*$	0.69



$M_{ed,max}$ [kNm]	334.78
$V_{ed,max}$ [kN]	223.19

Longitudinal Shear			
a-a' - Ratios		b-b' or c-c' - Ratios	
Rebars	0.90	Rebars	0.90
Concrete	0.59	Concrete	0.64

$A_{s,a-a'}$ [cm ² /m]	2.51
$A_{s,b-b'}$ [cm ² /m]	5.03
$L_{sp,a-a'}$ [mm]	80.00
$L_{sp,b-b'/c-c'}$ [mm]	148.50

Reduction in shear connection:	0.00% *
--------------------------------	---------

Figura 5.7 - Output: justificações de cálculo para estados limites últimos do elemento misto.

Apresentadas as justificações de segurança para estados limites últimos do elemento misto, são verificados os limites de deformação do elemento (Figura 5.8 e Figura 5.9).

6) SLS - Deflection		Unpropped Beam	
$\eta_{\text{Deflection}}$	1.00	Deflections control	
κ - Unpropped	0.30	Camber applied [mm]	0.00
κ - Propped	0.50	δ_{LL} [mm]	3.71
t_0 - Application of APL [Days]	28	$\delta_{\text{Total},t_0}$ [mm]	19.80
t_0 - to unprop beams [Days]	12	$\delta_{\text{horizontal}}$ [mm]	11.03
Long term Deflection - Reference Value L/x	250	L/x - Total	303
Live Load Deflection - Reference Value L/x	500	L/x - Live Load	1618
Horizontal deflection - Reference Value L/x	500	L/x - Torsion	544

Figura 5.8 - *Output*: justificações de cálculo para estados limites de serviço

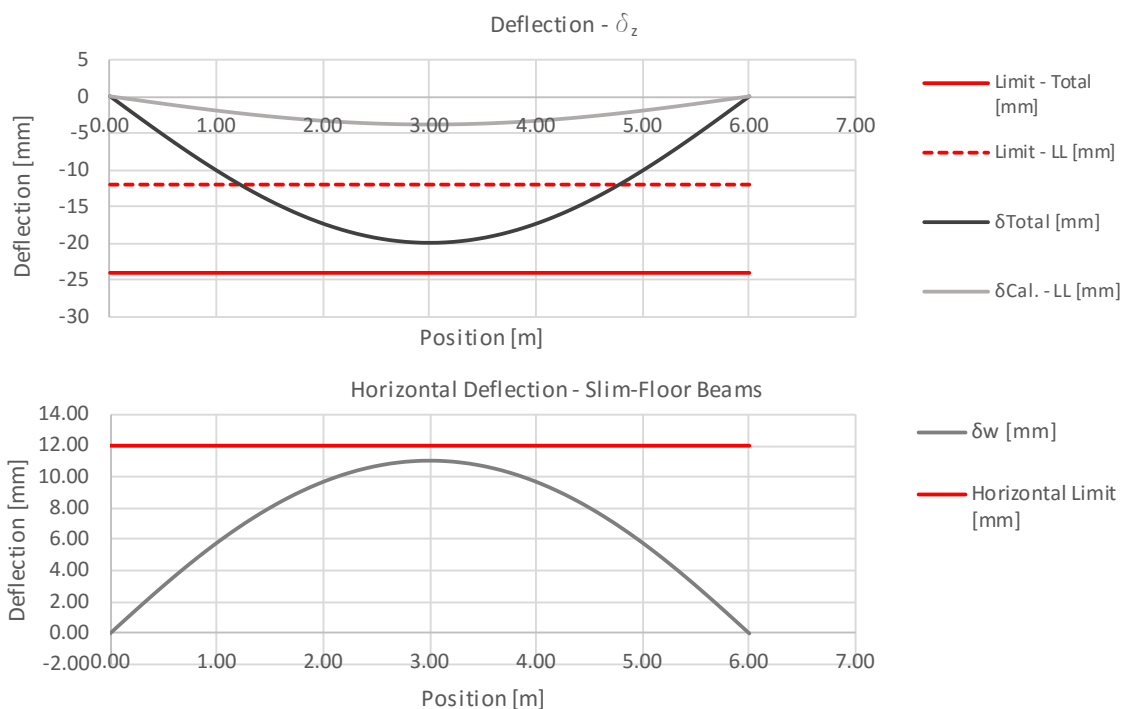


Figura 5.9 – *Output*: representação de deformações e seus limites ao longo da viga.

Nesta verificação tem naturalmente implicação o facto de a viga ser escorada ou não escorada.

Justificado o cumprimento dos limites de deformação, é apresentado o processo de controlo de tensões no elemento por sobreposição de efeitos. O controlo é efetuado em 9 posições críticas da secção transversal, tal como a Figura 5.10 sugere. É importante referir que os resultados são uma envolvente de tensões para uma situação de longo prazo e de curto prazo, sendo o processo construtivo totalmente incorporado na análise.

7) SLS - Stresses: envelope to short and long term analysis			Unpropped Beam		
Fiber	Position	Stresses envelope ratios	σ^+ Limit [MPa]	σ^- Limit [MPa]	
σ (1)	Top of Section - Top of the concrete	σ (1) 0.47	-	-18	
σ (2)	Base of concrete	σ (2) 0.19	-	-18	
σ (3)	Top Upper Flange	σ (3) 0.36	355	-355	
σ (4)	Bottom Upper Flange/Top Upper radius	σ (4) 0.31	355	-355	
σ (5)	Bottom of Upper Radius/Top of Web	σ (5) 0.26	355	-355	
σ (6)	Top of Bottom Radius/Bottom of Web	σ (6) 0.26	355	-355	
σ (7)	Top of Bottom Flange/Base Bottom Radius	σ (7) 0.41	273	-273	
σ (8)	Bottom of Bottom Flange/Top of Plate	σ (8) 0.62	211	-211	
σ (9)	Bottom of the plate	σ (9) 0.69	211	-211	
σ (3)	Top Upper Flange	σ (3) $M_y+M_z+M_w$ 0.76	355	-355	

EN1992-1-1 7.2

k 0.6

Figura 5.10 – *Output*: controlo de tensões nas secções transversais do elemento misto.

O controlo de tensões tem em conta as possíveis aberturas na alma do perfil metálico, sendo que a justificação de cumprimentos dos limites regulamentares é ilustrada pelas Figura 5.11 e Figura 5.12. Tal com ao Figura 5.10 sugere, as tensões de compressão no betão são limitadas a $0.6 f_{ck}$.

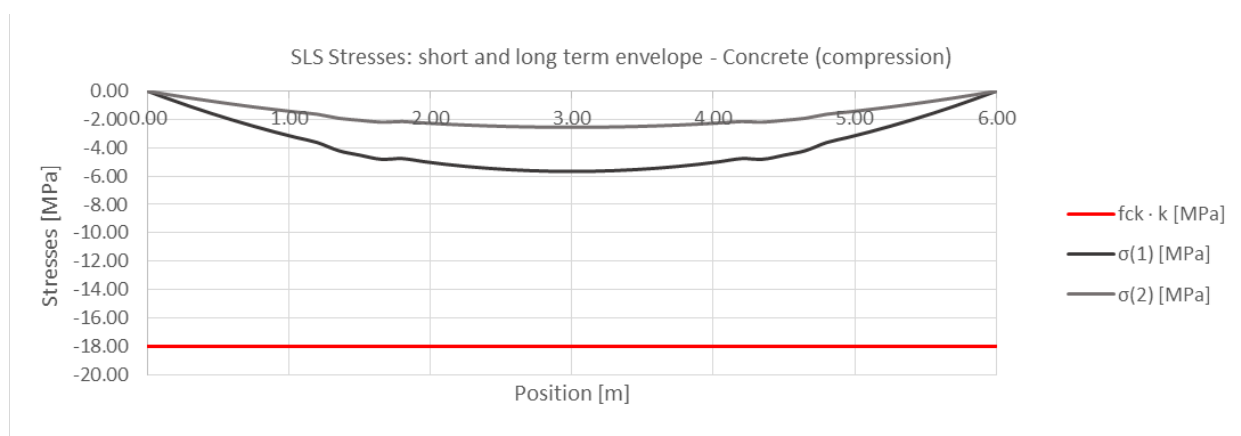


Figura 5.11 – *Output*: controlo de tensões ao longo do elemento misto: betão.

Para soluções *slim-floor* a tensão na posição 3, tendo em conta as tensões normais resultantes da torção não uniforme provenientes da fase construtiva, torna-se inevitavelmente no caso mais condicionante para a análise.

Os limites de tensão estabelecidos para o aço têm em conta as limitações de tensões devidas à flexão transversal das placas do perfil em soluções *slim-floor*.

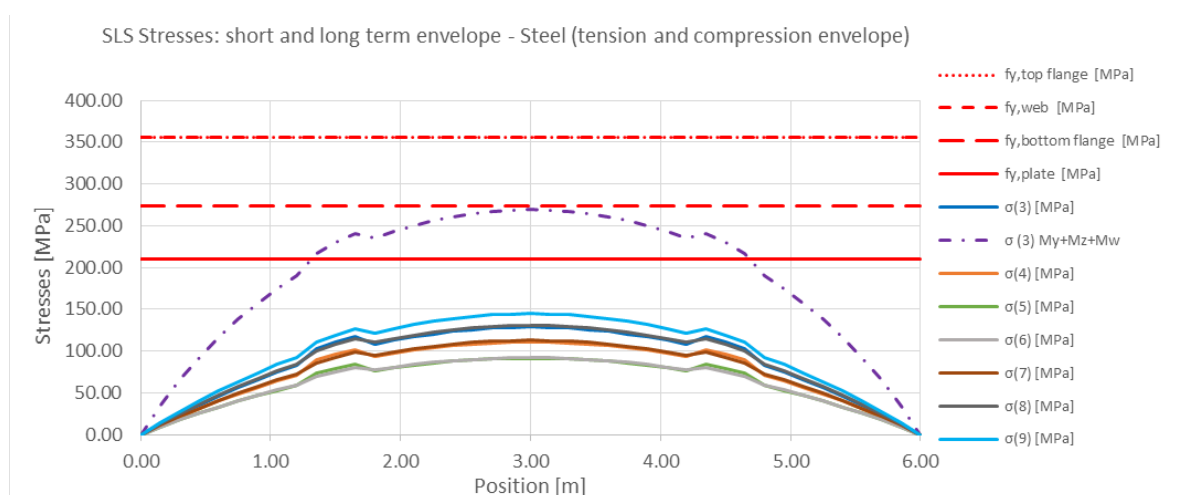


Figura 5.12 – *Output*: controlo de tensões ao longo do elemento misto: aço.

Por fim, são apresentadas as verificações associadas à vibração do elemento. O procedimento assenta em duas verificações: verificação do critério OSRMS-90 (Figura 5.13), para o qual se considera um amortecimento de 3%, e uma verificação expedita de comparação da frequência própria do elemento com limites de bibliografia de referência.

8) Vibration - OSRMS-90

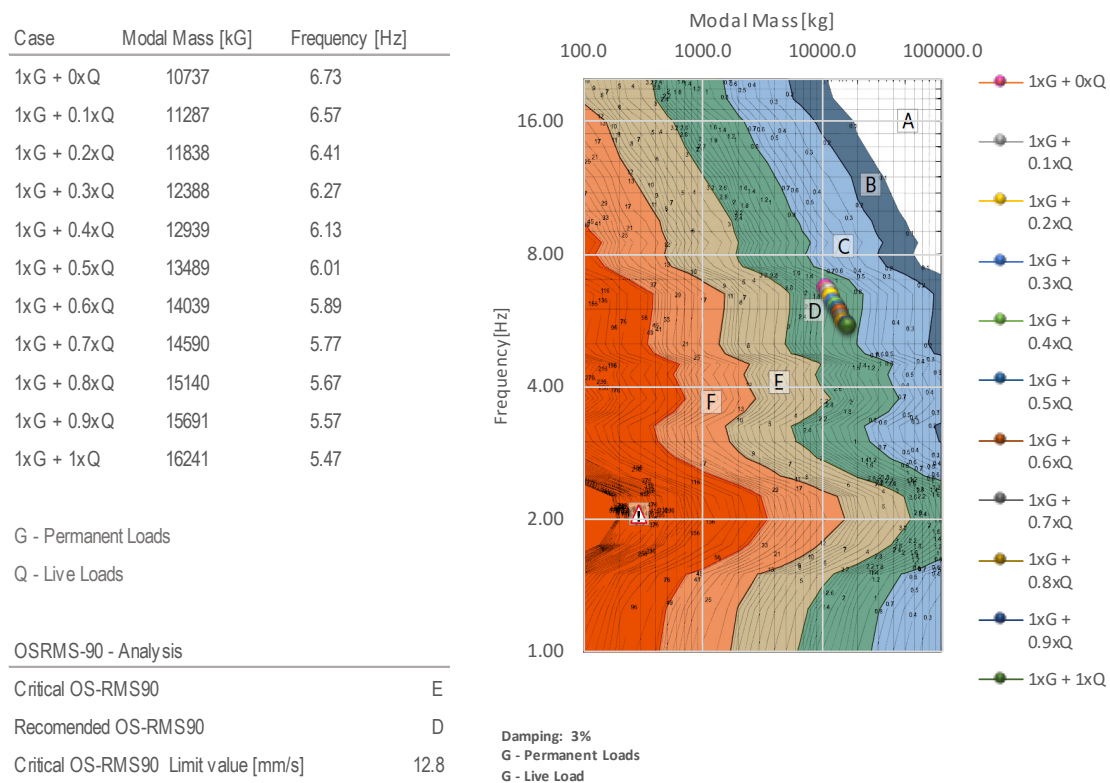


Figura 5.13 – *Output*: Vibração - OSRMS-90.

A verificação do OSRMS-90 abrange um total de 11 cenários de carga, onde a sobrecarga é incrementada de 10% em 10%. O processo revela-se pertinente uma vez que uma maior percentagem de sobrecarga diminui a frequência do elemento, mas, por outro lado, aumenta a massa modal, não sendo certo qual o pior cenário. O módulo de elasticidade do betão foi assumido como $1.1 E_{cm}$.

A verificação adicional por comparação direta da frequência própria da viga (Figura 5.14), é efetuada com recurso à combinação frequente para estados limites de serviço.

Simplified additional analysis - Frequent combination	
Beam Utilization	Office
Theoretical Lower Limit [Hz]	3
ψ_1	0.5
M_{mod} [kg]	13489
f - [Hz]	6.01

Figura 5.14 – *Output*: Vibração – comparação de frequência para a combinação frequente.

6. CASO DE ESTUDO

6.1. Considerações aplicadas e soluções estruturais alvo de estudo

A ferramenta de cálculo desenvolvida, foi aplicada a um caso de estudo prático de um piso tipo de um edifício de escritórios com laje mista, vigas mistas simplesmente apoiadas, pilares metálicos, núcleo de betão armado central e sistemas de contraventamento na periferia do edifício (de forma a assegurar as necessidades do edifício em termos de resistência a solicitações horizontais) - Figura 6.1.

Na definição estrutural dos pisos são consideradas duas possibilidades: vigas convencionais e vigas *slim-floor*.

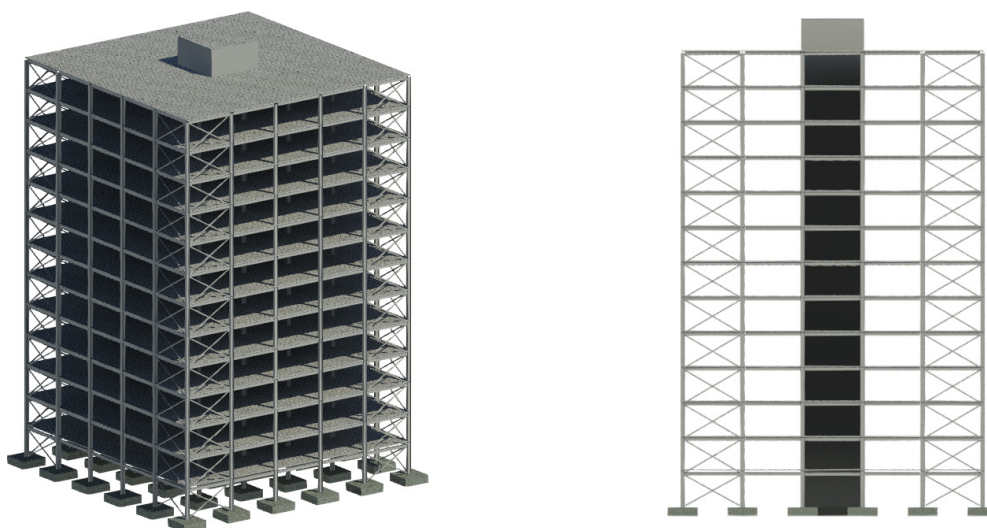


Figura 6.1 – Perspetiva 3D e alçado tipo do edifício em estudo.

A geometria em planta assenta numa malha de pilares de 6x6m, aos quais ligam os elementos horizontais. Nas soluções convencionais, há a necessidade de introduzir uma travessa secundária que perfaça um vão de 3m para a laje mista (Figura 6.2), sendo a mesma dispensável em soluções *slimfloor* (Figura 6.3). De uma forma geral, a solução convencional apresenta 80 elementos horizontais por piso, enquanto que a solução *slimfloor* apresenta 56 elementos horizontais por piso. Estendendo às ligações, prevendo-se uma ligação em cada extremidade das barras, a solução convencional apresenta consequentemente 160 ligações por piso, enquanto que a solução *slimfloor* apresenta apenas 112 ligações.

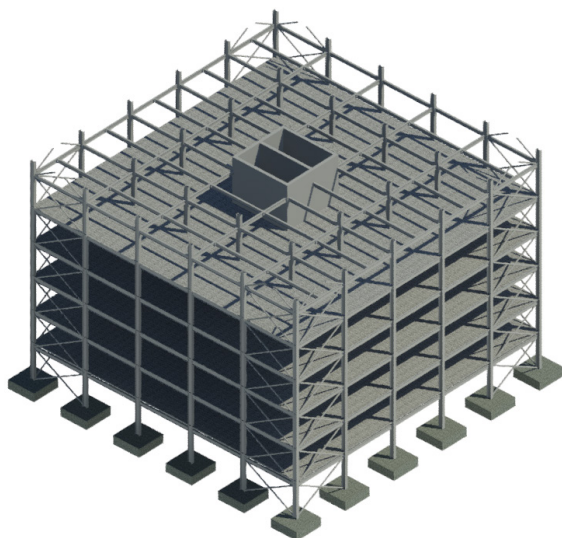
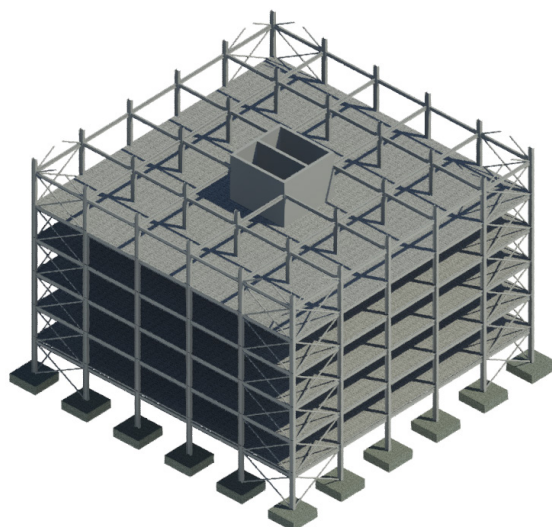
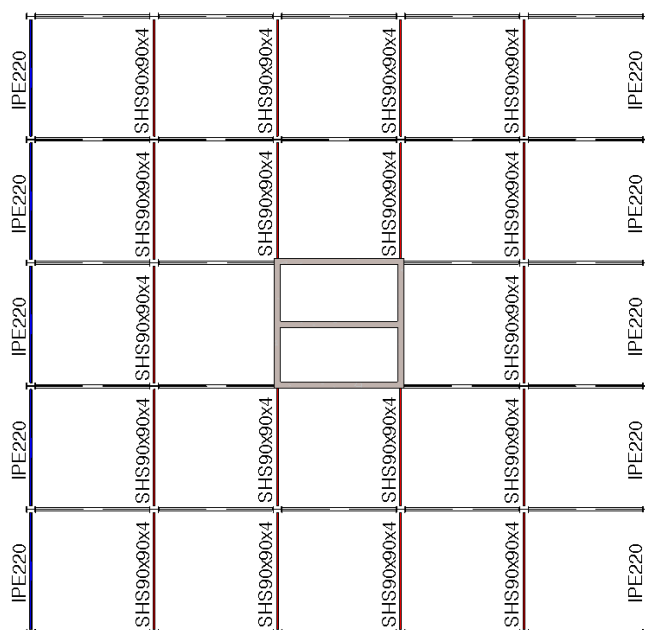


Figura 6.2 – Perspetiva do piso tipo solução convencional.

Figura 6.3 – Perspetiva piso tipo solução *slim-floor*.

Em soluções *slimfloor*, as vigas que têm o seu eixo longitudinal no sentido das nervuras não tem função de suportar o pavimento (laje mista vence o vão de 6m entre apoios), podendo estas serem suprimidas. No entanto, por questões de robustez, é necessária a introdução de um elemento que una os pilares nessa direção (*tie*), com uma capacidade de resistir a um esforço axial de 75 kN (SHS90x90x4 S275J0H para o caso). Para as vigas de bordadura nessa mesma direção é usual que as mesmas tenham a função de suporte das fachadas, sendo muitas vezes consideradas como uma viga puramente metálica. Para o presente caso foi considerado um perfil IPE220 (em S275JR) para essa função (Figura 6.4).

Figura 6.4 – Planta tipo para solução *slim-floor*.

O estudo incidiu em comparar soluções convencionais e soluções *slimfloor*, onde foram devolvidas soluções em aço S275JR, S355JR, para perfis comerciais e reconstituídos por soldadura (*PRS*), soluções não escoradas, escoradas ou com contra flecha.

Como simplificação, as vigas de bordadura foram consideradas iguais às interiores. Embora possa parecer demasiado conservativo, as vigas de bordadura, apesar de terem metade da área de influência, têm associadas uma carga de fachada referente ao peso das fachadas. Para além disso, para tais vigas geralmente é admitido um critério de deformação mais apertado, quer por questões estéticas, quer por funcionalidade da solução da fachada.

As condições gerais para o caso de estudo foram, entre outras, as apresentadas no Quadro 6.1.

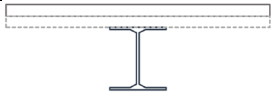
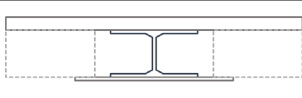
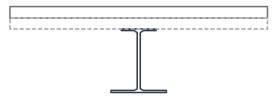
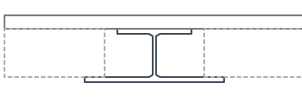




Quadro 6.1 – Condições gerais admitidas na solução

Humidade relativa	50%
Classe do Betão	C25/30 (cimento classe N)
Fluência	Anexo B da EN 1992-1-1
Ação variável para deformação vertical (limite total L/250)	$(\psi_2 Q) - \text{Fluência} + (1 - \psi_2) Q - \text{Instantâneo}$
Restantes cargas permanentes	3 kN/m ²
Sobrecarga	3 kN/m ²
Banzo superior contraventado pela chapa colaborante	Sim (vigas secundárias)
Banzo inferior contraventado pela chapa colaborante (<i>slimfloor</i>)	Sim
Alma suscetível se fletir em fase construtiva e definitiva	Não
Entrega da chapa colaborante em soluções <i>slimfloor</i>	50 mm
Tempo para aplicação dos RCP	28 dias
Data da remoção do escoramento (quando relevante)	14 dias
Aberturas na alma do perfil para soluções <i>slimfloor</i>	2 de 150x240mm, sensivelmente a ¼ e a ¾ de vão
Lâmina mínima de compressão maciça da laje	60 mm
Lâmina de betão mínima acima do banzo superior do perfil metálico	30 mm
Método de obtenção da resistência à flexão em conexão parcial	Média entre metodologia com nova altura da lâmina de betão e de metodologia de redução da largura da b_{eff}
Armadura da laje	Malha Ø8//0.200 ou Ø8//0.15 (<i>slimfloor</i> com dowels)
Chapa soluções convencionais	Haircol59S 0.75mm (vão 3m, contínuo); 8.51 kg/m ²
Chapa soluções <i>slimfloor</i>	CofraPlus220 1.25mm (vão ≈5.8m); 16.40 kg/m ²
Armaduras de reforço (corte longitudinal)	Ø8//0.200 ou Ø8//0.15 (<i>slimfloor</i> com dowels)
Posição de aplicação dos conetores <i>stud</i>	Sobre o banzo superior do perfil metálico
Armaduras de bordo para <i>studs</i>	1 Ø10/conetor com 1.2m
Armadura de alma em soluções <i>slimfloor</i>	2Ø16 corridos (construtivos e para resistência ao fogo)
Shear-bond para soluções <i>slimfloor</i>	0.53 MPa
Pintura: primário em soluções convencionais	em todas as faces
Pintura: primário em soluções <i>slimfloor</i>	em todas as faces
Pintura: acabamento com proteção ao fogo em soluções convencionais	em 3 faces
Pintura: acabamento com proteção ao fogo em soluções <i>slimfloor</i>	no banzo ou chapa soldada exposto(a)

No dimensionamento procurou-se essencialmente a otimização das quantidades de aço (dentro das condicionantes apresentadas no Quadro 6.1). No entanto, para vigas *slimfloor*, houve um compromisso em procurar uma solução otimizada em termos de quantidade de aço numa menor altura possível de pavimento.

Em termos geométricos, as soluções abordadas foram distribuídas em 8 grupos, tendo em conta a solução construtiva para o pavimento e viga mista utilizada, de acordo com o apresentado no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Soluções construtivas estudadas

Solução	Geometria	Conexão	Solução	Geometria	Conexão
1.i		Studs Ø19mm h=100mm	5.i		Studs Ø16mm h=50mm
Convencional	Perfil comercial		Slimfloor	Perfil comercial + chapa	
2.i		Studs Ø19mm h=100mm	6.i		Shear bond
Convencional	PRS		Slimfloor	PRS	
3.i		Concrete dowels	7.i		Studs Ø16mm h=50mm
Slimfloor	Perfil comercial + chapa		Slimfloor	PRS	
4.i		Shear bond	8.i		Concrete dowels
Slimfloor	Perfil comercial + chapa		Slimfloor	PRS	

i =1 : S275 não escorada; i=2; S275 escorada; i=3 S275 contra flecha; i=4: S355 não escorada; i=5: S355 escorada; i=6: S355 contra flecha

O dimensionamento das soluções para vigas não escoradas em aço S275JR levou às soluções estruturais do pavimento apresentadas no Quadro 6.3.

Quadro 6.3 – Soluções do piso tipo: aço S275JR, vigas não escoradas

Solução	Elemento	Altura [mm]	Perfil metálico					Total [kg]	Conexão
			Perfil	Aço	kg/m	ml	kg		
1.1	Vigas principais	450	IPE330	S275	49.2	108	5308.20	17841.84	1xØ19x100 //225mm
	VP bordo	450	IPE330	S275	49.2	60	2949.00		1xØ19x100 //225mm
	Vigas secundárias	360	IPE240	S275	30.7	252	7741.44		1xØ19x100 //205mm
	VS Bordadura	360	IPE240	S275	30.7	60	1843.20		1xØ19x100 //205mm
2.1	Vigas principais	460	PRS_100x10_160x10_320x8	S275	40.5	108	4375.08	15108.00	1xØ19x100 //200mm
	VP bordo	460	PRS_100x10_160x10_320x8	S275	40.5	60	2430.60		1xØ19x100 //200mm
	Vigas secundárias	380	PRS_75x10_120x10_240x6	S275	26.6	252	6705.72		1xØ19x100 //205mm
	Bordadura	380	PRS_75x10_120x10_240x6	S275	26.6	60	1596.60		1xØ19x100 //205mm
3.1	Vigas principais	322	HEB280+400x12	S275	141	108	15206.40	26354.52	Dowels Ø12//300
	VP bordo	322	HEB280+400x12	S275	141	60	8448.00		Dowels Ø12//300
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.4	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.60		-
4.1	Vigas principais	295	HEB220+400x15	S275	119	108	12805.56	22619.88	Shear-Bond 0.53MPa
	VP bordo	295	HEB220+400x15	S275	119	60	7114.20		Shear-Bond 0.53MPa
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.4	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.60		-
5.1	Vigas principais	295	HEB220+385x15	S275	117	108	12614.40	22322.52	1x Ø16x50 //150mm
	VP bordo	295	HEB220+385x15	S275	117	60	7008.00		1x Ø16x50 //150mm
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.4	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.60		-
6.1	Vigas principais	302	PRS_185x22_350x22_198x8	S275	105	108	11321.64	20310.96	Shear-Bond 0.53MPa
	VP bordo	302	PRS_185x22_350x22_198x8	S275	105	60	6289.80		Shear-Bond 0.53MPa
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.4	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.00		-
7.1	Vigas principais	300	PRS_170x20_350x20_200x8	S275	94.2	108	10173.60	18525.12	1x Ø16x50 //150mm
	VP bordo	300	PRS_170x20_350x20_200x8	S275	94.2	60	5652.00		1x Ø16x50 //150mm
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.4	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.00		-
8.1	Vigas principais	325	PRS_120x20_200x22_253x10	S275	73.2	108	7909.92	15004.44	Dowels Ø12//300
	VP bordo	325	PRS_120x20_200x22_253x10	S275	73.2	60	4394.40		Dowels Ø12//300
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.4	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.60		-

No Quadro 6.4 são apresentados os resultados do dimensionamento do piso tipo para a condição de vigas escoradas ou com contra flechas. O dimensionamento de vigas com contra flecha não se revelou diferente do dimensionamento com escoramentos uma vez que recorrendo às primeiras com a utilização dos perfil das segundas, o critério de limitação de tensões não seria cumprido em soluções convencionais, existindo assim o risco de plastificação do perfil metálico (com deformações não recuperáveis) em fase construtiva.

O rácio de verificação condicionante refere-se ao banzo inferior, sendo que em soluções *slimfloor*, visto que o mesmo é em geral mais robusto, o critério não era excedido. No entanto, já que a EN 1994-1-1 dispensa o controlo de tensões em serviço, e visto que a tensão ultrapassa apenas cerca de 15 a 25% da tensão de cedência do banzo para a combinação característica, foi considerada, para efeitos comparativos, que a solução seria válida em termos de dimensionamento.

Quadro 6.4 – Soluções do piso tipo: aço S275JR, vigas escoradas ou com contra flecha

Solução	Elemento	Altura [mm]	Perfil metálico					Total [kg]	Conexão
			Perfil	Aço	kg/m	ml	kg		
1.2(3)	Vigas principais	420	IPE300	S275	42.2	108	4557.60	15264.00	1xØ19x100 //100mm
	VP bordo	420	IPE300	S275	42.2	60	2532.00		1xØ19x100 //100mm
	Vigas secundárias	340	IPE220	S275	26.2	252	6602.40		1xØ19x100 //205mm
	VS Bordadura	340	IPE220	S275	26.2	60	1572.00		1xØ19x100 //205mm
2.2(3)	Vigas principais	410	PRS_100x10_160x10_270x8	S275	37.37	108	4035.96	13847.28	1xØ19x100 //100mm
	VP bordo	410	PRS_100x10_160x10_270x8	S275	37.37	60	2242.20		1xØ19x100 //100mm
	Vigas secundárias	330	PRS_75x10_120x10_190x6	S275	24.26	252	6113.52		1xØ19x100 //205mm
	Bordadura	330	PRS_75x10_120x10_190x6	S275	24.26	60	1455.60		1xØ19x100 //205mm
6.2(3)	Vigas principais	300	PRS_185x20_350x20_200x8	S275	96.56	108	10428.48	18921.60	Shear-Bond 0.53MPa
	VP bordo	300	PRS_185x20_350x20_200x8	S275	96.56	60	5793.60		Shear-Bond 0.53MPa
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.44	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.00		-
7.2(3)	Vigas principais	300	PRS_170x20_325x20_200x8	S275	90.3	108	9750.24	17866.56	1x Ø16x50 //100mm
	VP bordo	300	PRS_170x20_325x20_200x8	S275	90.3	60	5416.80		1x Ø16x50 //100mm
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.44	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.00		-

Nota 1: as soluções 3.1 a 5.1 foram condicionadas por verificações locais do perfil metálico comercial, pelo que existia margem de segurança aos estados limites de serviço para que a influência de escoramento ou contra flecha não seja relevante. Assim, as soluções 3.2(3) a 5.2(3) não constam no Quadro 6.4.

Nota 2: a solução com “concrete-dowels” é condicionada por disposições geométricas para que seja possível posicionar o varão de conexão de corte na alma do perfil. Acrescendo ao facto de o perfil estar a ser condicionado pela resistência à flexão aos estados limites últimos, o escoramento não se revela numa mais valia em termos de economia de material da solução pelo que a solução 8.2(3) não consta no Quadro 6.4.

No Quadro 6.5 são apresentadas as soluções não escoradas para o recurso a aço S355JR. Note-se que sempre que o recurso a aço S355 não fosse competitivo, a solução em aço S275 foi mantida. Para além disso, os elementos puramente metálicos das soluções *slimfloor* foram considerados invariáveis, focando o estudo apenas nos elementos mistos.

Quadro 6.5 – Soluções do piso tipo: aço S275JR e S355JR, vigas não escoradas

Solução	Elemento	Altura [mm]	Perfil metálico					Total [kg]	Conexão
			Perfil	Aço	kg/m	ml	kg		
1.4	Vigas principais	420	IPE300	S355	42.2	108	4561.92	16680.96	1xØ19x100 //200mm
	VP bordo	420	IPE300	S355	42.2	60	2534.40		1xØ19x100 //200mm
	Vigas secundárias	360	IPE240	S275	30.7	252	7741.44		1xØ19x100 //205mm
	VS Bordadura	360	IPE240	S275	30.7	60	1843.20		1xØ19x100 //205mm
2.4	Vigas principais	450	PRS_90x10_145x10_310x8	S355	37.9	108	4095.36	14672.88	1xØ19x100 //200mm
	VP bordo	450	PRS_90x10_145x10_310x8	S355	37.9	60	2275.20		1xØ19x100 //200mm
	Vigas secundárias	380	PRS_75x10_120x10_240x6	S275	26.6	252	6705.72		1xØ19x100 //205mm
	Bordadura	380	PRS_75x10_120x10_240x6	S275	26.6	60	1596.60		1xØ19x100 //205mm
3.4	Vigas principais	312	HEA280+400x12	S355	114	108	12315.24	21857.16	Dowels Ø12//300
	VP bordo	312	HEA280+400x12	S355	114	60	6841.80		Dowels Ø12//300
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.4	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.60		-
4.4	Vigas principais	292	HEB220+410x12	S355	110	108	11889.72	21195.24	Shear-Bond 0.53MPa
	VP bordo	292	HEB220+410x12	S355	110	60	6605.40		Shear-Bond 0.53MPa
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.4	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.60		-
5.4	Vigas principais	292	HEB220+385x12	S355	108	108	11634.84	20798.76	1x Ø16x50 //150mm
	VP bordo	292	HEB220+385x12	S355	108	60	6463.80		1x Ø16x50 //150mm
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.4	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.60		-

Nota 3: tendo sido as soluções 6.1 a 8.1 otimizadas com condicionalismos relacionados com estados limites de serviço, o aumento da classe do aço não se traduz numa solução alternativa competitiva, pelo que as soluções 6.4 a 8.4 não são apresentadas no Quadro 6.5.

Quadro 6.6 – Soluções do piso tipo: aço S275JR e S355JR, vigas escoradas e com contra flecha

Solução	Elemento	Altura [mm]	Perfil metálico					Total [kg]	Conexão
			Perfil	Aço	kg/m	ml	kg		
1.5(6)	Vigas principais	390	IPE270	S355	36.1	108	3894.48	13046.88	1xØ19x100 //100mm
	VP bordo	390	IPE270	S355	36.1	60	2163.60		1xØ19x100 //100mm
	Vigas secundárias	320	IPE200	S355	22.4	252	5644.80		1xØ19x100 //205mm
	VS Bordadura	320	IPE200	S355	22.4	60	1344.00		1xØ19x100 //205mm
2.5(6)	Vigas principais	385	PRS_90x10_145x10_245x8	S355	33.8	108	3653.64	12637.92	1xØ19x100 //100mm
	VP bordo	385	PRS_90x10_145x10_245x8	S355	33.8	60	2029.80		1xØ19x100 //100mm
	Vigas secundárias	305	PRS_75x10_110x10_165x6	S355	22.3	252	5617.08		1xØ19x100 //205mm
	Bordadura	305	PRS_75x10_110x10_165x6	S355	22.3	60	1337.40		1xØ19x100 //205mm
6.5(6)	Vigas principais	298	PRS_175x18_350x18_202x8	S355	86.9	108	9381.96	17291.88	Shear-Bond 0.53MPa
	VP bordo	298	PRS_175x18_350x18_202x8	S355	86.8	60	5210.40		Shear-Bond 0.53MPa
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.4	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.00		-
7.5(6)	Vigas principais	296	PRS_160x15_325x16_205x8	S355	72.5	108	7833.24	14884.56	1x Ø16x50 //150mm
	VP bordo	296	PRS_160x15_325x16_205x8	S355	72.5	60	4351.80		1x Ø16x50 //150mm
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.4	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.00		-
8.5(6)	Vigas principais	316	PRS_110x18_180x18_250x10	S355	60.6	108	6544.80	12880.92	Dowels Ø12//300
	VP bordo	316	PRS_110x18_180x18_250x10	S355	60.6	60	3636.00		Dowels Ø12//300
	Ties	-	SHS90x90x4	S275	10.4	108	1127.52		-
	Bordadura	-	IPE220	S275	26.2	60	1572.60		-

Nota 1: as soluções 3.4 a 5.4 foram condicionadas por verificações locais do perfil metálico comercial, pelo que existia margem de segurança aos estados limites de serviço para que a influência de escoramento ou contra flecha não seja relevante. Assim, as soluções 3.5(6) a 5.5(6) não constam no Quadro 6.6.

No total foram concebidas 48 soluções estruturais para o piso tipo, sendo que dessas 48, 31 revelaram-se economicamente competitivas e assim passíveis de serem comparadas nos subcapítulos seguintes.

6.2. Comentários gerais e comparativos de quantidades entre soluções

É importante realçar que o dimensionamento apresentado foi feito para temperatura ambiente, pelo que a validade do estudo, essencialmente das soluções convencionais, estão em muito dependentes do critério de resistência ao fogo requerido para o edifício. Para o tipo de edifício em estudo, é recorrente que a resistência ao fogo recaia nos 90 minutos, pelo que nessas condições uma maior robustez dos elementos mistos pode ser necessária.

No entanto, tirando-se partido do efeito de diafragma da laje em situação de incêndio para soluções convencionais (Vassart e Zhao, 2013), o efeito referido é limitado às vigas principais, uma vez que as vigas secundárias podem não serem protegidas.

O confinamento criado pelo betão, como referido anteriormente, assegura às soluções *slimfloor* uma maior aptidão para a resistência do elemento em situação de incêndio. Por conseguinte, no caso de se pretender efetuar um cálculo ao fogo, estas soluções dificilmente são menos competitivas do que as soluções convencionais.

Tal como justificado, a solução *slimfloor* contempla um menor número de elementos estruturais (56 em vez de 80) assim como um associado menor número de ligações (112 para 160), pelo que os custos associados à produção/preparação, transporte e montagem da estrutura serão, à partida, menores comparativamente às soluções convencionais. Existindo um menor número de elementos e ligações, o tempo despendido nas operações anteriormente enunciadas é, seguramente, menor (tanto em fábrica como em obra), traduzindo-se numa interessante vantagem em termos de cumprimento de prazos apertados.

Antes da apresentação dos resumos de quantidades, é importante tecer um comentário sobre as soluções *slimfloor* com recurso a conexão de corte por intermédio de *concrete-dowels*. O facto da chapa colaborante adotada ter 220 mm de altura e sendo necessário que o topo desta fique sensivelmente 20 mm abaixo do limite inferior do raio superior do perfil metálico para posicionamento do *concrete-dowel* a solução é em parte condicionada por estas disposições geométricas. Assim, cumprindo-se o limite mínimo de 30 mm de lâmina de betão acima do perfil metálico, estas soluções são as que apresentam maior consumo de betão. Para além disso, as soluções com recurso a perfis comerciais com uma chapa soldada sobre o mesmo (soluções 3.i), são claramente pouco competitivas. Por outro lado, as soluções com recurso a *PRS* (também um pouco por serem mais altas que as restantes soluções) revelam-se as soluções *slimfloor* mais competitiva como se demonstrará (soluções 8.i).

No Quadro 6.7, Figura 6.5 e Figura 6.6 são apresentadas a título comparativo um resumo da quantidade de aço e de betão por piso para cada solução, assim como alturas totais de pavimento.

Quadro 6.7 – Resumo de quantidades de aço e de altura total de pavimento

Solução	Viga	Aço	Perfil metálico	Conexão	Fase construtiva	Chapa [kg]	Betão [m3]	Altura pavimento [mm]	Aço [kg]
1.1	Convencional	S275JR	Comercial	Studs	Não escorado	7353	75	450	17842
2.1	Convencional	S275JR	PRS	Studs	Não escorado	7353	75	460	15108
3.1	Slim-Floor	S275JR	Comercial + chapa	Dowels	Não escorado	14170	110	322	26355
4.1	Slim-Floor	S275JR	Comercial + chapa	Shear-bond	Não escorado	14170	84	295	22620
5.1	Slim-Floor	S275JR	Comercial + chapa	Studs	Não escorado	14170	84	295	22323
6.1	Slim-Floor	S275JR	PRS	Shear-bond	Não escorado	14170	84	302	20311
7.1	Slim-Floor	S275JR	PRS	Studs	Não escorado	14170	84	300	18525
8.1	Slim-Floor	S275JR	PRS	Dowels	Não escorado	14170	104	325	15004
1.2(3)	Convencional	S275JR	Comercial	Studs	Escorado/CF	7353	75	420	15264
2.2(3)	Convencional	S275JR	PRS	Studs	Escorado/CF	7353	75	410	13847
6.2(3)	Slim-Floor	S275JR	PRS	Shear-bond	Escorado/CF	14170	86	300	18922
7.2(3)	Slim-Floor	S275JR	PRS	Studs	Escorado/CF	14170	84	300	17867
1.4	Convencional	S355JR	Comercial	Studs	Não escorado	7353	75	420	16681
2.4	Convencional	S355JR	PRS	Studs	Não escorado	7353	101	450	21857
3.4	Slim-Floor	S355JR	Comercial + chapa	Dowels	Não escorado	14170	101	312	21857
4.4	Slim-Floor	S355JR	Comercial + chapa	Shear-bond	Não escorado	14170	84	292	21195
5.4	Slim-Floor	S355JR	Comercial + chapa	Studs	Não escorado	14170	84	292	20799
1.5(6)	Convencional	S355JR	Comercial	Studs	Escorado/CF	7353	75	390	13047
2.5(6)	Convencional	S355JR	PRS	Studs	Escorado/CF	7353	75	385	12638
6.5(6)	Slim-Floor	S355JR	PRS	Shear-bond	Escorado/CF	14170	84	298	17292
7.5(6)	Slim-Floor	S355JR	PRS	Studs	Escorado/CF	14170	84	296	14885
8.5(6)	Slim-Floor	S355JR	PRS	Dowels	Escorado/CF	14170	99	316	12881

Nota: na gradação de cores utilizada, por coluna, o valor verde representa o extremo inferior e o valor a vermelho o extremo superior.

Fica demonstrado que a menor altura de pavimento para soluções *slimfloor* conseguida foi de 292 mm, sendo que a solução com menos consumo de recursos em termos de aço foi a solução *slimfloor* com recurso a *concrete-dowels* com uma altura total de pavimento de 316 mm (solução 8.5(6), aço S355, perfil PRS viga escorada).

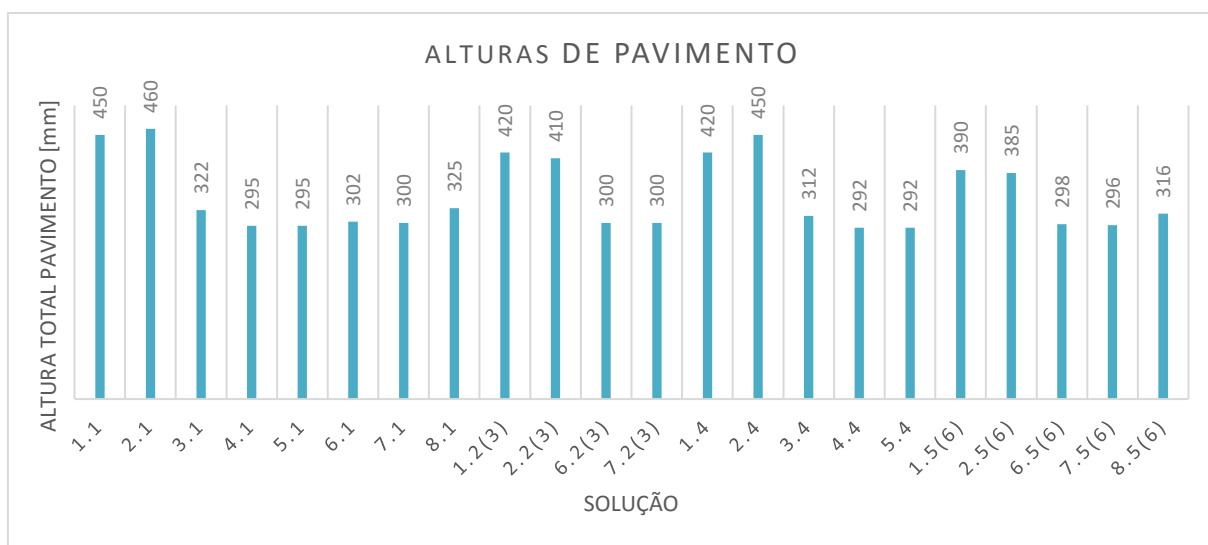


Figura 6.5 – Comparativo de alturas de pavimento entre soluções

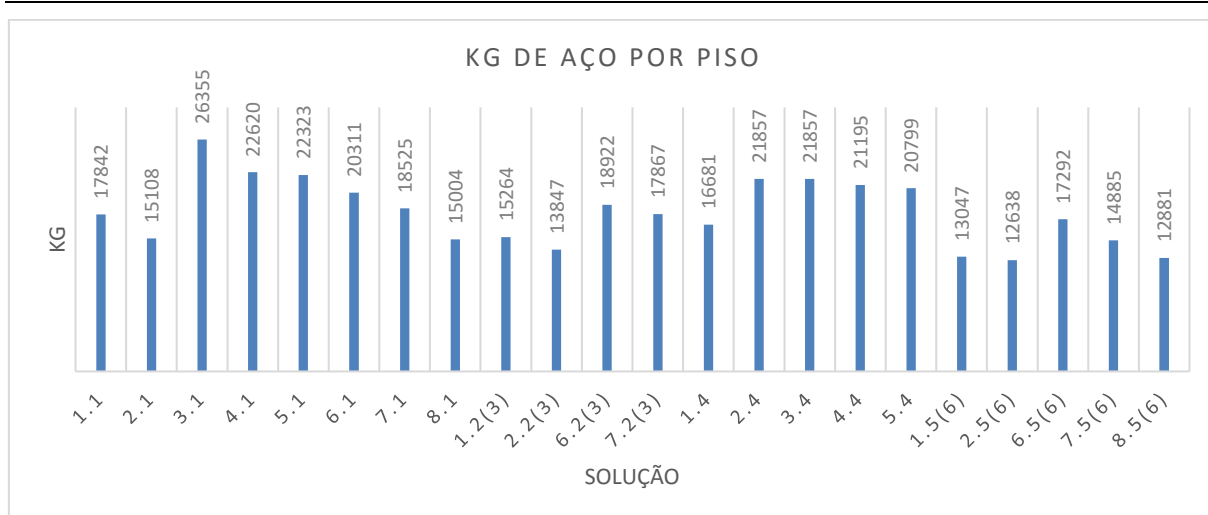


Figura 6.6 – Comparativo de quantidades de aço por piso entre soluções

As soluções mais competitivas para vigas *slimfloor* são claramente as soluções com recurso a perfis *PRS*, sendo que a solução onde uma chapa é soldada sob um perfil comercial levam a soluções bastante menos otimizadas em termos de peso de aço (essencialmente por questões de dimensionamento locais).

Isolando as soluções convencionais, a solução com menor consumo de aço foi, como se esperaria, a solução para aço S355, com perfil *PRS* (com banzo desiguais), sendo a viga escorada - solução 2.5(6). Esta acaba ainda por ser a solução, de entre todas, mais leve.

As soluções *slimfloor* são naturalmente as soluções com um maior consumo de chapa colaborante. Quando ao betão, o seu consumo é em geral superior ao das soluções convencionais, sendo especialmente superior nas soluções com recurso a *concrete-dowels* (pelas razões referidas).

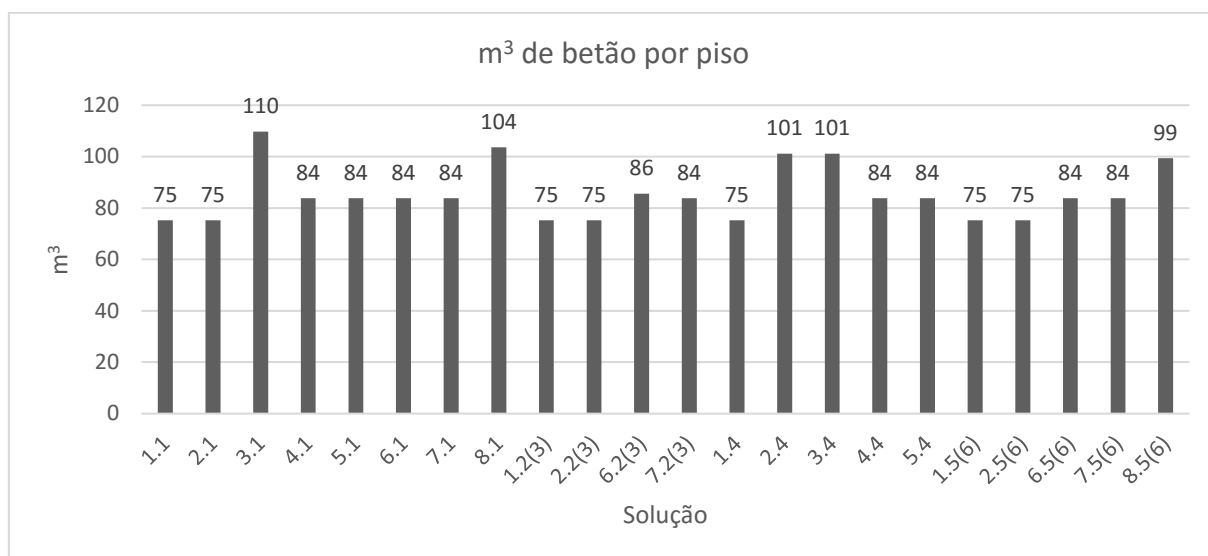


Figura 6.7 – Consumos de betão

6.3. Estimativa orçamental e comparativo de custo entre soluções

No subcapítulo anterior ficou comprovado que em termos de quantidades aço, as soluções *slimfloor* são capazes de fornecer soluções economicamente competitivas.

De forma a se aprofundar o quão competitivas podem ser as soluções *slimfloor* foi feito um estudo económico comparativo entre as soluções abordadas.

Essencialmente, houve a preocupação em incorporar na análise de uma forma rigorosa, para além das quantidades dos materiais envolvidos, as quantidades de área de pintura, sendo que para as soluções *slimfloor*, visto que grande parte do perfil é embebido no pavimento, apenas os elementos exteriores (banzo ou chapa sob o mesmo) necessitam de esquema de pintura com carácter de acabamento (tanto por questões de corrosividade como por questões de proteção contra incêndio). Destaca-se este ponto como uma das principais vantagens deste tipo de solução (como enunciado em 2.5.2), sendo que, mais uma vez, há não só uma economia de recursos como de tempo necessário à produção final do elemento.

Por outro lado, as soluções *slimfloor* apresentam as desvantagens de o preço da chapa colaborante ser bastante superior ao das soluções convencionais e de os consumos de betão serem ligeiramente superiores.

Por fim, resta ainda realçar que em soluções *slimfloor* os custos como elementos acessórios como conetores ou varões de reforço é menor. Nomeadamente para os conetores, mesmo para as soluções *slimfloor* com recurso a *studs*, o número de aplicações é consideravelmente reduzido, pelo que a rapidez de execução é incrementada.

Os preços unitários utilizados para a estimativa orçamental resultaram de uma recolha de informação junto de empresas especializadas no ramo:

- *Metaloviana* - <http://www.metaloviana.pt/>
- *JFMetal* - <http://www.jfmetal.pt/>
- *Poço – Equipamentos industriais* - <http://www.eip.pt/>

Os valores utilizados na análise resultam de uma média dos valores obtidos juntos das entidades referidas, não sendo apropriado apresenta-los no âmbito da presente dissertação por razões de competitividade e concorrência de mercado.

Sobre a análise, esclarece-se que foram considerados preços para os seguintes artigos: aço (matéria prima, fabrico e montagem), ligações, pintura por m² (acabamento com tinta intumescente, primário de fraca qualidade e primário de boa qualidade), conetores, chapas colaborantes, betão, armaduras, escoramentos e contra flechas.

Por fim, refira-se que a estimativa orçamental não pretende representar de forma real o custo global da construção de um piso, sendo que a preocupação foi essencialmente obter indicadores económicos que permitissem uma avaliação comparativa coerente entre soluções.

No Quadro 6.8 e nas Figura 6.8 a Figura 6.13 é apresentado o resumo da informação obtida pelo estudo económico comparativo entre as soluções abordadas.

Quadro 6.8 – Resumo comparativo de estudo económico de soluções

Solução	Viga	Aço	Perfil metálico	Conexão	F. Construtiva	Chapa	h [mm]	Elementos	Ligações	Aço [kg]	Aço [€]	Pintura [€]	Chapa [€]	Betão [€]	Outros ¹ [€]	Total [€]
1.1	Convencional	S275JR	Comercial	Studs	Não escorado	Haircol595 - 0.75mm	450	80	160	17842	24979	11466	6739	10524	9595	63302
2.1	Convencional	S275JR	PRS (monossimétrico)	Studs	Não escorado	Haircol595 - 0.75mm	460	80	160	15108	24928	11733	6739	10524	9041	62964
3.1	<i>Slimfloor</i>	S275JR	Comercial + chapa	Dowels	Não escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	322	56	112	26355	43453	5197	21384	15362	6918	92314
4.1	<i>Slimfloor</i>	S275JR	Comercial + chapa	Shear-bond	Não escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	295	56	112	22620	38012	4929	21384	11733	5288	81347
5.1	<i>Slimfloor</i>	S275JR	Comercial + chapa	Studs	Não escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	295	56	112	22323	37584	4914	21384	11733	6385	82000
6.1	<i>Slimfloor</i>	S275JR	PRS (monossimétrico)	Shear-bond	Não escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	302	56	112	20311	33346	4758	21384	11733	5000	76220
7.1	<i>Slimfloor</i>	S275JR	PRS (monossimétrico)	Studs	Não escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	300	56	112	18525	30399	4711	21384	11733	6268	74495
8.1	<i>Slimfloor</i>	S275JR	PRS (monossimétrico)	Dowels	Não escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	325	56	112	15004	24653	3974	21384	14515	5500	70025
1.2	Convencional	S275JR	Comercial	Studs	Escorado	Haircol595 - 0.75mm	420	80	160	15264	21370	10868	6739	10524	11049	60550
2.2	Convencional	S275JR	PRS (monossimétrico)	Studs	Escorado	Haircol595 - 0.75mm	410	80	160	13847	22848	10485	6739	10524	10695	61290
6.2	<i>Slimfloor</i>	S275JR	PRS (monossimétrico)	Shear-bond	Escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	300	56	112	18922	31053	4742	21384	11975	5106	74260
7.2	<i>Slimfloor</i>	S275JR	PRS (monossimétrico)	Studs	Escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	300	56	112	17867	29312	4585	21384	11733	7211	74226
1.3	Convencional	S275JR	Comercial	Studs	Contra flecha	Haircol595 - 0.75mm	420	80	160	15264	21370	10868	6739	10524	13129	62630
2.3	Convencional	S275JR	PRS (monossimétrico)	Studs	Contra flecha	Haircol595 - 0.75mm	410	80	160	13847	22848	10485	6739	10524	12775	63370
6.3	<i>Slimfloor</i>	S275JR	PRS (monossimétrico)	Shear-bond	Contra flecha	CofraPlus 220 - 1.25mm	300	56	112	18922	31053	4742	21384	11733	5834	74746
7.3	<i>Slimfloor</i>	S275JR	PRS (monossimétrico)	Studs	Contra flecha	CofraPlus 220 - 1.25mm	300	56	112	17867	29312	4585	21384	11733	7194	74209
1.4	Convencional	S355JR	Comercial	Studs	Não escorado	Haircol595 - 0.75mm	420	80	160	16681	23708	11402	6739	10524	9434	61807
2.4	Convencional	S355JR	PRS (monossimétrico)	Studs	Não escorado	Haircol595 - 0.75mm	450	80	160	14673	24847	11457	6739	10524	8932	62499
3.4	<i>Slimfloor</i>	S355JR	Comercial + chapa	Dowels	Não escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	312	56	112	21857	38126	5180	21384	14152	6356	85199
4.4	<i>Slimfloor</i>	S355JR	Comercial + chapa	Shear-bond	Não escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	292	56	112	21195	36885	5016	21384	11733	5110	80129
5.4	<i>Slimfloor</i>	S355JR	Comercial + chapa	Studs	Não escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	292	56	112	20799	36295	4890	21384	11733	6194	80496
1.5	Convencional	S355JR	Comercial	Studs	Escorado	Haircol595 - 0.75mm	390	80	160	13047	18918	9807	6739	10524	10495	56482
2.5	Convencional	S355JR	PRS (monossimétrico)	Studs	Escorado	Haircol595 - 0.75mm	385	80	160	12638	22116	9510	6739	10524	10392	59282
6.5	<i>Slimfloor</i>	S355JR	PRS (monossimétrico)	Shear-bond	Escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	298	56	112	17292	29823	4705	21384	11733	4902	72548
7.5	<i>Slimfloor</i>	S355JR	PRS (monossimétrico)	Studs	Escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	296	56	112	14885	25611	4533	21384	11733	6093	69354
8.5	<i>Slimfloor</i>	S355JR	PRS (monossimétrico)	Dowels	Escorado	CofraPlus 220 - 1.25mm	316	56	112	12881	22167	3810	21384	13910	5514	66786
1.6	Convencional	S355JR	Comercial	Studs	Contra flecha	Haircol595 - 0.75mm	390	80	160	13047	18918	9807	6739	10524	12575	58562
2.6	Convencional	S355JR	PRS (monossimétrico)	Studs	Contra flecha	Haircol595 - 0.75mm	385	80	160	12638	22116	9510	6739	10524	15280	64170
6.6	<i>Slimfloor</i>	S355JR	PRS (monossimétrico)	Shear-bond	Contra flecha	CofraPlus 220 - 1.25mm	298	56	112	17292	29823	4705	21384	11733	5630	73276
7.6	<i>Slimfloor</i>	S355JR	PRS (monossimétrico)	Studs	Contra flecha	CofraPlus 220 - 1.25mm	296	56	112	14885	25611	4533	21384	11733	6821	70082
8.6	<i>Slimfloor</i>	S355JR	PRS (monossimétrico)	Dowels	Contra flecha	CofraPlus 220 - 1.25mm	316	56	112	12881	22167	3810	21384	13910	6242	67514

1 - Conetores, armaduras, escoras, contra flechas, etc.; Nota: na gradação de cores utilizada, por coluna, o valor verde representa o extremo inferior e o valor a vermelho o extremo superior.

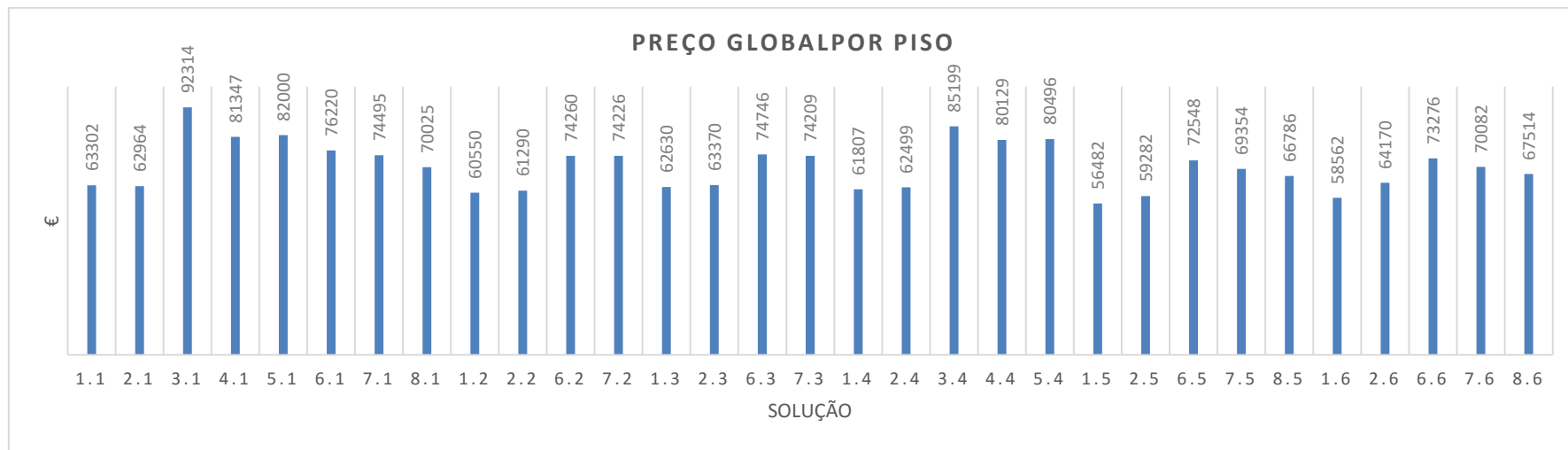


Figura 6.8 – Resumo de preço global de cada solução/piso

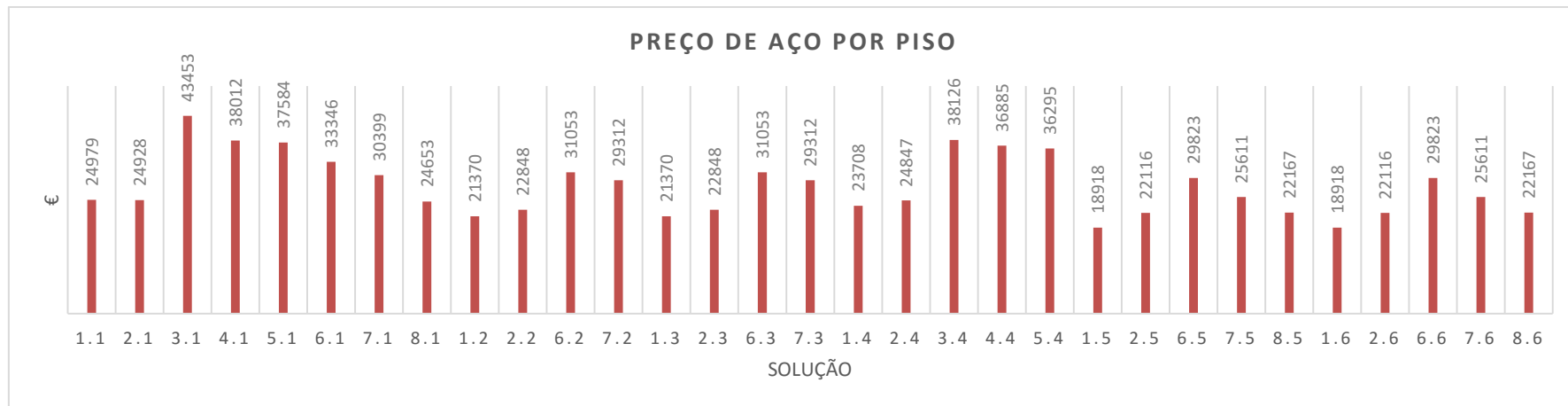


Figura 6.9 – Resumo de preço de aço de cada solução/piso

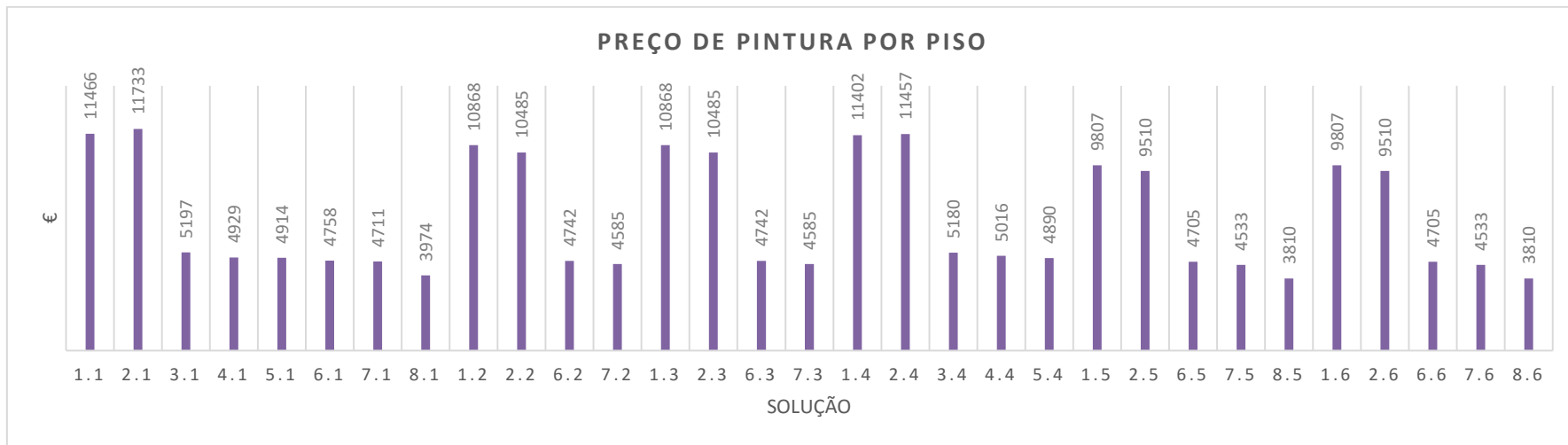


Figura 6.10 – Resumo de preço de pintura de cada solução/piso

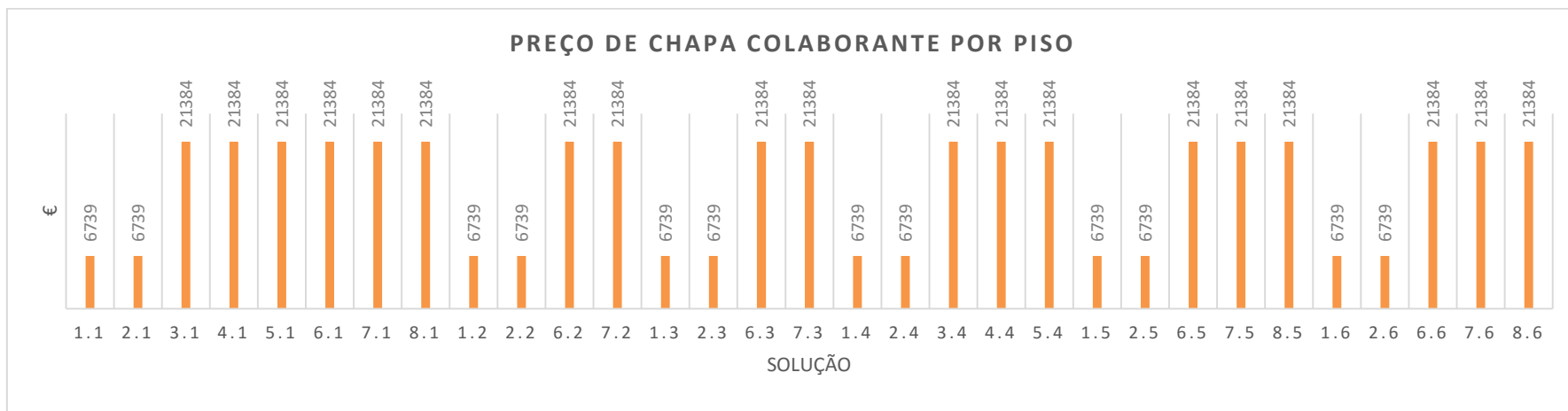


Figura 6.11 – Resumo de preço de chapa colaborante de cada solução/piso

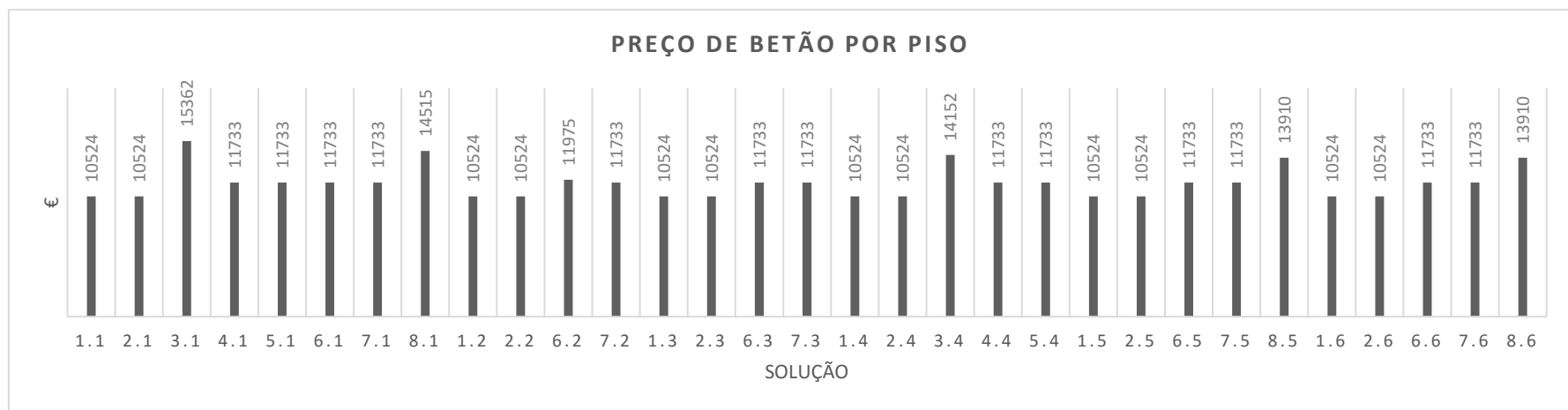


Figura 6.12 – Resumo de preço de betão de cada solução/piso

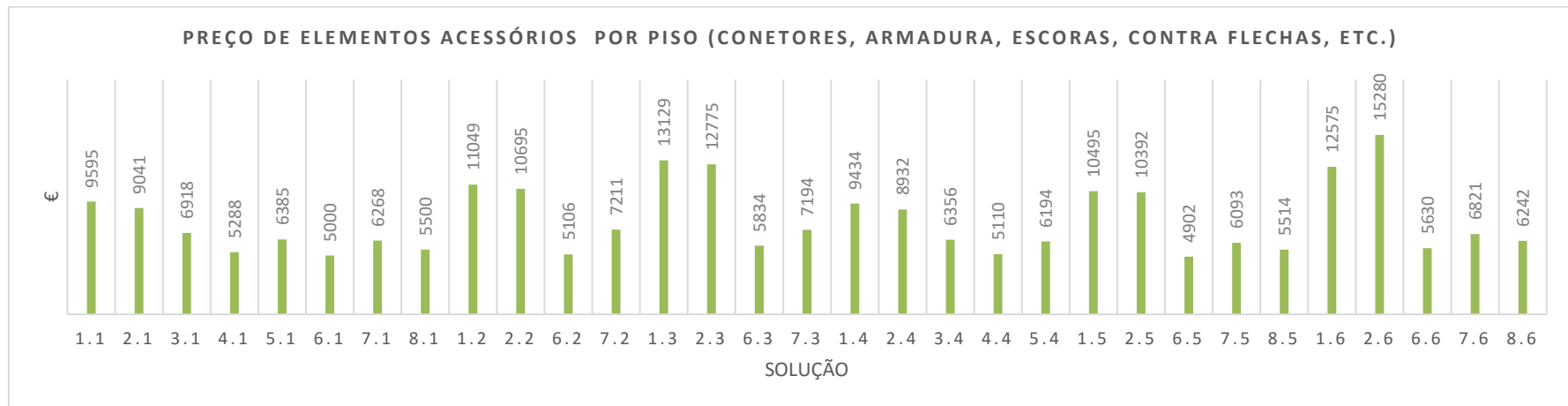


Figura 6.13 – Resumo de preço de elementos acessórios de cada solução/piso

Pela análise do Quadro 6.8 e das Figura 6.8 a Figura 6.13 é possível constatar a viabilidade económica de aplicação de soluções *slimfloor* em comparação com soluções convencionais. Acrescenta-se que apesar de segundo o Quadro 6.8 as soluções convencionais apresentarem uma ligeira vantagem económica, pelas razões enunciadas ao longo do presente capítulo, as soluções *slimfloor* possuem argumentos suficientes para serem classificadas como soluções alternativas às soluções convencionais com outras possibilidades estruturais e arquitetónicas.

Refira-se que ainda pela análise do Quadro 6.8 as soluções *slimfloor* tendem a ser mais competitivas em termos de quantidade de aço, em comparação com as soluções convencionais, para os casos onde foi recorrido ao aço S355.

A título complementar, apresenta-se no Quadro 6.9 e nas Figura 6.14 a Figura 6.17 uma análise exclusiva para soluções convencionais. Como conclusões gerais, pode referir-se que em vigas convencionais o recurso a aço S355 e escoramento em fase construtiva traduz-se na solução economicamente mais vantajosa.

Quadro 6.9 – Resumo de estudo económico entre soluções convencionais

Solução	Aço	Perfil metálico	Fase construtiva	Aço [kg]	Aço [€]	Pintura [€]	Outros ¹ [€]	Total [€]	Δ [%]
1.1	S275JR	Comercial	Não escorado	17842	24979	11466	9016	63302	-
2.1	S275JR	PRS (monossimétrico)	Não escorado	15108	24928	11733	11196	62964	-0.53%
1.2	S275JR	Comercial	Escorado	15264	21370	10868	13048	60550	-4.35%
2.2	S275JR	PRS (monossimétrico)	Escorado	13847	22848	10485	14110	61290	-3.18%
1.3	S275JR	Comercial	Contra flecha*	15264	21370	10868	15128	62630	-1.06%
2.3	S275JR	PRS (monossimétrico)	Contra flecha*	13847	22848	10485	16190	63370	0.11%
1.4	S355JR	Comercial	Não escorado	16681	23708	11402	10016	61807	-2.36%
2.4	S355JR	PRS (monossimétrico)	Não escorado	14673	24847	11457	11522	62499	-1.27%
1.5	S355JR	Comercial	Escorado	13047	18918	9807	14710	56482	-10.77%
2.5	S355JR	PRS (monossimétrico)	Escorado	12638	22116	9510	15017	59282	-6.35%
1.6	S355JR	Comercial	Contra flecha*	13047	18918	9807	16790	58562	-7.49%
2.6	S355JR	PRS (monossimétrico)	Contra flecha*	12638	22116	9510	19905	64170	1.37%

1 - Chapa, conetores, betão, armaduras, ligações, escoras, contra flechas, etc.
* - Há risco de plastificação do perfil metálico em serviço.
Nota: na gradação de cores utilizada, por coluna, o valor verde representa o extremo inferior e o valor a vermelho o extremo superior.

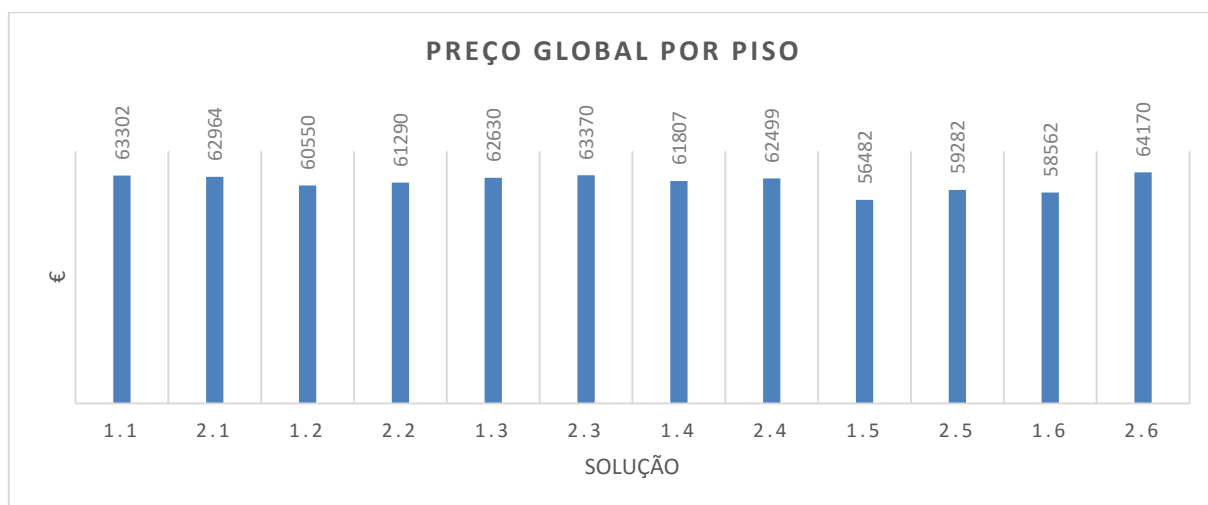


Figura 6.14 – Resumo de preço global de cada solução/piso (convencionais)



Figura 6.15 – Resumo de preço de aço de cada solução/piso (convencionais).

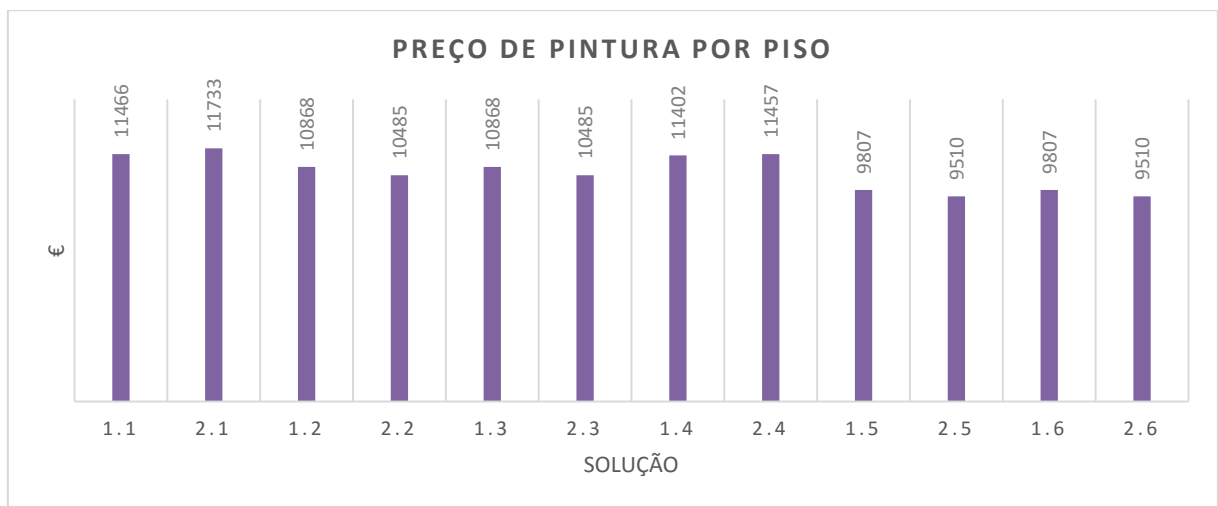


Figura 6.16 – Resumo de preço de aço de cada solução/piso (convencionais).

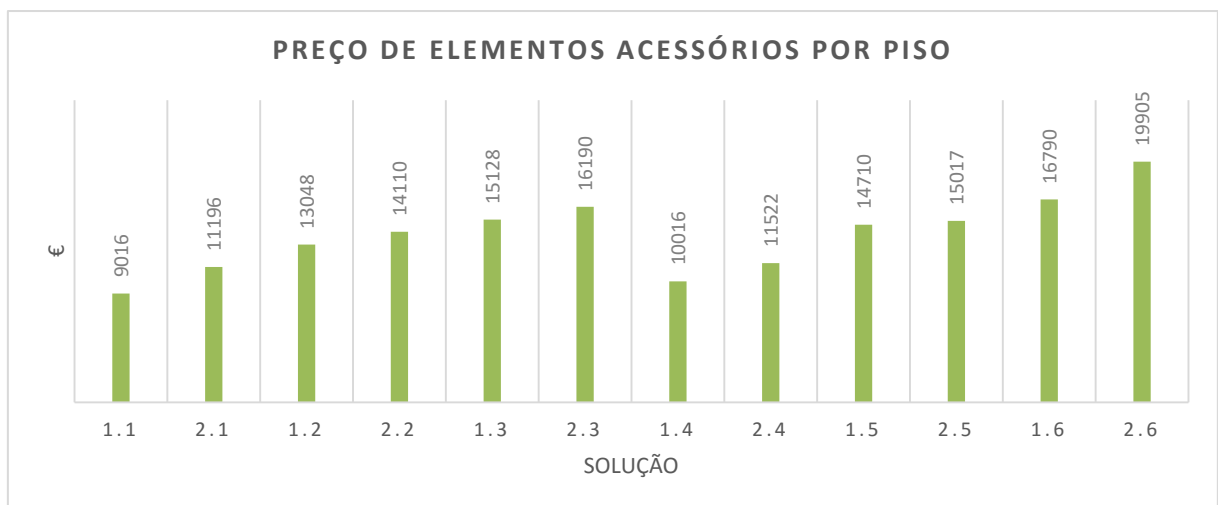


Figura 6.17 – Resumo de preço de elementos acessórios de cada solução/piso (convencionais).

Para além do referido, é perceptível que perfis não escorados ou sem contra flecha apresentam uma maior tendência apresentarem maiores custos associados à pintura, sendo que o recurso a escoramento ou contra flecha, por sua vez, tendem a incrementar os custos associados a elementos acessórios (conexão de corte).

A redução da área de pintura prende-se como facto de as soluções escoradas necessitarem de elementos com inércias mais reduzidas (e portanto menos altos), já que os limites de deformação são mais facilmente cumpridos.

Quanto ao incremento de custo em termos de conexão de corte para soluções escoradas ou com contra flecha, este está essencialmente associado ao facto de as vigas passarem a ser condicionais mais recorrentemente por verificações para estados limites últimos, logo maiores graus de conexão são necessários para cumprir essas condições. Note-se que foi possível demonstrar esta particularidade uma vez que o dimensionamento da conexão de corte foi, a par de todos os outros elementos, extremamente otimizado.

Refira-se ainda que o recurso a perfis reconstituídos por soldadura, sendo elementos otimizáveis em função de cada situação, há uma maior propensão para que sejam requeridos graus de conexão superior, justificando-se o ligeiro incremento de custos em termos de conexão para essas soluções. Independente do referido, tendo-se recorrido a perfis monossimétricos, os limites de conexão previstos pela EN 1994-1-1 serão sempre superior a perfil duplamente simétricos (comerciais).

7. CONCLUSÕES

O presente trabalho permitiu uma recolha abrangente de informação sobre a análise e dimensionamento de vigas mistas aço betão, nas suas diversas configurações.

Particularizando para soluções *slimfloor*, reuniu-se um conjunto de informação essencial com base em bibliografia internacional de referência para o dimensionamento deste tipo de soluções na medida em que atualmente não existe um enquadramento regulamentar específico para o efeito.

É notória a ainda escassa informação na regulamentação europeia sobre soluções *slimfloor*, merecendo, sem dúvida, o tema atenção pela comunidade científica internacional.

Tendo em conta a informação recolhida apresentada, pode encarar-se a presente dissertação como um documento que contém grande parte da informação relevante e atualmente disponível para a análise e dimensionamento vigas mistas convencionais ou *slimfloor*.

O desenvolvimento de uma folha de cálculo que incorporou as principais metodologias de análise e dimensionamento de vigas mistas aço-betão, permitiu obter uma importante ferramenta prática com aplicação direta em projeto, tanto para soluções convencionais como soluções *slimfloor*.

Com o desenvolvimento da referida ferramenta de cálculo foi possível identificar algumas questões que merecem investigação futura no domínio das vigas mistas tipo *slimfloor*, sendo as mesmas apresentadas sugestões de trabalhos futuros na área.

Com a elaboração do caso de estudo apresentado conseguiu-se identificar algumas condicionantes para as soluções *slimfloor*, avançando-se do domínio teórico apresentado nos capítulos que o antecedem para um domínio mais prático em termos de engenharia.

Com os resultados obtidos do caso de estudo, é possível classificar as soluções *slimfloor* como economicamente competitivas em relação às soluções tradicionais, proporcionando as mesmas outras valências arquitetónicas que as vigas convencionais dificilmente conseguem oferecer (exemplo de pavimentos na ordem dos 300 mm de altura para um vão de 6 m exposto no caso prático).

8. SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Decorrentes da elaboração da presente dissertação sugerem-se os seguintes temas de investigação futura na área:

1. Chapas colaborantes:

- Investigação no domínio do desenvolvimento de chapas metálicas colaborantes em gamas de alturas intermédias na ordem dos 150 mm com uma oferta de operabilidade até vãos de 5 a 6 m;
- Desenvolvimento de soluções alternativas no mercado nacional de chapas metálicas colaborantes de grande altura (200 a 220 mm) capazes de competir com as chapas *ComFlor* e *Cofraplus* (que são consideravelmente mais caras).

2. *Concrete-dowels*:

- Investigação no desenvolvimento de fórmulas mais parametrizáveis para a resistência característica do conector, nomeadamente tendo em conta diferentes tipos de aço, diâmetros de varão, espessura da alma e tipo de betão;
- Investigação do comportamento da conexão de corte com aplicações de betão leve;
- Investigação na definição de limites de conexão para classificação dos conectores como dúcteis (sustentação da informação apresentada pelo *CoSFB-Betondübel* - DIBt, 2014);
- Comportamento de varões transversais disposto apenas na zona das nervuras da chapa colaborante, permitindo assim uma otimização em termos de consumo de betão e altura total das soluções (em alternativa a chapas mais baixas). Exemplo: 2 ou 3 varões por nervura. Investigação da ductilidade da solução e comportamento do elemento;
- Validação da deformação dos *concrete dowels* em conexão parcial: necessária aplicação da fórmula da ENV 1994 ou tal como os *studs*, até 0.5 é dispensável?

3. *Shear-bond*:

- Investigação para o desenvolvimento do *shear-bond* como uma alternativa de conexão de corte aceite pela comunidade científica: tensão de corte a adotar tendo como base estudos desenvolvidas por Leskelä & Hopia (2000) e Mullett *et al.* (1997);

- Comportamento sob conexão parcial em termos de ductilidade da conexão e em termos da estimativa de deformações (aplicação da fórmula da ENV 1994 é aceitável?);
- Definição do b_{eff} de acordo com a EN 1994-1-1, substituindo-se a abordagem do SCI onde era indicado um b_{eff} igual a metade do regulamentar.

4. *PRS com almas corrugadas:*

- Soluções estruturais com recurso a perfis reconstituídos por soldadura com chapa corrugada na alma, investigando-se a eficiência da chapa corrugada como mecanismo de transmissão dos esforços de escorregamento entre o aço e o betão;
- Investigação da ductilidade da solução e do comportamento do elemento;

5. *Treliças embebidas reconstituídas por banzos inferior e superior em chapa simples:*

- Soluções estruturais com recurso a elemento metálico em treliça, em que os banzos superiores e inferiores seriam reconstituídos por chapa simples;
- Conexão de corte materializada pelo betão que envolve e atravessa a alma vazada da treliça assim como outros elementos (varões) que a atravessem.

6. *Coefficientes multiplicativos de fluência para vigas slimfloor:*

- Desenvolvimento com base nos estudos de Iliopoulos (2005);

7. *Estudos de limites de redistribuição de momentos fletores para soluções slimfloor*

8. *Estudos de ligações mistas em vigas slimfloor:*

- Investigação no domínio de formas eficientes de amarração da armadura que proporcione uma solução eficaz da ligação mista.

9. *Estudos de efeitos locais e de torção em soluções slimfloor:*

- Desenvolvimento de procedimentos para análise em fase definitiva, por modelo de escoras por exemplo, para que as cargas dos RCP e Sobrecarga não sejam consideradas aplicadas no banzo ou chapa mas sim diretamente no centro de corte da peça (transmissão do carregamento por intermédio do pavimento). Esta verificação é condicionante, pelo que esta é uma das modificações futuras a introduzir na ferramenta de cálculo desenvolvida;
- Flexão transversal da alma: eficiência da restrição proporcionada pela chapa colaborante fixa ao perfil;

- Evolução de tensões no banzo superior do perfil metálico até à fase definitiva tendo em conta a torção não uniforme – prevenção de deformações plásticas;
- Relevância da torção em fase definitiva para o dimensionamento do elemento misto;
- Investigação na metodologia mais correta para ter em conta a presença do estado biaxial de tensão no perfil metálico: metodologia do *SCI*, metodologia alemã pela equação (4.97) ou outra alternativa.

10. *Influência da contra flecha nas tensões em serviço – abordagem para verificação corrente.*

11. *Comportamento ao sismo de soluções slimfloor.*

- Aplicações do *RBS* - Reduction Beam Section em soluções *slimfloor*;
- Coeficientes de comportamento para pórticos mistos com vigas embebidas;
- Regras da EN 1998-1-1 aplicáveis?

12. *Implementação do método da EN 1992-1-1 7.4.3, método- ζ , para a estimativa de deformações proposta por Iliopoulos (2015).*

13. *Larguras efetivas para análises aos estados limites de serviço em vigas slimfloor com base no trabalho desenvolvido por Kuhlmann e Hauf (2008 e 2015).*

14. *Justificação do efeito de diafragma em pisos mistos para soluções slimfloor.*

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Referência:	Publicação:
(Albrecht, 1945)	Albrecht, A., “Der Verbundträger“. Schweizerische Bauzeitung, 125 (1945): No. 2 (11-15), No. 3 (30-33) and No. 4 (37-41), 1945.
(Almeida, 2011)	Almeida, J., “Estudo do comportamento de vigas mistas aço-betão em pavimentos do tipo Slim Floor”, Universidade de Coimbra, Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica Estrutural, 2011.
(Anderson e Johnson, 2004)	Anderson, D., Johnson, R. P. “Designers’ guides to the Eurocodes; Designers’ guide to EN 1994-1 Eurocode 4: design of steel and composite structures Part 1.1: general rules and rules for buildings”, 2004.
(Arcelor-Mittal, 2014a)	Arcelor-Mittal, “Slim Floor/An innovative concept for floors”, 2014.
(Arcelor-Mittal, 2014b)	Arcelor-Mittal, “Composite Slim-Floor Beam (CoSFB)”, 2014.
(Arcelor-Mittal, 2014c)	Arcelor-Mittal, “Arval – Cofraplus 220: Installation Guidelines”, 2014.
(Arcelor-Mittal, 2011a)	Arcelor-Mittal, “Arval – Lajes Mistas”, 2011.
(Arcelor-Mittal, 2011b)	Arcelor-Mittal, “Arval – Cofraplus 220 – for efficient car park design”, 2011.
(Arcelor-Mittal, 2015a)	Arcelor-Mittal, “ACB and Angelina beams: a new generation of castellated beams”, 2015.
(Arcelor-Mittal, 2013)	Arcelor-Mittal, “Arval – Planchers Mixtes/Cofradal 200/230 – 260”, 2013.
(Arcelor-Mittal, 2016)	Arcelor-Mittal, acedido em Maio de 2016 http://ds.arcelormittal.com/construction/france/systemes_solutions/globalfloor_plancher/exemple/language/FR ,

- (Arcelor-Mittal, 2015b) Arcelor-Mittal, “Design Guide for Floor Vibrations”, Feldmann, M., Heinemeyer, C. Völling, B., 2015.
- (Bachmann e Ammann, 1987) Bachmann, H., Ammann W., “Vibration of Structures induced by Man and Machines” IABSE-AIPC-IVBH, Zürich 1987.
- (Bailey, 1999) Bailey, C. G., “The behaviour of assymetric slim floor steel beams in fire”. Journal of Constructional Steel Research, 50:235–257, 1999.
- (Barros, 2011) Barros, M., “Análise e dimensionamento de pavimentos mistos slimfloor”, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil/Perfil Estruturas, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- (Bisch *et al.*, 2011) Bisch, P., Carvalho, E., Degee, H., Fajfar, P., Fardis, M., Franchin, P., Kreslin, M., Pecker, A., Pinto, P., Plumier, A., Somja, H., Tsionis, G., “Eurocode 8: Seismic Design of Buildings: Worked examples”, Worked examples presented at the Workshop “EC 8: Seismic Design of Buildings”, Lisbon, 10-11 Feb. 2011
- (Brendel, 1960) Brendel, G., Die mitwirkende Plattenbreite nach Theorie und Versuch, Beton- und Stahlbetonbau 55 (1960), pp. 177-185, Germany.
- (BS, 1990a) British Standards Institution (1990a) BS 5950 : Structural Use of Steelwork in Building. Part 1: Code of Practice for Design in Single and Continuous Construction: Hot Rolled Sections.
- (BS, 1990b) British Standards Institution (1990b) BS 5950 : Structural Use of Steelwork in Building. Part 3: Design in Composite Construction. Section 3.1: Code of Practice for Design of Simple and Continuous Composite Beams.
- (Brown *et al.*, 1997) Brown, D., Couchman, G., Dando, K., Fowler, C., Gray, C., Hughes, A., Knott, J., Nethercot, D., Pope R., Purvey, P., Quattrill, P., Swift, R., “Design for construction”, P-178, The Steel Construction Institute, 1997
- (Braun, 2009) Braun, M., “Die moderne Slim-Floor Bauweise”, ArcelorMittal 05.10.2009 Seite 1 von 17.

- (Braun *et al.*, 2009) Braun, M., Hechler, O., Birarda, V., “140 m2 Column Free Space due to Innovative Composite Slim Floor Design” 9th International Conference on Steel Concrete Composite and Hybrid Structures. Leeds, UK, 8 – 10 July 2009 “.
- (Braun *et al.*, 2010) Braun, M., Hechler, O., Kuhlmann, U., Hauf, G., “Embodied energy optimization by innovative structural systems”, PE 2006. PE International – GaBi databases WorldSteel 2010..
- (Braun, 2014a) Braun, M., “CoSFB mit Cofraplus 220-Decke – Bemessungsbeispiel Anwendung von tiefliegenden Betondübeln bei Slim-Floor-Konstruktionen – CoSFB”, Ernst & SohnVerlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Stahlbau 83 (2014).
- (Braun *et al.*, 2014a) Braun, M., Hechler, O., Obiala, R., “Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln Anwendung von tiefliegenden Betondübeln bei Slim-Floor-Konstruktionen (CoSFB)”, Ernst & SohnVerlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Stahlbau 83 (2014), Heft 5, S. 302-308.
- (Braun *et al.*, 2014b) Braun M., Hechler, O., Obiala, R., Kuhlmann, U., Eggert, F., Hauf, G., Konrad, M., “Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise Anwendung von tiefliegenden Betondübeln bei Slim-Floor-Konstruktionen – CoSFB”, Ernst & SohnVerlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Stahlbau 83 (2014), Heft 10.
- (Braun *et al.*, 2014c) Braun M., Hechler, O., Obiala, R., “Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln Anwendung von tiefliegenden Betondübeln bei Slim-Floor-Konstruktionen (CoSFB)”, Ernst & SohnVerlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Stahlbau 83 (2014), Heft 10, S. 746–754 und Heft 5, S. 302–308.
- (Braun *et al.*, 2015) Braun, M., Obiala, R., Odenbreit, C., “Analyses of the loadbearing behaviour of deep-embedded concrete dowels, CoSFB”, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Steel Construction 8 (2015).

- (Braun *et al.*, 2016) Braun, M., Costa, J., Obiala, R., Odenbreit, C., Design of single-span beams for SLS and ULS using semi-continuous beam-to-column joints; Part 1: Beams with constant bending stiffness and joints according to EN 1993-1-8; Steel Construction 9 (2016), No. 1
- (Calado e Santos, 2010) Calado, L., Santos, J., “Estruturas Mistas de Aço e Betão”, I.S.T. Press, 2010.
- (Calzon e Herrera, 1978) Calzon, J. M., Herrera, J., “ Construcción Mixta Hormigón-Acero”, Editorial Ruela, 1978.
- (Cambourac, 1932) Cambourac, L., “Poutrelles en Avier enrobées de béton”. IABSE Congress Report: 1st IABSE Symposium, Paris, 1932.
- (Cavalcanti, 2010) “Estudo teórico-experimental da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas”, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, 2010.
- (Caughey e Scott, 1929) Caughey, R. A., Scott, W. B., “A practical method for the design of I beams haunched in concrete”, The Structural Engineer, 7(8) 275-93, 1929.
- (CEN, 2004a) CEN – Hot rolled products of structural steels — Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels, European Standard, EN10025-2, Commission of the European Communities, Bruxelas, 2004a.
- (CEN, 2004b) CEN – Hot rolled products of structural steels — Part 3: Technical delivery conditions for normalized/normalized rolled weldable fine grain structural steels, European Standard, EN10025-3, Commission of the European Communities, Bruxelas, 2004b.
- (CEN, 2004c) CEN – Hot rolled products of structural steels — Part 4: Technical delivery conditions for thermomechanical rolled weldable fine grain structural steels, European Standard, EN10025-3, Commission of the European Communities, Bruxelas, 2004c.
- (CEN, 2004d) CEN – Hot rolled products of structural steels — Part 6: Technical delivery conditions for flat products of high yield strength structural steels in the quenched and tempered condition, European Standard, EN10025-3, Commission of the European Communities, Bruxelas, 2004d.

-
- (CEN, 2005) CEN – Eurocode N° 1 – Actions on structures: — Part 6; General actions/ Actions during execution; European Standard EN 1991-1-6, Commission of the European Communities, Bruxelas, 2009b.
- (CEN,2006) CEN – European Norm – Welding – Arc stud welding of metallic materials – ISO 14555, 2006.
- (CEN,2007) CEN – Eurocode - Eurocode 3—Design of steel structures — Part 6: Crane supporting structures, Commission of the European Communities, Bruxelas 2007.
- (CEN, 2009a) CEN – Eurocode – Basis of structural design/European Standard EN 1990, Commission of the European Communities, Bruxelas, 2009a.
- (CEN, 2009b) CEN – Eurocode N° 1 – Actions on structures: — Part 1; General actions/Densities, self-weight, imposed loads for buildings; European Standard EN 1991-1-1, Commission of the European Communities, Bruxelas, 2009b.
- (CEN, 2010a) CEN – Eurocode N° 2 – Design of concrete structures/Part 1.1: General rules and rules for buildings/European Standard EN 1992-1-1, Commission of the European Communities, Bruxelas, 2010.
- (CEN, 2010b) CEN – Eurocode N° 3 – Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings/European Standard EN 1993-1-1, Commission of the European Communities, 2010.
- (CEN, 2011) CEN – Eurocode N° 4 – Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings/European Standard EN 1994-1-1, Commission of the European Communities, 2011.
- (CEN, 2005) CEN – Eurocode N° 4 – Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 2: General rules and rules for bridges /European Standard EN 1994-2, Commission of the European Communities, 2011.
- (CEN, 2010c) CEN – Eurocode N° 8 – Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings, European Standard EN 1998-1, Commission of the European Communities, 2010.
-

- (Chen *et al.*, 2015) Chen S., Limazie, T., J., Tan, “Flexural behavior of shallow cellular composite floor beams with innovative shear connections”, *Journal of Constructional Steel Research* 106 (2015) 329–346, 2015.
- (Chung, 2002) Chung, K., F., Composite beams and floor systems fully integrated with building services, The Hong Kong Polytechnic University, China, *Prog. Struct. Eng. Mater.*2002;4:169–178 (DOI: 10.1002/pse.116, 2002.
- (Colaborante, 2011) Colaborante, “Perfil Colaborante – Lajes mistas com chapas perfiladas para edificios”, 2011
- (Constructalia, 2016a) Constructalia, acessado em Maio de 2016.
http://www.constructalia.com/english/case_studies/france/extension_geric_shopping_center_and_car_park#.VzvJErKUK
- (Constructalia, 2016b) Constructalia, acessado em Maio de 2016.
http://www.constructalia.com/english/case_studies/luxembourg/enovos_car_park#.VzvjrJErKUK
- (CTICM, 2016) CTICM - Espace Technologique L'orme des merisiers Immeuble Apollo 91193 Saint-Aubin France, “LTBeamN”, versão 1.0.1., www.cticm.com, download em Maio de 2016.
- (Davine *et al.*, 2010) Davaine, L., Bouassida, Y., Bouchon, E., Crespo, P., Croce, P., Denton, S., Feldmann, M., Frank, R., Hanswille, G., Hensen, W., Kolia, B., Malakatas, N., Mancini, G., Ortega, M., Raoul, J., Sedlacek, G., Tsionis, G., “Bridge Design to Eurocodes: Worked examples”; Worked examples presented at the Workshop “Bridge Design to Eurocodes”, Vienna, 4-6 October 2010.
- (Davison e Owens, 2012) Davison, B., Owens, O., “Steel Designers' Manual”, Wiley-Blackwell; 7th Edition, 9 Feb. 2012.
- (Deseretnews, 2016) <http://m.deseretnews.com/photo/765629254>, acessado em Maio de 2016
- (Dias da Silva, 1999) Dias da Silva, V., “Mecânica e Resistência dos Materiais”, Zuari, Coimbra, 2ª Edição, 1999.

- (DIBt, 2014) DIBt, Deutsches Institut für Bautechnik, Zulassungsnummer: Z-26.4.59; Geschäftszeichen I 31.1-1.26.4-8/10; Zulassungsgegenstand: “CoSFB-Betondübel”, 2014.
- (Dujmović *et al.*, 2015) Dujmović, D., Androić, B., Ivan Lukačević, I., “Composite Structures according to Eurocode 4: Worked Examples”, Ernst&Sohn, 2015.
- (ECCS, 1981) ECCS – European Convention for Construction Steelwork, “Composite Structures”, ECCS Publications, nº 28, 1981.
- (EC-TSR, 2006) European Commission – Technical Steel Research: “Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls”, RFCS Report EUR 21972 EN, ISBN 92-79-01705-5, 2006.
- (Eggemann e Kurrer, 2005) Eggemann , H., Kurrer, K., “Puentes de arco del sistema Melan”, Actas del Cuarto Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Cádiz, 27-29, 2005
- (Elnashai, 1995) Elnashai, A., Broderick, B., Dowling, P., “Earthquake-Resistant Composite Steel/Concrete Structures”, Structural Engineer, vol. 73, nº8, pp. 121-132, 1995.
- (Emperger, 1931) Emperger, F., “Handbuch des Eisenbetonbaus, 6. Band: Balkenbrücken bearbeitet von W. Gehler”, Berlin: Ernst&Sohn 1931.
- (Engel, 2010) Engel, P., “Guide de la rehabilitation avec l’acier à l’usage des architectes et des ingénieurs”, Arcelor Mittal, Construir Acier, 2010.
- (Fardis *et al.* 2005) Fardis, M., Carvalho, E., Elnashai, E., Faccioli, E., Pinto, P., Plumier, A., “Designers’ Guides to the Eurocodes, Designers’ Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures to earthquake resistance”; General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundation and retaining structures. Thomas Telford, 2005.
- (Feldmann et al, 2009) Feldmann, M., Heinemeyer, C., Butz, C., Caetano, E., Cunha, A., Galanti, F., Goldack, A., Hechler, O., Hicks, S., Keil, A., Lukic, M., Obiala, R., Schlaich, M., Sedlacek, G., Smith, A., Waarts P., “Design of floor structures for human induced vibrations”, JRC – ECCS cooperation agreement for the evolution of Eurocode 3, (programme of CEN / TC 250) EUR 24084 EN – 2009.

- (Friedrich, 2012) Friedrich, J., “Análise teórico-experimental de pisos mistos de pequena altura”, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, 2012.
- (Fritz, 1961) Fritz, B., “Verbundträger.Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer”, 1961.
- (Gardner, 2011) “Stability of steel beams and columns”, Leroy Gardner, P-360, The Steel Construction Institute, 2011.
- (Gervásio e Simões da Silva, 2005) Gervásio, H., Simões da Silva, L., “A sustentabilidade do aço”, V Congresso de Construção Metálica e Mista, Lisboa, 2005.
- (Haensel, 1975) Haensel, J.: Effects of creep and shrinkage in composite construction. Institute for structural engineering, Ruhr - Universität Bochum, Report 75-12, Germany, 1975.
- (Hanswille, 2007) Hanswille, G., Schäfer, M.: Zur praktischen Ermittlung der Verformungen von Verbundträgern und Flachdeckensystemen unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge. Stahlbau 76, Vol. 11, S. 845-854, 2007.
- (Hayward *et al.* 2011) Hayward, A., Weare, F., Oakhill, A., “Steel Detailers' Manual”, Wiley-Blackwell; 3rd ed. Edition, 18 April 2011.
- (Hegger *et al.*, 2008) Hegger, J., Kerkeni, N., Roggendorf, T., “Zum Tragverhalten von Slim-Floor-Konstruktionen” 2008 Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 1.
- (Hegger *et al.*, 2010) Hegger, J., Roggendorf, T., Teworte, F., “Numerische Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von SpannbetonFertigdecken in Slim-Floor-Konstruktionen”, Ernst & SohnVerlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Stahlbau 79 (2010), Heft 4.
- (Hendy and Johnson, 2006) Hendy, C. R., Johnson, R. P. “Designers’ guides to the Eurocodes; Designers’ guide to EN 1994-2 Eurocode 4: design of steel and composite structures Part 2: general rules and rules for bridges”, Thomas Telford, 2006.

- (Hicks e Lawson, 2003) Hicks, S., Lawson, R., M., “Design of Composite Beams Using Precast Concrete Slabs”, P-287, The Steel Construction Institute, 2003.
- (Hicks e Peltonen, 2015) Hicks, S., Peltonen, S., “Design of slim-floor construction for human-induced vibrations”, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Steel Construction 8 (2015), No. 2.
- (Hilti, 2016) Hilti, acessado em Maio de 2016.
<https://www.hilti.pt/fixa%C3%A7%C3%A3o-direta/pavimentos-e-revestimentos-exteriores/r6231>
- (Huber, 2001) Huber, G., “Semi-continuous beam-to-column joints at the millennium tower in Vienna, Austria”, ISSN:1229-9367, Vol. 1, No 2 (2001), 159-170, 2001.
- (Hughes *et al.*, 2011) Hughes, A., Iles, D., Malik, A., “Design of steel beams in torsion”, P-385, The Steel Construction Institute, 2011.
- (Huo, 2012) Huo, B. Y., “Experimental and analytical study of the shear transfer in composite shallow cellular floor beams”, Doctoral thesis, City University London, 2012.
- (Iles, 2010a) Iles, D., “Composite highway bridge design”, P-356, The Steel Construction Institute, 2010.
- (Iles, 2010b) “Composite highway bridge design: Worked Examples”, P-357, The Steel Construction Institute, 2010.
- (Iliopoulos, 2005) Iliopoulos, A.: Zur rechnerischen Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens des Betons bei Verbundträgern. Dissertation, Shaker Verlag, 2005
- (Iliopoulos, 2015) Iliopoulos, A., “A compatible to EN 1992-1-1 and EN 1994-1-1 calculation method for deflections of slim floor beams”, Ernst&Sohn, Articles (peer-reviewed), 01-12-2015, ID stco.201500010.
- (Johnson e Anderson, 1993) Johnson, R., Anderson, D., “Designers’ Handbook to Eurocode 4, Part 1.1: Design of composite steel and composite structures”, Thomas Telford, 1993.

- (Johnson, 1994) Johnson, R., “Composite Structures of Steel and Concrete, Volume 1, Beams, slabs, columns, and frames for buildings”; Blackwell Scientific Publications, Oxford, Second Edition, 1994.
- (Johnson, 1995) Johnson, R., “Composite Structures Of Steel And Concrete, Volume 2: Bridges”, Wiley-Blackwell (November 22, 1995).
- (Johnson e Buckby, 1979) Johnson,R.P. Buckby,R.J., 1979,CompositeStructures of Steel and Concrete- Volume2: Bridges with a Commentary on BS5400: Part5, 1ª edição, Edição,Granada.
- (Ju *et al.*, 2005a) Ju, Y., Kim, D., Kim, S., “Experimental assessment of the shear strength of an asymmetric steel composite beam with web openings”, Can. J. Civ. Eng.32: 314–328 (2005); 10.1139/L04-094, NRC Canada, 2005.
- (Ju *et al.*, 2005b) Ju, Y., Kim, D., Kim, S. “Structural behaviour of alternative low floor height system using structural "tee," half precast concrete, and horizontal stud”, Can. J. Civ. Eng.32: 329–338 (2005); 10.1139/L04-095 2005 NRC Canada.
- (Ju *et al.*, 2009) Ju., Y., Chun, S., Kim, S., “Flexural Test of a Composite Beam Using Asymmetric Steel Section with Web Openings”, 10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:4(448), 2009.
- (Jurado, 2008) Jurado, M., G., “Estudio del comportamiento estructural de los forjados tipo “*slim floor*” bajo cargas de servicio”. Tese de Doutoramento, Universitat Politècnica de Catalunya, 2008.
- (Kahn, 1926) Khan, J., “Composite beam construction”, United States Patent Office P1.597.278, 1926.
- (Kim *et al.*, 2004) Kim, S., Kim, D., Chung., K., Yoon, S., Kang, S., Chun, S., Lee, Y., Ju, Y., “Experimental Assessment of floor vibration using iTech composite beams”, CTBUH 2004 Seoul Conference, 2004.
- (Kommerell, 1910) Kommerell, O., ”Eisenbahnbrücken aus einbetonierten Walzträgern”, Berlin, Ernst&Sohn, 1910.
- (Kuhlmann e Fries, 2001) Kuhlmann, U., Fries, J., Optimierung der Bemessung von deckengleichen Verbundträgern in Hutform, AiF research project, Number 12017, Studiengesellschaft Stahlanwendung, Düsseldorf, Germany, 2001.

- (Kuhlmann e Rieg, 2004a) Kuhlmann, U., Rieg, A., Mittragende Betongurtbreite niedriger Verbundträger, AiF research project No. 13460 N/1, DASt report 3/2005, Deutscher Ausschuss für Stahlbau DASt, Düsseldorf Germany, 2004.
- (Kuhlmann e Rieg, 2004b) Kuhlmann, U.; Rieg, A.: Deflection Behaviour of Composite Girders with Reduced Height. Composite Construction V, Krueger National Park, South Africa, July 18-23, 2004.
- (Kuhlmann e Hauf, 2006) Kuhlmann, U., Hauf, G., Rieg, A., Effiziente Dimensionierung niedriger Verbundträger, SIF-Forschungsvorhaben Nr. S 668, Final report, Stiftung Industrieforschung, Köln, Germany, October 2006.
- (Kuhlmann *et al.*, 2006) Kuhlmann, U.; Rieg, A.; Hauf, G, “Effective Width Of Composite Girders With Reduced Height, 2A forecast of the future for steel and composite steel concrete structures - Professor Jean-Marie Aribert, Retirement Symposium, Editors HJIAJ & UY, 3-5 July 2006, Institut National des Sciences Appliquées (Rennes), ISBN 978-2-912095-01-5, France, July 2006.
- (Kuhlmann e Hauf, 2007) Kuhlmann, U., Hauf, G.: Innovative slab systems with slim-floor girders, In: Eligehausen *et al.*: Proceedings, 2nd Symposium on Connections between Steel and Concrete, Stuttgart, ibidem-Verlag, p. 1245-1254, 2007.
- (Kuhlmann *et al.*, 2007) Kuhlmann, U.; Hauf, G., Konrad, M.; Raichle, J., Schubtragfähigkeit von Verbundflachdecken, DIBt Forschungsvorhaben ZP 52-5-17.12-1109/04, Berlin, 2007.
- (Kuhlmann e Hauf, 2008) Kuhlmann, U., Hauf, G., “Efficient design for the calculation of the deflection and the shear force capacity of slim-floor girder”, International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete VI, pp. 185-198, 2008.
- (Kuhlmann e Hauf, 2011) Kuhlmann, U., Hauf, G., “Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern”, Ernst & SohnVerlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Stahlbau 80 (2011), Heft 12.
- (Kuhlmann *et al.*, 2014) Kuhlmann, U., Hauf, G., Rieg, A., “Konstruktions- und Ausführungsmöglichkeiten von Anschlüssen bei Verbundflachdeckenträgern”, Ernst & SohnVerlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Stahlbau 83 (2014), Heft 4.

- (Kuhlmann e Hauf, 2015) Kuhlmann, U., Hauf, G., “Deformation calculation methods for slim floors”, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Steel Construction 8 (2015), No. 2.
- (Kuhlmann *et al.*, 2015) Kuhlmann, U., Dennis Lam, D., Dai, X., Raichle J., Braun, M., “Slim-floor construction – design for ultimate limit state”, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Steel Construction 8 (2015), No. 2, 2015.
- (Kurrer, 2008) Kurrer, K., “The History of the Theory of Structures – From the arc analysis to computational mechanics”, Ernst&Sohn, Berlin, 2008.
- (Júlio, 2006) Júlio. E., “Dimensionamento de Estruturas em Betão Leve”, 57-59 “Betão Estrutural”, Janeiro de 2006
- (Lawson e Nethercot, 1985) Lawson, R. M. and Nethercot, D. A., “Lateral stability of I-beams restrained by profiled sheeting”, The Structural Engineer. 63B(1), 1-7, 13. 1985.
- (Lamas, 1979) Lamas, A., “Influence of Shear Lag on the collapse of wide-flange girders”, PhD Thesis, Imperial College of Science & Technology, 1979.
- (Leskelä, 1992) Leskelä, M. V. (1992) A Finite Beam Element for Layered Structures and its Use When Analysing Steel-Concrete Composite Members. Constructional Steel Design: World Developments. Acapulco: Elsevier. p.354-358.
- (Leskelä, 1996) Leskelä, M. V. (1996) LBE - Modelling Applied to Reinforced Concrete T-Section - Steel U Section Composite Beam. Proceedings of the Estonian Academy of Sciences, Engineering, 2, 2, 151-165.
- (Leskelä, 1997a) Leskelä, M. V. “Connection Characteristics for joints between hollow core slabs and slim floor beams”. Composite Construction – Conventional and Innovative – International Conference. Sep. 1997. Innsbruck, Austria. Proceedings Innsbruck. p.840-841.
- (Leskelä, 1997b) Leskelä, M. V., “Vertical shear resistance models for a deltabeam”. Composite construction – Conventional and Innovative – International Conference. Sep. 1997. Innsbruck, Austria. Proceedings Innsbruck. p.940-941.

- (Leskelä, 1999) Leskelä, M. V. (1999) Evaluation of Composite Behaviour in Slimfloor Structures. In: European Conference on Steel Structures, 2nd. 1999. Praha, Czech Republic. Proceedings. Praha.
- (Leskelä, 2000a) Leskelä, M. V. (2000a) Shallow Floor Beam Behaviour - General Theory In: Finnish Days of Mechanics, VII. May.2000. Tampere. Proceedings... Tampere: University of Technology. v.2., p.489-498.
- (Leskelä, 2000b) Leskelä, M. V. (2000b) Shallow Floor Integrated Beams and their Components: Comparison of Behaviour. In: UEF Conference - Composite Construction in Steel and Concrete, IV. May.2000. Banff. To be published by the American Society of Civil Engineers.
- (Leskelä, 2000c) Leskelä, M. V. (2000c) Shallow Floor Integrated Beams - Research on the Composite Behaviour In: Theorie und Praxis im Konstruktivem Ingenieurbau Festschrift zu Ehren von Prof. Dr. Ing. Helmut Bode, ibidem Verlas, Stuttgart, p.199-212.
- (Leskelä, 2001) Leskelä, M. V. (2001) Intentional and Unintentional Shear Connections in Shallow Floor Composite Structures. In: International RILEM Symposium on Connections Between Steel and Concrete. Sep. 2001. Stuttgart. Proceedings... Stuttgart: RILEM, v.2., p.1392-1401.
- (Leskelä e Hopia, 2000) Leskelä, M. V., Hopia J. (2000), “Steel Sections for Composite Shallow Floors”. Report RTL 0053E. University of Oulu, Structural Engineering Laboratory. Oulu, Finland.
- (Leskelä, 2002) Leskelä, M. V. (2002) Integration of Steel Sections in Shallow Floors. In: European Conference of Steel Structures, 3rd. 2002. Coimbra. Proceedings. Coimbra: CMM, v.1., p.421-430.
- (Leskelä *et al.*, 2015) Leskelä, M., Peltonen, S., Obiala, R., “Composite action in shallow floor beams with different shear connections”, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Steel Construction 8 (2015), No. 2.
- (Lawson e Chung, 1994) Lawson, M., Chung, K., “Composite beam design to Eurocode 4”, P-121 The Steel Construction Institute, 1994.

- (Lawson e Hicks, 2011) Lawson, R., M., Hicks, S., “Design of composite beams with large web openings”, P-355, The Steel Construction Institute, 2011.
- (Lawson *et al.*, 2015) Lawson, M., Beguin, P., Obiala, R., Braun, M., “Slim-floor construction using hollow-core and composite decking systems”, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Steel Construction 8 (2015), No. 2.
- (Liang, 2015) Liang, Q., “Analysis and Design of Steel and Composite Structures”, CRC Press Taylor & Francis Group, 2015.
- (Limazie e Chen, 2015) Limazie, T., Chen, S., “Numerical procedure for nonlinear behavior analysis of composite slim floor beams”, Journal of Constructional Steel Research 106 (2015) 209–219.
- (LNEC, 2016) <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/REBAP.html>, acessado em Maio de 2016.
- (Mahmood, 2006) Mahmood, M., “Non-Linear Behaviour of Composite Slim Floor Beams with Partial Interaction”, Dissertação de Mestrado, Republic of Iraq; Ministry of Higher Education and Scientific Research; University of Technology; Building and Construction Department; Structural Engineering Division, 2006.
- (Mäkeläinen e Ma, 2000) Mäkeläinen, P.; Ma, Z. (2000), “Fire resistance of composite slim floor beams”, Journal of constructional steel research, n.54, p.345-363, 2000.
- (Malaska, 2000) Malaska, M., “Behaviour of a Semi-Continuous Beam-Column Connection for Composite Slim Floors”, Dissertation for the degree of Doctor of Science in Technology, Helsinki University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Laboratory of Steel Structures, 2000.
- (Maraveas *et al.*, 2012) Maraveas, C., Swailes, T., Wang, Y., “A detailed methodology for the finite element analysis of asymmetric slim floor beams in fire”, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Steel Construction 5 (2012), No. 3.
- (Matti *et al.*, 2015) Matti V. Leskela, M., Peltonen, S., “Effect of unzipping connection behaviour on the composite interaction of shallow floor beams”, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Steel Construction 8 (2015), No. 2.

- (Maydl, 2004) Maydl, P., “Sustainable Engineering: State-of-the-art and Prospects”, *Structural Engineering International*, Volume 14, 3, pp. 176-180, 2004.
- (Melan, 1892) Melan, Joseph., “Neuartige Deckenkonstruktion im Wesen bestehend aus der Verbindung von eisernen Bogenrippen mit Betongewölben. Privileg Nr. 42/3211. K. K. Privilegien Archiv., 1892.
- (Millenniumtower, 2016) <http://www.millenniumtower.at/en/>, acedido em Maio de 2016
- (Moon *et al.* (2004) Moon, T., Kwank, M., Heo, B., Bae, K., “Flexural Capacity of the Encased (Slim-Floor) Composite beam with deep deck plate”, CTBUH 2004 Seoul Conference.
- (Mullett, 1992) Mullet, D. L., “Slim Floor Design and Construction”. P-110, The Steel Construction Institute, 1992.
- (Mullett e Lawson, 1992) Mullet, D. L., Lawson R. M., “Slimfloor construction using deep decking”, P-120, The Steel Construction Institute, 1992
- (Mullett e Lawson, 1993) Mullet, D. L., Lawson R. M., “Slimfloor construction using deep decking”, P-127, The Steel Construction Institute, 1993.
- (Mullett *et al.* 1997) Mullet, D. L., Lawson R. M., Rackham, J., “Design of Asymmetric Slimflor Beams using Deep Composite Decking”, P-175, The Steel Construction Institute, 1997.
- (Mullett, 1997) Mullet, D. L., “ Design of RHS slim floor edge beams”, P-169, The Steel Construction Institute, 1997.
- (Mullett, 1998) Mullett, D. L., “Composite floor systems”, Blackwell Science, 1998.
- (Mullett e Lawson, 1999) Mullet, D. L., Lawson, R. M., “ Design of slimfloor fabricated beams using deep composite decking”, P-248, The Steel Construction Institute, 1999.
- (Nádaský, 2012) Nádaský, P., “Steel-Concrete Composite Beams for Slim Floors– Specific Design Features in Scope of Steel Frames Design”, 1877-7058; 2012 Published by Elsevier Ltd; *Procedia Engineering* 40 (2012) 274–279.

- (Nardin e Cavalcanti, 2011) Nardin, S., Cavalcanti, L., “Análise experimental e comparativa da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas”, *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, v. 13, n. 58, p. 99-114, 2011.
- (Nardin e El Debs, 2009) Nardin, S., El Debs, M., “Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts”, *Journal of Constructional Steel Research* 65 (2009) 342–350, 2009.
- (Nardin e El Debs, 2012) Nardin, S., El Debs, M., “Composite connections in slim-floor system: An experimental study”, *Journal of Constructional Steel Research* 68 (2012) 78–88, 2012.
- (Nethercot, 2003) Nethercot, D., “Composite Floor Systems”, Spon Press, E.U.A. e Canada, 2003.
- (Oehlers e Bradford, 1995) Oehlers, D., Bradford, M., “Composite steel and concrete structural elements – Fundamental behavior”, Pergamon, 1995.
- (OFeliz, 2012) OFeliz, “OFeliz – Laje mista; Perfil H60”, 2012.
- (Paes, 2003) Paes, J. L. R. “Aportaciones al análisis del comportamiento estructural de sistemas de forjados mixtos tipo "Slim floor", Departamento de Engenharia da Construção, Universidade Politécnica da Catalunha, Barcelona, 2003.
- (Panoramio, 2016) <http://www.panoramio.com/photo/59681587>, acessado em Maio de 2016
- (Patrick, 2004) Patrick, M., “Composite Beam Shear Connection Design and Detailing Practices for Australian Steel Decks”, Centre for Construction Technology & Research College of Science, Technology and Environment, University of Western Sydney Report No. CCTR-CBSC-001-04, 2004
- (Peikko, 2016) Peikko, “Peikko Group” – www.peikko.com, acessado em Maio de 2016.
- (Pelk e Kurrer, 2015) Pelk, E., Kurrer, K., “On the evolution of steel-concrete composite construction”, 5th International Congress on Construction History, 2015.

- (Peltonen *et al.*, 2016) Peltonen, S., Leskela, M. V., Kiriakopoulos, P., Iliopoulos, A., Vayas, I., Spyarakos, K. “Experimental and numerical investigations on the flexural behaviour of boxed steel beams encased in concrete”, The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Timisoara, Romania, 2016.
- (Pimentel, 2013) Pimentel, R., “Modelação de estruturas porticadas mistas Aço-Betão”, Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Março de 2013.
- (Ramos, 2010) Ramos, A., “Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura”, Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, 2010.
- (Rackham e Lawson, 1989) Rackham, J., Lawson, R., M., “Design of Haunched Composite Beams in Buildings”, P-060, The Steel Construction Institute, 1989.
- (Rackham *et al.*, 2006) Rackham, J. W., Hicks, S. J., Newman, G. M., “Design of asymmetric slimfloor beams with precast concrete slabs”, P-348, The Steel Construction Institute, 2006.
- (Rackham *et al.*, 2009) Rackham, J., Couchman, G., Hicks, S., “Composite Slabs and Beams using Steel Decking: Best Practice for Design and Construction”, P-300, The Steel Construction Institute, 2009.
- (Recreoviral, 2016) <http://www.recreoviral.com/wp-content/uploads/2014/11/1.jpg>,
acedido em Maio de 2016
- (Rieg, 2004) Rieg, A., Effective Width of Composite Girders with Reduced Height, in: Walraven, J., Blaauwendraad, J., Scarpas, T., Snijder, B. (Eds.), Proceedings of the 5th International PhD Symposium in Civil Engineering, 16-19 June 2004, Delft, The Netherlands, 2004.
- (Rieg, 2006) Rieg, A., Verformungsbezogene mittragende Breite niedriger Verbundträger, Dissertation, Mitteilung No. 2006-2, Institute of Structural Design, Universität Stuttgart, Germany, November 2006.
- (Rocha e Neto, 2012) Rocha, F., Neto, J., “Modelos numéricos de vigas mistas de aço e concreto pertencentes a sistemas de pisos mistos de pequena altura em situação de incêndio”, Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 14, n. 63, p. 17-32, 2012.

- (Rogan e Lawson, 2001) Rogan, A. Lawson R. M., "Value and Benifit Assessment of Slimdek Construction" P-279, The Steel Construction Institute, 2001.
- (Rohn, 1915) Rohn, A., "Neubau der Achereggbrücke über die Seeenge des Vierwaldstättersees bei Stansstad" Schweizerische Bauzeitung, Vol. 66, No. 23: 4. Dec. (263-267), No. 24: 11. Dec. (273-275), 1915.
- (Romero *et al.*, 2015) Romero, M., Cajot, L., Conan, Y., Braun, M., "Fire design methods for slim-floor structures", Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Steel Construction 8 (2015), No. 2.
- (Savor e Bleiziffer, 2008) Savor, Z., Bleiziffer, J., "From Melan Patent to arch bridges of 400M spans", Chinese-Croatian Joint Colloquium, Junho 2008.
- (Sattler, 1953) Sattler, K., "Theorie der Verbundkonstruktionen", .Berlin, Ernst und Sohn, 1953.
- (Schäfer, 2007) Schäfer, M.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal, 2007.
- (Schäfer, 2015a) Schäfer, M., "Schubtragfähigkeit und M-V-Interaktion von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen Ansatz eines hybriden Fachwerkmodells zur Querkraftbemessung", Ernst & SohnVerlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Stahlbau 84 (2015), Heft 5.
- (Schäfer, 2015b) Schäfer, M., "Zur Biegebemessung von Flachdecken in Verbundbauweise Ergänzende Bemessungsregeln für Slim-Floor-Träger", Ernst & SohnVerlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Stahlbau 84 (2015), Heft 4.
- (Schleich, 1997) Schleich, J., "Slimfloor construction: why?", IABSE reports; Rapports AIPC; IVBH Berichte, 1997.
- (Schleich, 2000) Schleich J.B.; Mathieu J.; Conan Y.: Handbuch für Entwurf, Berechnung und Bemessung unverschieblicher Stahlverbundhochbauten nach Eurocode 4. ProfilARBED, Luxembourg 2000

- (Schleicher e Mehmel, 1950) Schleicher, F., and Mehmel, A., “Der Bauingenieur: Sonderheft: Stahlverbund-Bauweise“, 25(1950): Issue 3 (73-112) and 2. Sonderheft: VerbundBauweise“, 25 (1950): Issue 8 (269-324).
- (Searstower, 2016) <http://www.searstower.org/home.html>, acessido em Maio de 2016.
- (Seeber, 1995) Seeber, W. J.: Versuche mit Slimfloor Trägern, Erfahrungen mit der Datenbank. Diplomarbeit, Institut für Stahlbau, Universität Innsbruck, 1995.
- (Sepulveda, 2008) Sepulveda, J., (2008). “Torre de São Rafael – Parque das Nações”, acessido em Maio de 2016, em:
<http://engenhariacivil.wordpress.com/2008/02/23/torre-de-sao-rafael-parque-das-nacoes>.
- (Sétra, 2007) Davaine, L., Imberty, F., Raoul, J., “Guidance book: Eurocodes 3 and 4; Application to steel-concrete composite road bridges”, Service d'Études Techniques des routes et autoroutes, 2007.
- (SE2P e Metaloviana, 2016) “Luxury Flats – Benfica Stadium”: Dona de Obra: *Sport Lisboa e Benfica*; Projecto de estabilidade: SE2P – *Sociedade de Engenharia Projectos e Planeamento*; Arquitetura e Projetos de especialidades: *Libertas*; Produção e montagem de estrutura metálica: *Metaloviana*; Produção de estrutura de betão armado: *Confrasilvas*. Fotos de Abril de 2016.
- (Simões da Silva e Gervásio, 2007) Simões da Silva, L., Gervásio, H., “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados”, CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007.
- (Skyscrapercenter, 2016) <http://www.skyscrapercenter.com>, acessido em Maio de 2016.
- (Slack, 1948) Slack, S., “Highway Bridge Floors – Discussion”. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 74: September (1263-1266)., 1948.
- (Smith *et al.*, 2009) Smith, A., L., Hicks, J., S., Devine, P., J., “Design of Floors for Vibration: A New Approach”, P-354, The Steel Construction Institute, 2009.

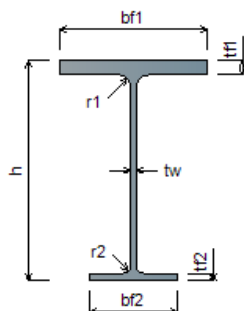
- (Simms e Hughes, 2011) Simms, W., Hughes, A., “Composite design of Steel framed Buildings”, P-359, The Steel Construction Institute, 2011.
- (Simões, 2013) Simões, R., “Apontamentos da disciplina de Projecto de edifícios II, do Mestrado em Construção Metálica e Mista”, DEC-FTUC, 2013.
- (Sputo, 2012) Sputo, T., “Development of Composite Steel Deck”, Structure Magazine, p31, August 2012.
- (Stark, 2005) Stark, J., “Eurocode 4: A modern code for the design of composite structures”, Steel and Composite Structures, Vol. 5, No. 4, 2005, pp. 327-343.
- (Structuremag, 2016) <http://www.Structuremag.org>, acedido em Maio 2016.
- (Stüssi, 1932) Stüssi, F., “Poutrelles métalliques combinées avec du béton ou du béton armé et travaillant a la flexion. Discussion”.IABSE Congress Report: 1st IABSE Symposium,Paris, 1932.
- (SSEDTA, 2001) SSEDTA, “Structural Steelwork Eurocodes Development of A Transnational Approach”, 2001.
- (Tata Steel, 2007) Tata Steel, “Slimdeck manual”, 2007.
- (Tata Steel, 2013) Tata Steel, “ComFlor, Composite floor decking”, 2013.
- (Tekes, 2001) Tekes, 2001, “Finnsteel Technology Programme 1995-2000. Final Report. Helsinki: Tekes.
- (Vassart e Zhao, 2013) Vassart, O., Zhao, B., P-132 - “Membrane action of composite structures in case of fire”. ECCS, 2013.
- (Viest, 1960) Viest, I. M.,1960,”Review of Research on Composite Steel-Concrete Beams”, journal of the Structural Division of the American Society of Civil Engineers, vol. 86,nº6, pp. 1-21.
- (Wyatt, 1989) Wyatt, T., “Design guide on the vibration of floors”, P-076, The Steel Construction Institute, 1989.

- (Wallin, 1978) Wallin, L., Technical and Economic Advantages of Steel Construction, Building Costs and Overall Economy. ECCS Publication. Brussels: European Convention for Constructional Stelwork – ECCS, 1978.
- (Willistower, 2016) <http://www.willistower.com/images/uploads/general/history2.jpg>,
acedido em Maio de 2016.
- (Wang *et al.*, 2009) Wang, Y., Yang, L., Shi, Y., Zhang, R., “Loading capacity of composite slim frame beams”, Journal of Constructional Steel Research 65 (2009) 650-661.
- (Way, 2011) Way, A., “Structural robustness of steel framed buildings”, P-391, The Steel Construction Institute, 2011.
- (Wolff, 1907) Wolff, W., “Brücken aus Walzeisenträgern mit Betonkappen“. Zentralblatt der Bauverwaltung, 27: No. 51 (340-343), 1907.
- (Yam, 1980) Yam, L., “Design of composite steel-concrete structures”, Surrey University Press, 1980.
- (Yang *et al.*, 2015) Yang, L., Wang, Y., Shi, Y., “Full-Scale Test of Two-Storey Composite Slim Floor under Pseudo-Dynamic and Pseudo-Static Loadings”, Advances in Structural Engineering Vol. 18 No. 2 2015.
- (Zaharia *et al.*, 2011) Zaharia, R., Duma D., Vassart, O., Gernay, T., Franssen, J. M., “Simplified method for temperature distribution in slim floor beams”, Application of Structural Fire Design, 29 April 2011, Prague, Czech Republic.
- (Zaharia e Franssen, 2012) Zaharia, R., Franssen, J. M., “Simple equations for the calculation of the temperature within the cross-section of slim floor beams under ISO Fire”, Steel and Composite Structures, Vol. 13, No. 2 (2012) 171-185.

ANEXOS

Anexo 1: propriedades de um perfil em I monossimétrico

Referência: (CTICM, 2016)



Geometria de perfil em I monossimétrico

Banzo superior:

$$A_{f1} = b_{f1} t_{f1}$$

$$I_{yf1} = \frac{1}{12} b_{f1} t_{f1}^3$$

$$I_{zf1} = \frac{1}{12} t_{f1} b_{f1}^3$$

Banzo inferior:

$$A_{f2} = b_{f2} t_{f2}$$

$$I_{yf2} = \frac{1}{12} b_{f2} t_{f2}^3$$

$$I_{zf2} = \frac{1}{12} t_{f2} b_{f2}^3$$

Alma:

$$h_w = h - t_{f1} - t_{f2}$$

$$A_w = h_w t_w$$

$$I_{yw} = \frac{1}{12} h_w t_w^3$$

$$I_{zw} = \frac{1}{12} t_w h_w^3$$

Raios superiores:

$$A_{r1} = \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) r_1^2$$

$$I_{r1} = \left[\frac{1}{3} - \frac{\pi}{16} - \frac{1}{9(4-\pi)} \right] r_1^4$$

$$v_{r1} = \left[1 - \frac{2}{3(4-\pi)} \right] r_1$$

Raios inferiores:

$$A_{r2} = \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) r_2^2$$

$$I_{r2} = \left[\frac{1}{3} - \frac{\pi}{16} - \frac{2}{9(4-\pi)} \right] r_2^4$$

$$v_{r2} = \left[1 - \frac{2}{3(4-\pi)} \right] r_2$$

Distâncias dos centros de gravidade dos elementos à base:

$$z_{gf1} = h - \frac{t_{f1}}{2}$$

$$z_{gf2} = \frac{t_{f2}}{2}$$

$$z_{gw} = t_{f2} + \frac{h_w}{2}$$

$$z_{gr1} = h - t_{f1} - v_{r1}$$

$$z_{gr2} = t_{f2} + v_{r2}$$

Area:

$$A = A_{f1} + A_{f2} + A_w + 2A_{r1} + 2A_{r2}$$

Centro de gravidade:

$$z_g = \frac{1}{A} [A_{f1} z_{gf1} + A_{f2} z_{gf2} + A_w z_{gw} + 2A_{r1} z_{gr1} + 2A_{r2} z_{gr2}]$$

Distâncias dos centros de gravidade individuais ao centro de gravidade da peça:

$$z_{f1} = z_{gf1} - z_g$$

$$z_{f2} = z_{gf2} - z_g$$

$$z_w = z_{gw} - z_g$$

$$z_{r1} = z_{gr1} - z_g$$

$$z_{r2} = z_{gr2} - z_g$$

Inércia segundo o eixo de maior inércia do perfil:

$$I_y = I_{yf1} + I_{yf2} + I_{yw} + 2I_{r1} + 2I_{r2} + A_{f1} z_{f1}^2 + A_{f2} z_{f2}^2 + A_w z_w^2 + 2A_{r1} z_{r1}^2 + 2A_{r2} z_{r2}^2$$

Inércia segundo o eixo de menor inércia do perfil:

$$I_z = I_{zf1} + I_{zf2} + I_{zw} + 2I_{r1} + 2I_{r2} + 2A_{r1} \left(\frac{t_w}{2} + v_{r1} \right)^2 + 2A_{r2} \left(\frac{t_w}{2} + v_{r2} \right)^2$$

Posição do centro de corte em relação à posição do centro de gravidade:

$$Z_s = \frac{1}{I_z} [I_{zf1}z_{f1} + I_{zf2}z_{f2} + I_{zw}z_w + 2I_{r1}z_{r1} + 2I_{r2}z_{r2}]$$

Inércia à torção (formulação de *Darwish&Johnston*):

$$I_t = \frac{1}{3}b_{f1}t_{f1}^3 + \frac{1}{3}b_{f2}t_{f2}^3 + \frac{1}{3}h_w t_w^3 + I_{2tr1} + I_{2tr2}$$

sendo:

$$I_{2tr1} = \alpha_1 \left[\frac{(t_{f1} + r_1)^2 + t_w \left(r_1 + \frac{t_w}{4} \right)}{2r_1 + t_{f1}} \right]^4 - 0.21t_{f1}^4$$

$$\alpha_1 = -0.42 + 0.2204 \frac{t_w}{t_{f1}} + 0.1355 \frac{r_1}{t_{f1}} - 0.0865 \frac{t_w r_1}{t_{f1}^2} - 0.0725 \left(\frac{t_w}{t_{f1}} \right)^2$$

$$I_{2tr2} = \alpha_2 \left[\frac{(t_{f2} + r_2)^2 + t_w \left(r_2 + \frac{t_w}{4} \right)}{2r_2 + t_{f2}} \right]^4 - 0.21t_{f2}^4$$

$$\alpha_2 = -0.42 + 0.2204 \frac{t_w}{t_{f2}} + 0.1355 \frac{r_2}{t_{f2}} - 0.0865 \frac{t_w r_2}{t_{f2}^2} - 0.0725 \left(\frac{t_w}{t_{f2}} \right)^2$$

Constante de empenamento (desprezando os raios):

$$I_w = \frac{I_{zf1} I_{zf2}}{I_{zf1} + I_{zf2}} \left(h - \frac{t_{f1}}{2} - \frac{t_{f2}}{2} \right)$$

Factor de assimetria vertical (*Wagners' Factor*):

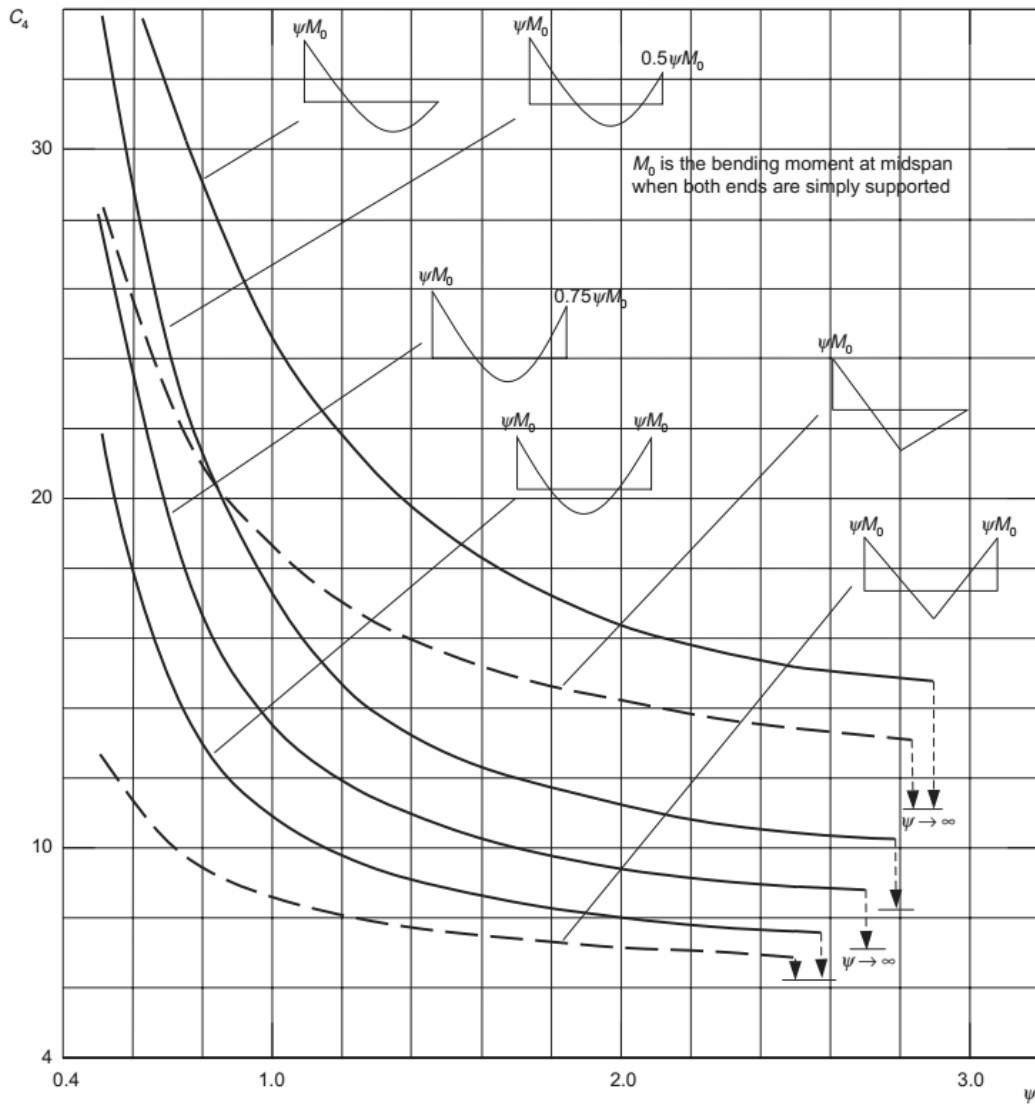
$$\beta_z = \frac{1}{2I_y} [z_{f1}(I_{zf1} + A_{f1}z_{f1}^2 + 3I_{yf1}) + z_{f2}(I_{zf2} + A_{f2}z_{f2}^2 + 3I_{yf2}) + z_w(I_{zw} + A_w z_w^2 + 3I_w) + 2z_{r1}(I_{r1} + A_{r1}z_{r1}^2) + 2z_{r2}(I_{r2} + A_{r2}z_{r2}^2)] - z_s$$

Nota 1: $z_j = -\beta_z$

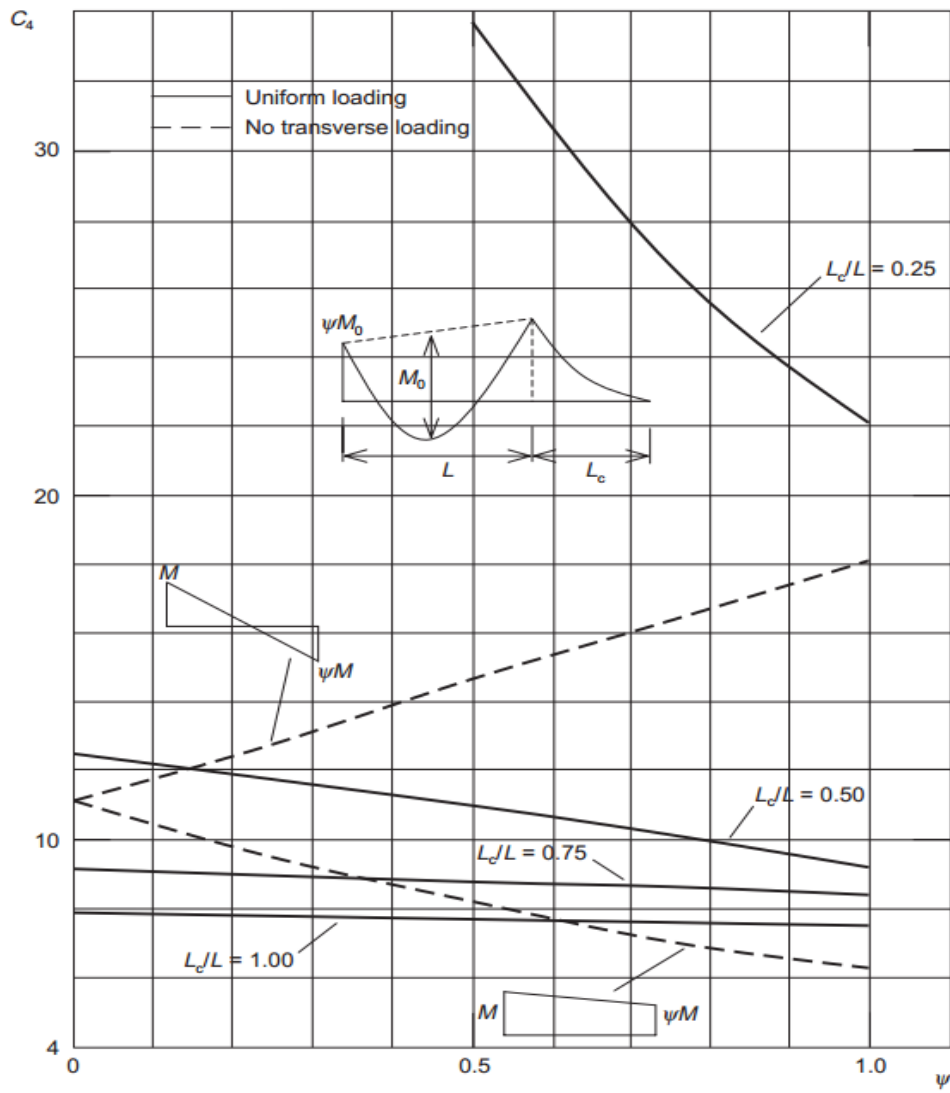
Nota 2: para o cálculo das propriedades de um perfil em I com uma chapa soldada sob o mesmo, pode-se recorrer às formulações supra apresentadas, sendo que para tal deve ser incorporada a componente referente à chapa adicional. Foi este o procedimento implementado na ferramenta de cálculo.

Anexo 2: parâmetros C4 para encurvadura lateral em vigas mistas

Referências: (Anderson e Johnson, 2004)



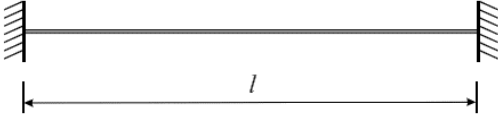
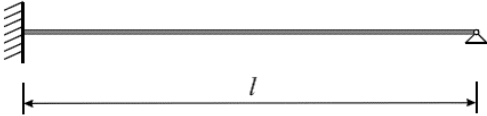
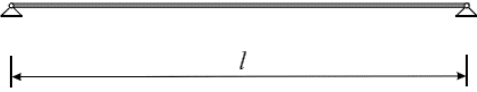
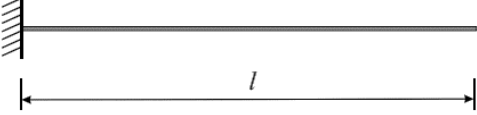
C4: vigas com carregamento uniforme ou com carga pontual



C4: consolas e vãos sem cargas transversais

Anexo 3: elementos acessórios para controlo de vibrações

Referências: EC-TSR (2006), Feldmann et al, (2009) e Arcelor-Mittal (2015b).

Support Conditions	Natural Frequency	Modal Mass
	$f = \frac{4}{\pi} \sqrt{\frac{3 EI}{0.37 \mu l^4}}$	$M_{\text{mod}} = 0.41 \mu l$
	$f = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{3 EI}{0.2 \mu l^4}}$	$M_{\text{mod}} = 0.45 \mu l$
	$f = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{3 EI}{0.49 \mu l^4}}$	$M_{\text{mod}} = 0.5 \mu l$
	$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3 EI}{0.24 \mu l^4}}$	$M_{\text{mod}} = 0.64 \mu l$

Frequências e massas modais de sistemas estruturais simples

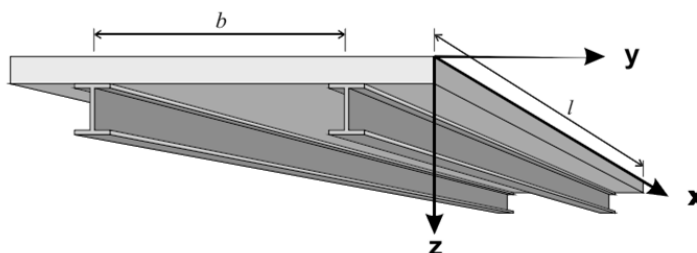
sendo:

 μ – carga uniformemente distribuída no elemento (kg/m)E – Módulo de elasticidade (N/m²)I – Momento de inércia (m⁴)

L – Vão da viga (m)

Para sistemas ortotrópicos como o apresentado na figura seguinte, a sua frequência pode ser estimada da seguinte forma:

$$f_1 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{EI_y}{m l^4}} \sqrt{1 + \left[2 \left(\frac{b}{l}\right)^2 + \left(\frac{b}{l}\right)^4 \right] \frac{EI_x}{EI_y}}$$



Sistema ortotrópico em piso misto

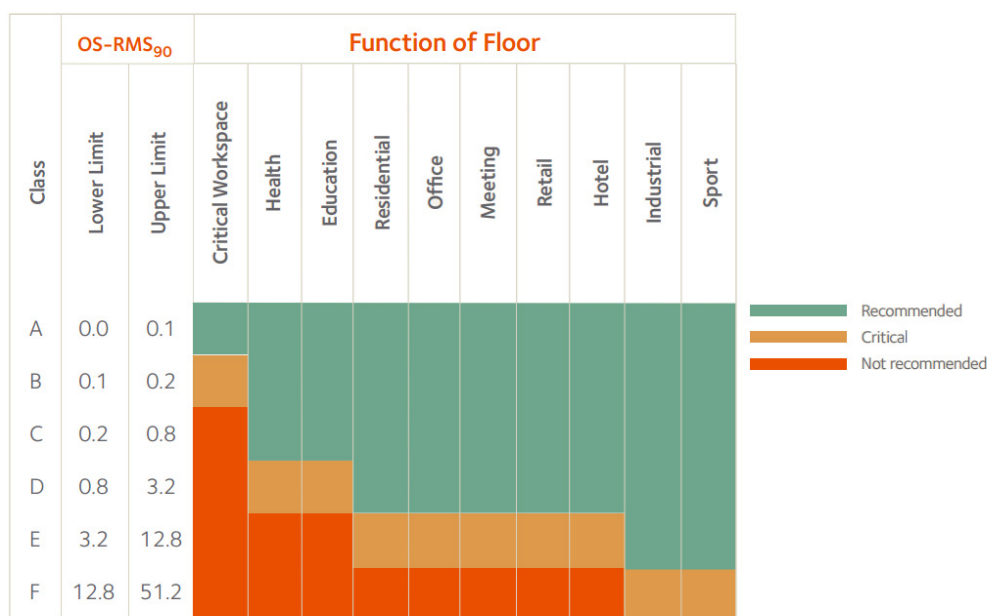
Acrescenta-se que:

B – espaçamento entre vigas/ vão da laje (m);

m – Massa total do pavimento, vigas, acabamento e percentagem de sobrecarga considerada (kg/m²);

I_x – Momento de inércia em torno do eixo x (m⁴);

I_y – Momento de inércia em torno do eixo y (m⁴).

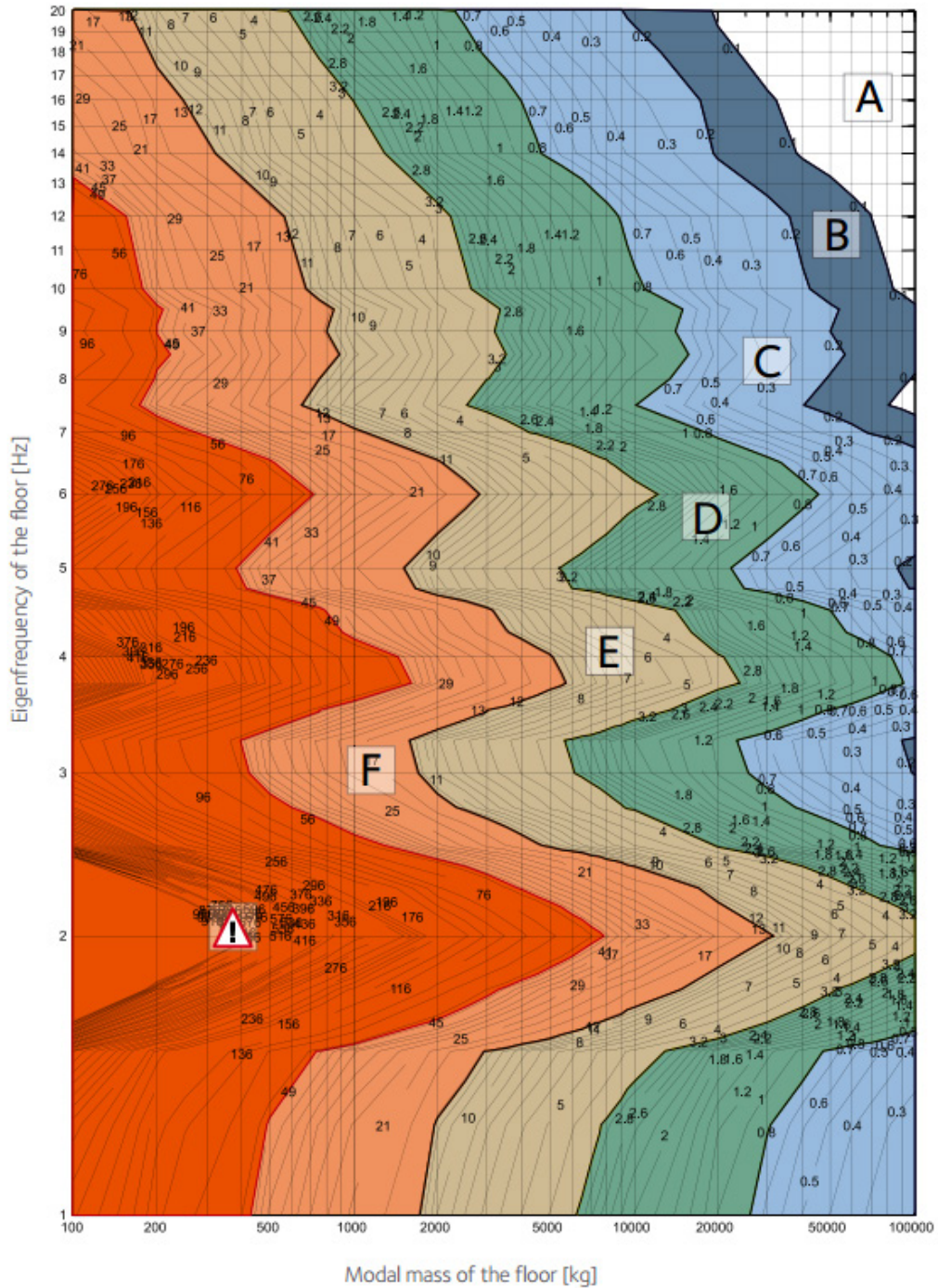


Limites de OS-RMS-90% (em mm/s) dependendo do uso do pavimento.

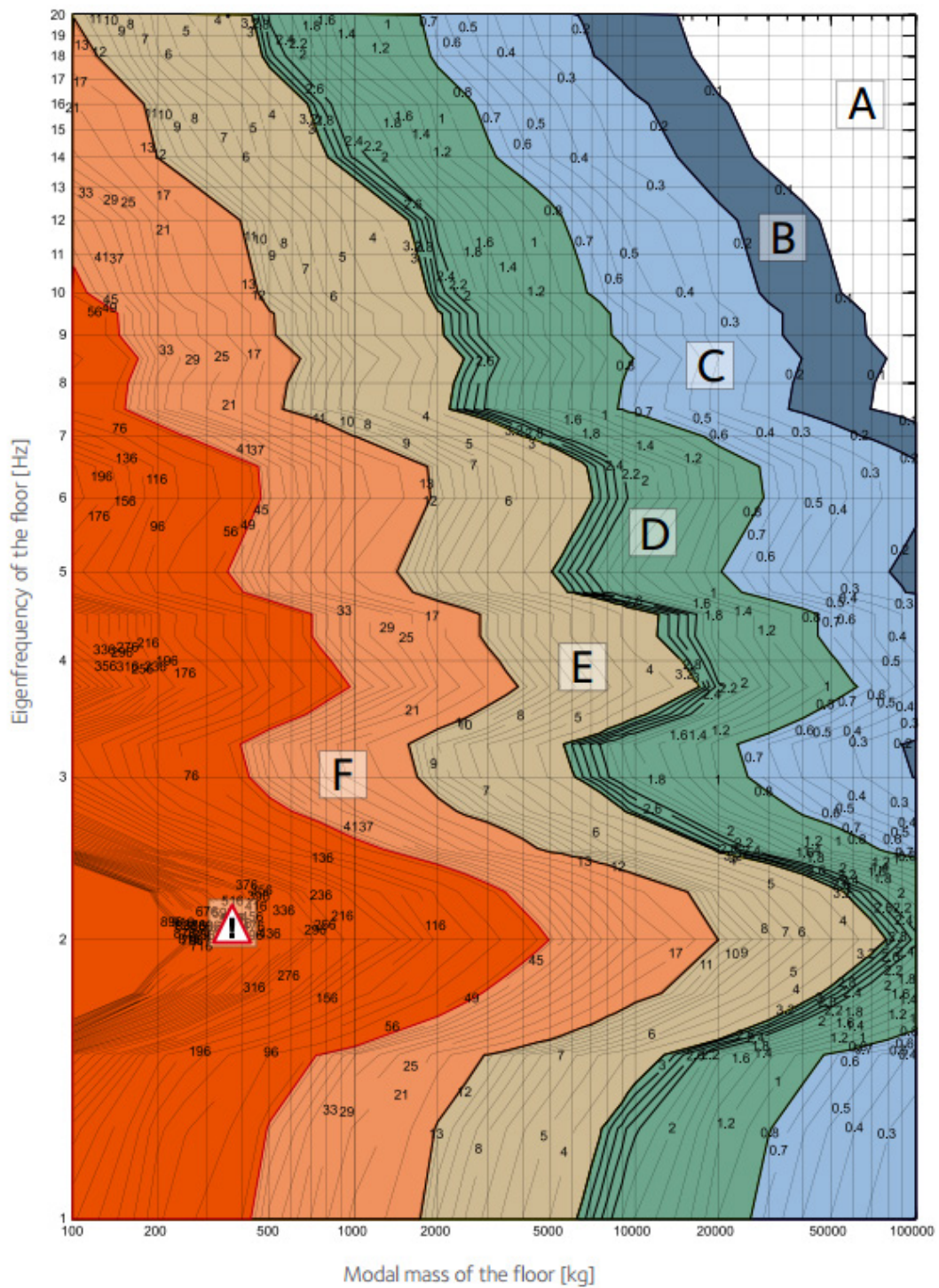
Type	Damping (% of critical damping)
Structural Damping D₁	
Wood	6%
Concrete	2%
Steel	1%
Composite (steel-concrete)	1%
Damping due to furniture D₂	
Traditional office for 1 to 3 persons with separation walls	2%
Paperless office	0%
Open plan office	1%
Library	1%
Houses	1%
Schools	0%
Gymnastic	0%
Damping due to finishes D₃	
Ceiling under the floor	1%
Free floating floor	0%
Swimming screed	1%
Total Damping D = D₁ + D₂ + D₃	

Definição do amortecimento para análise com recurso ao OS-RMS-90%.

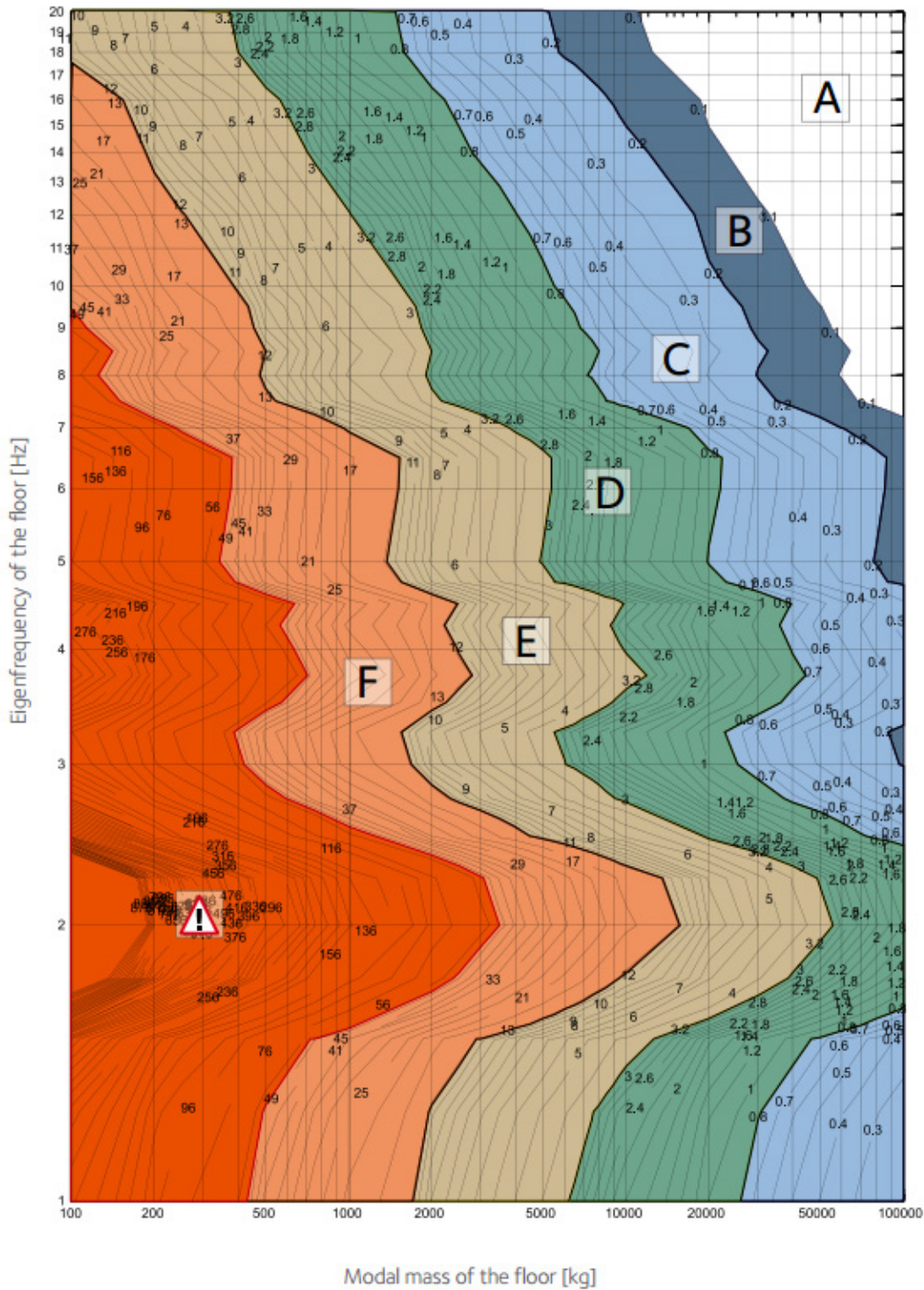
Os valores de *OS-RMS-90%* (em mm/s), em função da massa modal do sistema e da frequência própria do mesmo podem ser obtidos com recurso aos abacos que em seguida se apresentam (sendo que cada ábaco corresponde um dado amortecimento).



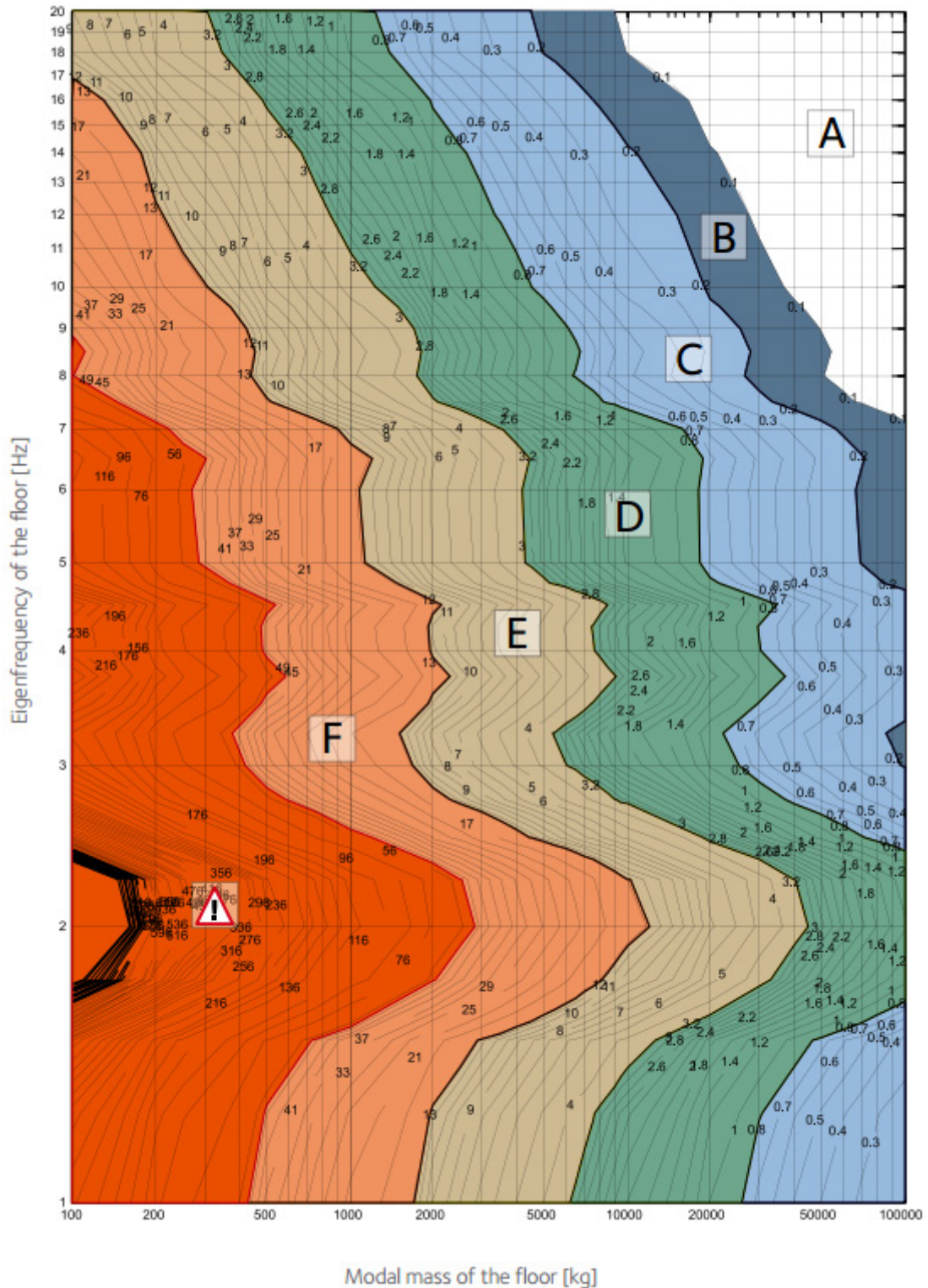
Valores de *OS-RMS-90%* (em mm/s) para 1% de amortecimento



Valores de *OS-RMS-90%* (em mm/s) para 2% de amortecimento



Valores de OS-RMS-90% (em mm/s) para 3% de amortecimento



Valores de *OS-RMS-90%* (em mm/s) para 3% de amortecimento

Anexo 4: exemplos de validação da ferramenta de cálculo desenvolvida

Exemplo 1: viga convencional em conexão total

Referência de exemplo de validação: (Calado e Santos, 2010)

Momento plástico resistente em conexão total: perfil PRS, laje mista com $h_p=60\text{mm}$, altura total de $h=160\text{mm}$, $b_{eff}=2\text{m}$; Aço S355; Betão C25/30

Materiais aplicados:

Betão:

3) Materials																							
3.1 Concrete																							
<table border="1"> <tr> <td>Concrete type</td> <td>Standard</td> </tr> <tr> <td>Cement class</td> <td>N</td> </tr> <tr> <td>S</td> <td>0.25</td> </tr> <tr> <td colspan="2">CEM32.5R, CEM42.5 - Normal and fast-curing</td> </tr> </table>	Concrete type	Standard	Cement class	N	S	0.25	CEM32.5R, CEM42.5 - Normal and fast-curing																
Concrete type	Standard																						
Cement class	N																						
S	0.25																						
CEM32.5R, CEM42.5 - Normal and fast-curing																							
<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Concrete curing period (propp removal or formwork removal)</td> </tr> <tr> <td>Curing Period [Days]</td> <td>12</td> </tr> <tr> <td>β_{cc}</td> <td>0.90</td> </tr> <tr> <td>$f_{cm}(t)$</td> <td>29.54</td> </tr> <tr> <td>f_{ck} [MPa] - EN 1994-1-1 6.6.5.2(3)</td> <td>21.54</td> </tr> </table>	Concrete curing period (propp removal or formwork removal)		Curing Period [Days]	12	β_{cc}	0.90	$f_{cm}(t)$	29.54	f_{ck} [MPa] - EN 1994-1-1 6.6.5.2(3)	21.54													
Concrete curing period (propp removal or formwork removal)																							
Curing Period [Days]	12																						
β_{cc}	0.90																						
$f_{cm}(t)$	29.54																						
f_{ck} [MPa] - EN 1994-1-1 6.6.5.2(3)	21.54																						
<p>Notas: É aconselhável que a cofragem não seja retirada até o betão atingir um resistência à compressão de 20MPa. Esta condição evita que se danifique o betão parcialmente endurecido.</p> <p>A EN1994-1-1 6.6.5.2(3) indica que, durante a fase de execução, não se deve impor deformações na conexão até que o betão tenha atingido uma resistência cilíndrica de pelo menos 20 MPa.</p>																							
<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Concrete properties to calculations</td> </tr> <tr> <td>γ_c</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>$f_{ck,cube,calc}$ [MPa]</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>$f_{cm,calc}$ [MPa]</td> <td>33</td> </tr> <tr> <td>$f_{ck,calc}$ [MPa]</td> <td>25</td> </tr> <tr> <td>$f_{ctm,calc}$ [MPa]</td> <td>2.600</td> </tr> <tr> <td>$f_{td,composite}$ [MPa]</td> <td>14.17</td> </tr> <tr> <td>$E_{cm,calc}$ [GPa]</td> <td>31.00</td> </tr> <tr> <td>$E_{cm,dynamic}$ [GPa]</td> <td>34.10</td> </tr> <tr> <td>Concrete density [kN/m³]</td> <td>25.00</td> </tr> </table>	Concrete properties to calculations		γ_c	1.5	$f_{ck,cube,calc}$ [MPa]	30	$f_{cm,calc}$ [MPa]	33	$f_{ck,calc}$ [MPa]	25	$f_{ctm,calc}$ [MPa]	2.600	$f_{td,composite}$ [MPa]	14.17	$E_{cm,calc}$ [GPa]	31.00	$E_{cm,dynamic}$ [GPa]	34.10	Concrete density [kN/m ³]	25.00	<p>Override</p>		
Concrete properties to calculations																							
γ_c	1.5																						
$f_{ck,cube,calc}$ [MPa]	30																						
$f_{cm,calc}$ [MPa]	33																						
$f_{ck,calc}$ [MPa]	25																						
$f_{ctm,calc}$ [MPa]	2.600																						
$f_{td,composite}$ [MPa]	14.17																						
$E_{cm,calc}$ [GPa]	31.00																						
$E_{cm,dynamic}$ [GPa]	34.10																						
Concrete density [kN/m ³]	25.00																						
	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Standard Concrete</td> </tr> <tr> <td>Class</td> <td>C25/30</td> </tr> <tr> <td>Concrete density [kg/m³]</td> <td>2500</td> </tr> <tr> <td>f_{ck} [MPa]</td> <td>25</td> </tr> <tr> <td>$f_{ck,min,EN1992}$ [MPa]</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>$f_{ck,cube}$ [MPa]</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>f_{cm} [MPa]</td> <td>33</td> </tr> <tr> <td>f_{ctm} [MPa]</td> <td>-2.6</td> </tr> <tr> <td>$f_{ctk,0.05}$ [MPa]</td> <td>-1.8</td> </tr> <tr> <td>$f_{ctk,0.95}$ [MPa]</td> <td>-3.3</td> </tr> <tr> <td>E_{cm} [GPa]</td> <td>31</td> </tr> </table>	Standard Concrete		Class	C25/30	Concrete density [kg/m ³]	2500	f_{ck} [MPa]	25	$f_{ck,min,EN1992}$ [MPa]	20	$f_{ck,cube}$ [MPa]	30	f_{cm} [MPa]	33	f_{ctm} [MPa]	-2.6	$f_{ctk,0.05}$ [MPa]	-1.8	$f_{ctk,0.95}$ [MPa]	-3.3	E_{cm} [GPa]	31
Standard Concrete																							
Class	C25/30																						
Concrete density [kg/m ³]	2500																						
f_{ck} [MPa]	25																						
$f_{ck,min,EN1992}$ [MPa]	20																						
$f_{ck,cube}$ [MPa]	30																						
f_{cm} [MPa]	33																						
f_{ctm} [MPa]	-2.6																						
$f_{ctk,0.05}$ [MPa]	-1.8																						
$f_{ctk,0.95}$ [MPa]	-3.3																						
E_{cm} [GPa]	31																						

Aço:

3.2 Structural steel

t [mm]	t ₁ [mm]	t ₂ [mm]	t _w [mm]	t _{plate} [mm]
		24	24	20
Code	EN 10025-2	EN 10025-2	EN 10025-2	EN 10025-2
Steel Class	S355	S355	S355	S355
Steel Sub-class	JR	JR	JR	JR
Designation	S355JR	S355JR	S355JR	S355JR
t _{max, EN10025} [mm]	250	250	250	250
f _t [MPa]	355	355	355	355
Override - Steel Elements only	355	355	355	355
t _{max, EN1993-1-10} [mm]	35.00	35.00	35.00	35.00

T _{Ed} [°C]	0
Stress Level σ _{Ed} /f _y	0.75
E [GPa]	210
G [GPa]	80.796
α _m ⁰ [1/°C]	1.20E-05
γ _{M0}	1

$$T_{Ed} = T_{md} + \Delta T_r + \Delta T_o + \Delta T_R + \Delta T_k + \Delta T_{ef}$$

Nota: para o exemplo, de forma aos resultados serem diretamente comparáveis, não foram reduzidas as tensões de cedência de cada uma das chapas constituintes da secção transversal segunda a EN10025.

Geometria da viga:

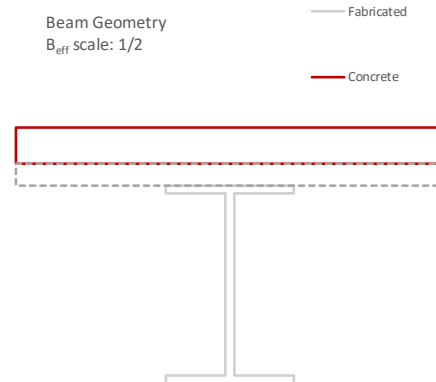
7) Composite beam geometry

Geometry	
h [m]	0.70800
h _w [m]	0.54800
h _c [m]	0.10000
h _{c,1} [m]	0.10000
h _{c,2} [m]	0.00000
b _{eff} [m]	2.00000
h _{solid concrete base} [m]	0.60800

Solid concrete - base level	
Solid concrete base level:	Above/leveled with profile
Position in steel profile:	Above/Leveled with profile
Solid concrete base level [m]	0.060

Concrete sub-components - y _{max,i}	
y _{max, top flange} [m]	0.0000
y _{max, top radius} [m]	0.0000
y _{max, web} [m]	0.0000
y _{max, bottom radius} [m]	0.0000
y _{max, bottom flange} [m]	0.0000
y _{max, plate} [m]	0.0000

Override



Geometria e propriedades do perfil metálico:

4) Steel Parts																																																																								
<table border="1"> <tr><td>Profile</td><td>Fabricated</td></tr> <tr><td>h [mm]</td><td>548</td></tr> <tr><td>t_w [mm]</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>b₁ [mm]</td><td>300</td></tr> <tr><td>t_{f,1} [mm]</td><td>24</td></tr> <tr><td>b₂ [mm]</td><td>300</td></tr> <tr><td>t_{f,2} [mm]</td><td>24</td></tr> <tr><td>r [mm]</td><td>0</td></tr> <tr><td>h_w [mm]</td><td>500</td></tr> <tr><td colspan="2">Plate under steel profile</td></tr> <tr><td>b_{plate} [mm]</td><td>0</td></tr> <tr><td>t_{plate} [mm]</td><td>0</td></tr> <tr><td colspan="2">Steel Profile Geometry</td></tr> <tr><td>h [m]</td><td>0.54800</td></tr> <tr><td>t_w [m]</td><td>0.02</td></tr> <tr><td>b₁ [m]</td><td>0.3</td></tr> <tr><td>t_{f,1} [m]</td><td>0.024</td></tr> <tr><td>b₂ [m]</td><td>0.3</td></tr> <tr><td>t_{f,2} [m]</td><td>0.024</td></tr> <tr><td>r [m]</td><td>0</td></tr> <tr><td>h_w [m]</td><td>0.50000</td></tr> <tr><td>h_{w,d} [m]</td><td>0.5</td></tr> <tr><td colspan="2">Plate under steel profile</td></tr> <tr><td>b_{plate} [m]</td><td>0.0000</td></tr> <tr><td>t_{plate} [m]</td><td>0.0000</td></tr> <tr><td>Plate Designation</td><td>PL 0x0</td></tr> <tr><td>Section Class</td><td>Class 1</td></tr> <tr><td>Analysis Type</td><td>Plastic Analysis</td></tr> <tr><td colspan="2">Aproximate rectangle to radius consideration</td></tr> <tr><td>b_{eq} [m]</td><td>0.000</td></tr> <tr><td>β</td><td>1.00</td></tr> <tr><td colspan="2">Find β</td></tr> <tr><td colspan="2">Partial safety factor</td></tr> <tr><td>Y_a</td><td>1</td></tr> </table>		Profile	Fabricated	h [mm]	548	t _w [mm]	20.0	b ₁ [mm]	300	t _{f,1} [mm]	24	b ₂ [mm]	300	t _{f,2} [mm]	24	r [mm]	0	h _w [mm]	500	Plate under steel profile		b _{plate} [mm]	0	t _{plate} [mm]	0	Steel Profile Geometry		h [m]	0.54800	t _w [m]	0.02	b ₁ [m]	0.3	t _{f,1} [m]	0.024	b ₂ [m]	0.3	t _{f,2} [m]	0.024	r [m]	0	h _w [m]	0.50000	h _{w,d} [m]	0.5	Plate under steel profile		b _{plate} [m]	0.0000	t _{plate} [m]	0.0000	Plate Designation	PL 0x0	Section Class	Class 1	Analysis Type	Plastic Analysis	Aproximate rectangle to radius consideration		b _{eq} [m]	0.000	β	1.00	Find β		Partial safety factor		Y _a	1			
Profile	Fabricated																																																																							
h [mm]	548																																																																							
t _w [mm]	20.0																																																																							
b ₁ [mm]	300																																																																							
t _{f,1} [mm]	24																																																																							
b ₂ [mm]	300																																																																							
t _{f,2} [mm]	24																																																																							
r [mm]	0																																																																							
h _w [mm]	500																																																																							
Plate under steel profile																																																																								
b _{plate} [mm]	0																																																																							
t _{plate} [mm]	0																																																																							
Steel Profile Geometry																																																																								
h [m]	0.54800																																																																							
t _w [m]	0.02																																																																							
b ₁ [m]	0.3																																																																							
t _{f,1} [m]	0.024																																																																							
b ₂ [m]	0.3																																																																							
t _{f,2} [m]	0.024																																																																							
r [m]	0																																																																							
h _w [m]	0.50000																																																																							
h _{w,d} [m]	0.5																																																																							
Plate under steel profile																																																																								
b _{plate} [m]	0.0000																																																																							
t _{plate} [m]	0.0000																																																																							
Plate Designation	PL 0x0																																																																							
Section Class	Class 1																																																																							
Analysis Type	Plastic Analysis																																																																							
Aproximate rectangle to radius consideration																																																																								
b _{eq} [m]	0.000																																																																							
β	1.00																																																																							
Find β																																																																								
Partial safety factor																																																																								
Y _a	1																																																																							
		Override	<table border="1"> <tr><td colspan="2">Steel element properties - Profile with(out) plate</td></tr> <tr><td>A [m²]</td><td>0.02440</td></tr> <tr><td>kg/m</td><td>191.54</td></tr> <tr><td>Z_{g.c.} [m]</td><td>0.274000</td></tr> <tr><td>Z_{s.c.} [m]</td><td>0.00000</td></tr> <tr><td>Z_{p.n.a} [m]</td><td>0.2740</td></tr> <tr><td colspan="2">Elastic Neutral Axis Position:</td></tr> <tr><td>I_y [m⁴]</td><td>1.1975E-03</td></tr> <tr><td>I_z [m⁴]</td><td>1.08E-04</td></tr> <tr><td>I_x [m⁴]</td><td>4.05E-06</td></tr> <tr><td>I_w [m⁶]</td><td>7.41E-06</td></tr> <tr><td>i_z [m]</td><td>0.00000</td></tr> <tr><td>y₁ [m]</td><td>0.2740</td></tr> <tr><td>y₂ [m]</td><td>0.2740</td></tr> <tr><td>W_{el,y,min} [m³]</td><td>4.37E-03</td></tr> <tr><td>W_{el,z} [m³]</td><td>7.22E-04</td></tr> <tr><td>f_{y,el,as rolled} [MPa]</td><td>355.000</td></tr> <tr><td>f_{y,el.CS - Case 1} [MPa]</td><td>355.000</td></tr> <tr><td>f_{y,el.CS - Case 2} [MPa]</td><td>355.000</td></tr> <tr><td>f_{y,el.z CS - Case 1} [MPa]</td><td>355.000</td></tr> <tr><td>f_{y,el.z CS - Case 2} [MPa]</td><td>355.000</td></tr> </table>	Steel element properties - Profile with(out) plate		A [m ²]	0.02440	kg/m	191.54	Z _{g.c.} [m]	0.274000	Z _{s.c.} [m]	0.00000	Z _{p.n.a} [m]	0.2740	Elastic Neutral Axis Position:		I _y [m ⁴]	1.1975E-03	I _z [m ⁴]	1.08E-04	I _x [m ⁴]	4.05E-06	I _w [m ⁶]	7.41E-06	i _z [m]	0.00000	y ₁ [m]	0.2740	y ₂ [m]	0.2740	W _{el,y,min} [m ³]	4.37E-03	W _{el,z} [m ³]	7.22E-04	f _{y,el,as rolled} [MPa]	355.000	f _{y,el.CS - Case 1} [MPa]	355.000	f _{y,el.CS - Case 2} [MPa]	355.000	f _{y,el.z CS - Case 1} [MPa]	355.000	f _{y,el.z CS - Case 2} [MPa]	355.000																											
Steel element properties - Profile with(out) plate																																																																								
A [m ²]	0.02440																																																																							
kg/m	191.54																																																																							
Z _{g.c.} [m]	0.274000																																																																							
Z _{s.c.} [m]	0.00000																																																																							
Z _{p.n.a} [m]	0.2740																																																																							
Elastic Neutral Axis Position:																																																																								
I _y [m ⁴]	1.1975E-03																																																																							
I _z [m ⁴]	1.08E-04																																																																							
I _x [m ⁴]	4.05E-06																																																																							
I _w [m ⁶]	7.41E-06																																																																							
i _z [m]	0.00000																																																																							
y ₁ [m]	0.2740																																																																							
y ₂ [m]	0.2740																																																																							
W _{el,y,min} [m ³]	4.37E-03																																																																							
W _{el,z} [m ³]	7.22E-04																																																																							
f _{y,el,as rolled} [MPa]	355.000																																																																							
f _{y,el.CS - Case 1} [MPa]	355.000																																																																							
f _{y,el.CS - Case 2} [MPa]	355.000																																																																							
f _{y,el.z CS - Case 1} [MPa]	355.000																																																																							
f _{y,el.z CS - Case 2} [MPa]	355.000																																																																							
			Override	<table border="1"> <tr><td colspan="2">Composite stage</td></tr> <tr><td>f_{yd,b1} [MPa]</td><td>355.00</td></tr> <tr><td>f_{yd,b2} [MPa]</td><td>355.00</td></tr> <tr><td>f_{yd,w} [MPa]</td><td>355.00</td></tr> <tr><td>f_{yd,r} [MPa]</td><td>355.00</td></tr> <tr><td>F_{yd,plate} [MPa]</td><td>355.00</td></tr> <tr><td>F_{b1} [kN]</td><td>2556.00</td></tr> <tr><td>F_{b2} [kN]</td><td>2556.00</td></tr> <tr><td>F_{plate} [kN]</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>F_{w,d} + 2 x F_r [kN]</td><td>3550.00</td></tr> <tr><td>f_{yd,eq} [MPa]</td><td>355.00</td></tr> <tr><td>M_{ply,rd,steel} [kNm]</td><td>1783.09</td></tr> </table>	Composite stage		f _{yd,b1} [MPa]	355.00	f _{yd,b2} [MPa]	355.00	f _{yd,w} [MPa]	355.00	f _{yd,r} [MPa]	355.00	F _{yd,plate} [MPa]	355.00	F _{b1} [kN]	2556.00	F _{b2} [kN]	2556.00	F _{plate} [kN]	0.00	F _{w,d} + 2 x F _r [kN]	3550.00	f _{yd,eq} [MPa]	355.00	M _{ply,rd,steel} [kNm]	1783.09																																												
Composite stage																																																																								
f _{yd,b1} [MPa]	355.00																																																																							
f _{yd,b2} [MPa]	355.00																																																																							
f _{yd,w} [MPa]	355.00																																																																							
f _{yd,r} [MPa]	355.00																																																																							
F _{yd,plate} [MPa]	355.00																																																																							
F _{b1} [kN]	2556.00																																																																							
F _{b2} [kN]	2556.00																																																																							
F _{plate} [kN]	0.00																																																																							
F _{w,d} + 2 x F _r [kN]	3550.00																																																																							
f _{yd,eq} [MPa]	355.00																																																																							
M _{ply,rd,steel} [kNm]	1783.09																																																																							
				<table border="1"> <tr><td colspan="2">Top flange Class</td></tr> <tr><td>ε</td><td>0.814</td></tr> <tr><td>t_{f,1} [m]</td><td>24</td></tr> <tr><td>c [mm]</td><td>140</td></tr> <tr><td>c/t</td><td>5.83</td></tr> <tr><td>Class</td><td>Class 1</td></tr> <tr><td colspan="2">Bottom flange Class</td></tr> <tr><td>ε</td><td>0.814</td></tr> <tr><td>t_{f,2} [m]</td><td>24</td></tr> <tr><td>c [mm]</td><td>140</td></tr> <tr><td>c/t</td><td>5.83</td></tr> <tr><td>Class</td><td>Class 1</td></tr> <tr><td colspan="2">Base Plate Class</td></tr> <tr><td>ε</td><td>0.814</td></tr> <tr><td>t_{plate} [m]</td><td>-</td></tr> <tr><td>c [mm]</td><td>-</td></tr> <tr><td>c/t</td><td>-</td></tr> <tr><td>Class</td><td>-</td></tr> <tr><td colspan="2">Web in bending Class - Plastic Analysis</td></tr> <tr><td>ε</td><td>0.814</td></tr> <tr><td>t_w [mm]</td><td>20</td></tr> <tr><td>c [mm]</td><td>500</td></tr> <tr><td>c/t</td><td>25.00</td></tr> <tr><td>Z_{p.n.a} [m]</td><td>0.274</td></tr> <tr><td>α</td><td>0.500</td></tr> <tr><td>Class</td><td>Class 1</td></tr> <tr><td colspan="2">Web in bending Class - Elastic Analysis</td></tr> <tr><td>t_w [mm]</td><td>20</td></tr> <tr><td>c [mm]</td><td>5</td></tr> <tr><td>c/t</td><td>0.25</td></tr> <tr><td>Z_{e.n.a.} [m]</td><td>0.274</td></tr> <tr><td>ψ_{Web}</td><td>-1.000</td></tr> <tr><td>c/t</td><td>25.00</td></tr> <tr><td>Classe</td><td>Class 3</td></tr> </table>	Top flange Class		ε	0.814	t _{f,1} [m]	24	c [mm]	140	c/t	5.83	Class	Class 1	Bottom flange Class		ε	0.814	t _{f,2} [m]	24	c [mm]	140	c/t	5.83	Class	Class 1	Base Plate Class		ε	0.814	t _{plate} [m]	-	c [mm]	-	c/t	-	Class	-	Web in bending Class - Plastic Analysis		ε	0.814	t _w [mm]	20	c [mm]	500	c/t	25.00	Z _{p.n.a} [m]	0.274	α	0.500	Class	Class 1	Web in bending Class - Elastic Analysis		t _w [mm]	20	c [mm]	5	c/t	0.25	Z _{e.n.a.} [m]	0.274	ψ _{Web}	-1.000	c/t	25.00	Classe	Class 3
Top flange Class																																																																								
ε	0.814																																																																							
t _{f,1} [m]	24																																																																							
c [mm]	140																																																																							
c/t	5.83																																																																							
Class	Class 1																																																																							
Bottom flange Class																																																																								
ε	0.814																																																																							
t _{f,2} [m]	24																																																																							
c [mm]	140																																																																							
c/t	5.83																																																																							
Class	Class 1																																																																							
Base Plate Class																																																																								
ε	0.814																																																																							
t _{plate} [m]	-																																																																							
c [mm]	-																																																																							
c/t	-																																																																							
Class	-																																																																							
Web in bending Class - Plastic Analysis																																																																								
ε	0.814																																																																							
t _w [mm]	20																																																																							
c [mm]	500																																																																							
c/t	25.00																																																																							
Z _{p.n.a} [m]	0.274																																																																							
α	0.500																																																																							
Class	Class 1																																																																							
Web in bending Class - Elastic Analysis																																																																								
t _w [mm]	20																																																																							
c [mm]	5																																																																							
c/t	0.25																																																																							
Z _{e.n.a.} [m]	0.274																																																																							
ψ _{Web}	-1.000																																																																							
c/t	25.00																																																																							
Classe	Class 3																																																																							

Momento plástico resistente:

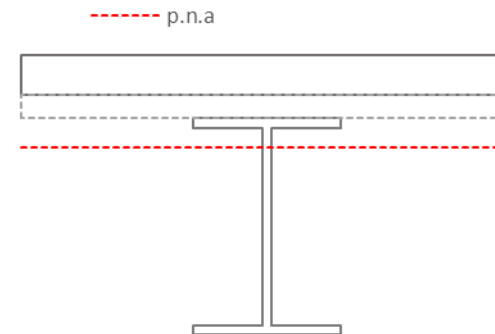
4 - Plastic neutral axis in the web

Component	F [kN]	Zi [m]	FixZi [kNm]
F _{c1} [kN]	-2833.33	0.6580	-1864.33
F _{c2} [kN]	0.00	0.6080	0.00
F _{b1} [kN]	-2556.00	0.5360	-1370.02
F _{r1} [kN]	0.00	0.5240	0.00
F _{wd,c} [kN]	-358.33	0.4988	-178.72
F _{wd,t} [kN]	3191.67	0.2488	793.98
F _{r2} [kN]	0.00	0.0240	0.00
F _{b2} [kN]	2556.00	0.0120	30.67
F _{plate} [kN]	0.00	0.0000	0.00
F _{AS} [kN]	0.00	0.0740	0.00

2588.43 kNm

Z [m]	0.4735
y _{max web} [m]	0.0000
x ₀ [m]	0.0170
y _{calc. web} [m]	0.0000
X _{calc.} [m]	0.0505
X _{max} [m]	0.5000
Condition	OK
Compressions	-5747.67
Tensions	5747.67
Δ	0.00
Section Equilibrium	OK

Beam Geometry - Full shear connection



Valor obtido segundo a referência: 2588.20 kNm

Exemplo 2: viga convencional em conexão parcial

Referência de exemplo de validação: (Calado e Santos, 2010)

Momento plástico resistente em conexão parcial: perfil PRS, laje maciça de altura $h=150\text{mm}$, $b_{\text{eff}}=2\text{m}$; Aço S355; Betão C30/37; $\eta=0.7$

Nota: a escolha dos materiais foi efetuada de forma análoga ao exemplo anterior pelo que se omite a sua apresentação.

Geometria da viga:

7) Composite beam geometry

Geometry	
h [m]	0.69000
h _s [m]	0.54000
h _c [m]	0.15000
h _{c,1} [m]	0.15000
h _{c,2} [m]	0.00000
b _{eff} [m]	2.00000
h _{solid concrete base} [m]	0.54000

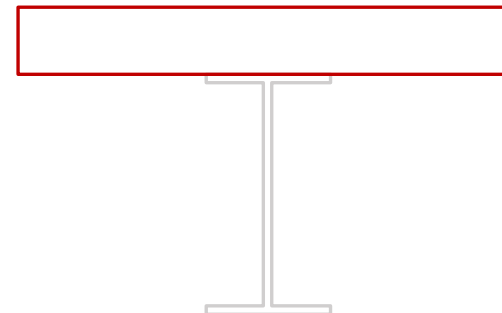
Solid concrete - base level	
Solid concrete base level:	Above/leveled with profile
Position in steel profile:	Above/Leveled with profile
Solid concrete base level [m]	0.000

Concrete sub-components - y _{max,i}	
y _{max, top flange} [m]	0.0000
y _{max, top radius} [m]	0.0000
y _{max, web} [m]	0.0000
y _{max, bottom radius} [m]	0.0000
y _{max, bottom flange} [m]	0.0000
y _{max, plate} [m]	0.0000

Override

Beam Geometry
B_{eff} scale: 1/2

— Fabricated
— Concrete



Geometria e propriedades do perfil metálico:

4) Steel Parts				
Profile		Fabricated		
h [mm]	540			
t _w [mm]	16.0			
b ₁ [mm]	250			
t ₁ [mm]	20			
b ₂ [mm]	250			
t ₂ [mm]	20			
r [mm]	0			
h _w [mm]	500			
Plate under steel profile				
b _{plate} [mm]	0			
t _{plate} [mm]	0			
Steel Profile Geometry				
h [m]	0.54000			
t _w [m]	0.016			
b ₁ [m]	0.25			
t ₁ [m]	0.02			
b ₂ [m]	0.25			
t ₂ [m]	0.02			
r [m]	0			
h _w [m]	0.50000			
h _{w,d} [m]	0.5			
Plate under steel profile				
b _{plate} [m]	0.0000			
t _{plate} [m]	0.0000			
Plate Designation		PL 0x0		
Section Class		Class 1		
Analysis Type		Plastic Analysis		
Aproximate rectangle to radius consideration				
b _{eq} [m]	0.000			
β	1.00			
Find β				
Partial safety factor				
Y _a	1			
Steel element properties - Profile with(out) plate				
A [m ²]	0.01800			
kg/m	141.30			
Z _{g.c.} [m]	0.270000			
Z _{a.c.} [m]	0.00000			
Z _{p.n.a} [m]	0.2700			
Elastic Neutral Axis Position:		Web		
I _y [m ⁴]	8.4300E-04			
I _z [m ⁴]	5.23E-05			
I _x [m ⁴]	1.99E-06			
I _w [m ⁶]	3.52E-06			
β _z [m]	0.00000			
y ₁ [m]	0.2700			
y ₂ [m]	0.2700			
W _{el,y,min} [m ³]	3.12E-03			
W _{el,z} [m ³]	4.18E-04			
f _{y,el,asrolled} [MPa]	355.000			
f _{y,el,CS - Case 1} [MPa]	355.000			
f _{y,el,CS - Case 2} [MPa]	355.000			
f _{y,el,z CS - Case 1} [MPa]	355.000			
f _{y,el,z CS - Case 2} [MPa]	355.000			
Composite stage				
f _{yd,b1} [MPa]	355.00			
f _{yd,b2} [MPa]	355.00			
f _{yd,w} [MPa]	355.00			
f _{yd,r} [MPa]	355.00			
F _{yd,plate} [MPa]	355.00			
F _{b1} [kN]	1775.00			
F _{b2} [kN]	1775.00			
F _{plate} [kN]	0.00			
F _{w,d} + 2 x F _r [kN]	2840.00			
f _{yd,eq} [MPa]	355.00			
M _{ply,rd,steel} [kNm]	1278.00			
Top flange Class				
ε	0.814			
t ₁ [m]	20			
c [mm]	117			
c/t	5.85			
Class	Class 1			
Bottom flange Class				
ε	0.814			
t ₂ [m]	20			
c [mm]	117			
c/t	5.85			
Class	Class 1			
Base Plate Class				
ε	0.814			
t _{plate} [m]	-			
c [mm]	-			
c/t	-			
Class	-			
Web in bending Class - Plastic Analysis				
ε	0.814			
t _w [mm]	16			
c [mm]	500			
c/t	31.25			
Z _{p.n.a} [m]	0.270			
α	0.500			
Class	Class 1			
Web in bending Class - Elastic Analysis				
t _w [mm]	16			
c [mm]	5			
c/t	0.31			
Z _{a.n.a} [m]	0.270			
ψ _{Web}	-1.000			
c/t	31.25			
Classe	Class 3			

Momento plástico resistente em conexão parcial e total:

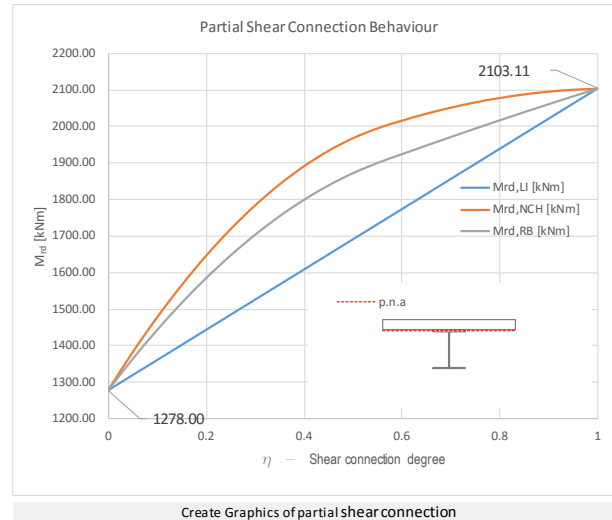
7) Partial Shear Connection

Bending Resistance [kNm]	
Full Shear Connection	2103.11
Reduced effective breadth	1970.65
New concrete high	2050.97
Linear interaction curve	1855.58

$M_{pl,steel}$ [kNm]	1278.00
$2.5xM_{pl,steel}$ [kNm]	3195.00
$M_{pl,i,j=1}$ [kNm]	2103.11
η_{calc}	0.700
Methodology to M_{calc}	New concrete high

Bending Resistance to partial shear connection - EN 1994-1-1 (X=3 m)	
M_{ed} [kNm]	378.90
$M_{ed,calc}$ [kNm]	2050.97
Position 2 - Plastic neutral axis in the top flange of the steel section	

Δ to Full Shear Connection	Δ (%)
Reduced effective breadth	6.30%
New concrete high	2.48%
Linear interaction curve	11.77%



η	$M_{rd,LI}$ [kNm]	$M_{rd,NCH}$ [kNm]	$M_{rd,RE}$ [kNm]	Δ (%) - LI - RCH	Δ (%) - LI - RB
0	1278.00	1278.00	1278.00	0.00%	0.00%
0.05	1319.26	1381.28	1363.11	4.70%	3.32%
0.1	1360.51	1476.93	1442.50	8.56%	6.03%
0.15	1401.77	1564.94	1516.17	11.64%	8.16%
0.2	1443.02	1645.31	1584.11	14.02%	9.78%
0.25	1484.28	1718.04	1646.32	15.75%	10.92%
0.3	1525.53	1783.14	1702.82	16.89%	11.62%
0.35	1566.79	1840.60	1753.59	17.48%	11.92%
0.4	1608.04	1890.43	1798.63	17.56%	11.85%
0.45	1649.30	1932.62	1837.95	17.18%	11.44%
0.5	1690.56	1967.17	1871.55	16.36%	10.71%
0.55	1731.81	1994.09	1899.42	15.14%	9.68%
0.6	1773.07	2015.36	1923.56	13.67%	8.49%
0.65	1814.32	2034.31	1947.29	12.12%	7.33%
0.7	1855.58	2050.97	1970.65	10.53%	6.20%
0.75	1896.83	2065.36	1993.64	8.88%	5.10%
0.8	1938.09	2077.47	2016.27	7.19%	4.03%
0.85	1979.35	2087.30	2038.53	5.45%	2.99%
0.9	2020.60	2094.85	2060.42	3.67%	1.97%
0.95	2061.86	2100.12	2081.95	1.86%	0.97%
1	2103.11	2103.11	2103.11	0.00%	0.00%

Na figura acima são apresentadas 3 curvas de comportamento da secção mista em conexão parcial: metodologia onde é definida uma nova altura de betão (a laranja), aproximação linear entre a resistência do perfil metálico e resistência em conexão total (a azul), e metodologia onde o b_{eff} é reduzido consoante o grau de conexão (a cinza). No exemplo da referencia de validação foi utilizada a curva laranja, sendo que para essa metodologia e para o grau de conexão de 0.7, o momento plástico resistente obtido pela ferramenta de cálculo é de **2050.97 kNm**. Da análise é possível referir que o recurso à abordagem mais complexa (a laranja), em comparação com a abordagem linear (a azul) permitiu um aumento de resistência na ordem de 10% da secção. A abordagem com redução do b_{eff} é um pouco mais conservadora, permitindo um incremento de resistência à flexão na ordem dos 6%. Por fim, pode-se concluir que as abordagens mais complexas fornecem um maior incremento na resistência da secção à flexão para grau de conexão baixos.

Valor obtido segundo a referencia: 2051.00 kNm

Exemplo 3: viga convencional em conexão parcial, com calculo da conexão de corte

Referência de exemplo de validação: (Dujmović *et al.*, 2015)

Momento plástico resistente em conexão parcial: perfil IPE450, vão 11m, laje de altura $h=150\text{mm}$ com placas de betão pré fabricado de 50mm; $b_{eff}=2.75\text{m}$; Aço S355; Betão C25/30; conetores $\text{Ø}22h=125\text{mm}$, //183mm.

Geometria da viga:

7) Composite beam geometry

Geometry	
h [m]	0.61000
h_s [m]	0.45000
h_c [m]	0.11000
$h_{c,1}$ [m]	0.11000
$h_{c,2}$ [m]	0.00000
b_{eff} [m]	2.75000
$h_{solid\ concrete\ base}$ [m]	0.50000

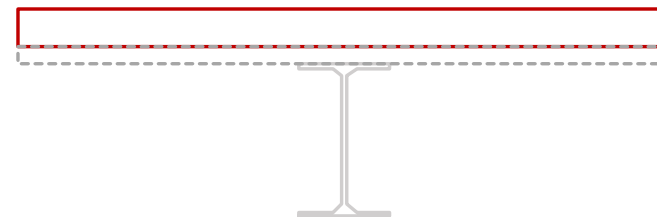
Solid concrete - base level	
Solid concrete base level:	Above/leveled with profile
Position in steel profile:	Above/Leveled with profile
Solid concrete base level [m]	0.050

Concrete sub-components - $y_{max,i}$	
$y_{max, top\ flange}$ [m]	0.0000
$y_{max, top\ radius}$ [m]	0.0000
$y_{max, web}$ [m]	0.0000
$y_{max, bottom\ radius}$ [m]	0.0000
$y_{max, bottom\ flange}$ [m]	0.0000
$y_{max, plate}$ [m]	0.0000

Override

Beam Geometry
 B_{eff} scale: 1/2

— IPE 450
— Concrete



Geometria e propriedades do perfil metálico:

4) Steel Parts

Profile	IPe 450
h [mm]	540
t _w [mm]	16.0
b ₁ [mm]	250
t _{r,1} [mm]	20
b ₂ [mm]	250
t _{r,2} [mm]	20
r [mm]	0
h _w [mm]	500
Plate under steel profile	
b _{plate} [mm]	0
t _{plate} [mm]	0
Steel Profile Geometry	
h [m]	0.45000
t _w [m]	0.0094
b ₁ [m]	0.19
t _{r,1} [m]	0.0146
b ₂ [m]	0.19
t _{r,2} [m]	0.0146
r [m]	0.021
h _w [m]	0.42080
h _{w,d} [m]	0.3788
Plate under steel profile	
b _{plate} [m]	0.0000
t _{plate} [m]	0.0000
Plate Designation	PL 0x0
Section Class	Class 1
Analysis Type	Plastic Analysis
Approximate rectangle to radius consideration	
b _{eq} [m]	0.005
β	1.00
Find β	
Partial safety factor	
Y _a	1

Override

Steel element properties - Profile with(out) plate	
A [m ²]	0.00988
kg/m	77.57
Z _{g.c.} [m]	0.225000
Z _{s.c.} [m]	0.00000
Z _{p.n.a} [m]	0.2250
Elastic Neutral Axis Position:	
Web	
I _y [m ⁴]	3.3743E-04
I _z [m ⁴]	1.68E-05
I _x [m ⁴]	6.62E-07
I _w [m ⁶]	7.91E-07
i _z [m]	0.00000
y ₁ [m]	0.2250
y ₂ [m]	0.2250
W _{el,y,min} [m ³]	1.50E-03
W _{el,z} [m ³]	1.76E-04
f _{y,el,as rolled} [MPa]	355.000
f _{y,el,CS - Case 1} [MPa]	355.000
f _{y,el,CS - Case 2} [MPa]	355.000
f _{y,el,z,CS - Case 1} [MPa]	355.000
f _{y,el,z,CS - Case 2} [MPa]	355.000

Override

Composite stage	
f _{yd,b1} [MPa]	355.00
f _{yd,b2} [MPa]	355.00
f _{yd,w} [MPa]	355.00
f _{yd,r} [MPa]	355.00
F _{yd,plate} [MPa]	355.00
F _{b1} [kN]	984.77
F _{b2} [kN]	984.77
F _{plate} [kN]	0.00
F _{wd + 2 x F_r} [kN]	1538.60
f _{yd,eq} [MPa]	355.00
M _{pl,y,rd,steel} [kNm]	603.36

Top flange Class	
ε	0.814
t _{r,1} [m]	14.6
c [mm]	69.3
c/t	4.75
Class	Class 1
Bottom flange Class	
ε	0.814
t _{r,2} [m]	14.6
c [mm]	69.3
c/t	4.75
Class	Class 1
Base Plate Class	
ε	0.814
t _{plate} [m]	-
c [mm]	-
c/t	-
Class	-
Web in bending Class - Plastic Analysis	
ε	0.814
t _w [mm]	9.4
c [mm]	379
c/t	40.30
Z _{p.n.a} [m]	0.225
α	0.500
Class	Class 1
Web in bending Class - Elastic Analysis	
t _w [mm]	9.4
c [mm]	4
c/t	0.40
Z _{e.n.a} [m]	0.225
ψ _{web}	-1.000
c/t	40.30
Classe	Class 3

Solução e verificações da conexão de corte:

5.2) Shear Connection

5.2.1) Shear connection - standard Studs in Conventional position

Shear Connection to Sagging Bending Moment	
Studs - KÖCO SD DIN EN ISO 13918	
f_t [MPa]	450
Conector	22x125
$d = \varnothing d_1$ [mm]	22
$\varnothing d_5$ [mm]	35
$\varnothing d_3$ [mm]	29
$h_{sc} = l_2$ [mm]	125
h_3 [mm]	10
h_4 [mm]	6
Mass [kg/uni.]	0.434

Override

Shear Connection Geometry	
Studs Number/section	1
a [mm]	36
Studs Application	Workshop
Studs Fixing	No contact with Steel Sheet
Steel Sheet	Discontinuous
Slab type	Composite
Ribs orientation	Parallel
Longitudinal Spacing [mm]	183
Transversal Spacing [mm]	95
L_e [m]	11.00
Studs applied	60.0

Minimum Degree of shear connection - EN 1994-1-1 6.6.1.2	
Case 1 - Symmetric Sections	
η - Minimum Degree	0.580
Caso 2 - Asymmetric Sections (flanges relation $\leq 1/3$)	
F_{b1} [kN]	985
$F_{b2} + F_{plate}$ [kN]	985
R_{max}/R_{min}	1.000
$F_{b,max}/F_{b,min} \leq 3$ - EN 1994-1-1, 6.6.1.2	OK!
η - Minimum - $F_{b,max}/F_{b,min} = 3$	0.87
η - Interpolation	0.58

Studs Resistance - EN 1994-1-1.6.3.1	
$h_{sc,calc}$ [m] - EN 1994-1-1 6.6.4.1 (2)	125
K_f	1.000
$K_{f,max}$	0.750
K_f	1.00
$P_{Rd,s}$ [kN]	109.48
α	1.000
$P_{Rd,c}$ [kN]	98.85
P_{rd} [kN]	98.85

Degree of shear connection	
R_c [kN] - Concrete	3508.14
R_s [kN] - Steel	3508.14
$F_{c,s}$ [kN]	3508.14
Studs to full shear connection	71
η - Real Degree of Shear connection	0.85
η - Shear connection	0.85
η_{min} - EN 1994-1-1, 6.6.1.2	OK!

Code Spacings Limits: EN 1994-1-1, 6.6.5.5 e 6.6.5.7	
Longitudinal Spacing	
Maximum [mm]	800
Min. EN 1994-1-1 6.6.5.7 (4) [mm]	110
Flange edge distances	
Max. EN 1994-1-1 6.6.5.5 (2) [mm]	95
Min. EN 1994-1-1 6.6.5.6 (2) [mm]	20
Transversal spacing between studs	
Min. EN 1994-1-1 6.6.5.7 (4) [mm]	88

Spacings	
b_s [mm]	205
b_1 [mm]	190
Longitudinal Spacing [mm]	183
Longitudinal // - EN 1994-1-1, 6.6.5.5	OK!
Transversal Spacing [mm]	95
Flange edge distance [mm]	95
Transversal // - EN 1994-1-1, 6.6.5.5	OK!

Geometry/Construction requirements: EN 1994-1-1	
$h_{sc,min}$ - EN 1994-1-1 6.6.5.7	OK!
\varnothing_{lm} - EN 1994-1-1, 6.6.5.7 (5)	OK!
EN 1994-1-1 6.6.5.7 (2)	OK!
En 1994-1-1 (2)	OK!
Covering: EN 1994-1-1, 6.6.5.2 (2)	OK!
$\varnothing_{max}/\varnothing_{min}$ - EN 1994-1-1, 6.6.4.2 (3)	OK
EN 1994-1-1, 6.6.5.8 (1)	OK!
Minimum edge slab breadth [mm]	132
$\varnothing_{min, U}$ [mm]	11

Valores obtidos segundo a referência: $P_{rd} = 98.90kN$; $\eta_{min} = 0.58$; $\eta = 0.85$

Momento plástico resistente em conexão parcial e total:

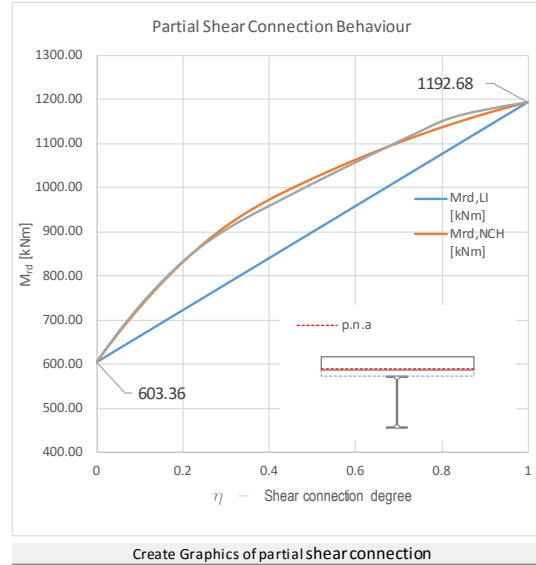
7) Partial Shear Connection

Bending Resistance [kNm]	
Full Shear Connection	1192.68
Reduced effective breadth	1164.81
New concrete high	1151.29
Linear interaction curve	1104.28

$M_{pl,steel}$ [kNm]	603.36
$2.5 \times M_{pl,steel}$ [kNm]	1508.39
$M_{pl,\eta=1}$ [kNm]	1192.68
η_{calc}	0.85
Methodology to $M_{rd,pl,calc}$	New concrete high

Bending Resistance to partial shear connection - EN1994-1-1 (X=5.5 m)	
M_{ed} [kNm]	613.80
$M_{rd,\eta,calc}$ [kNm]	1151.29
Position 2 - Plastic neutral axis in the top flange of the steel section	

Δ to Full Shear Connection	Δ (%)
Reduced effective breadth	2.34%
New concrete high	3.47%
Linear interaction curve	7.41%



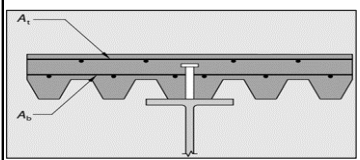
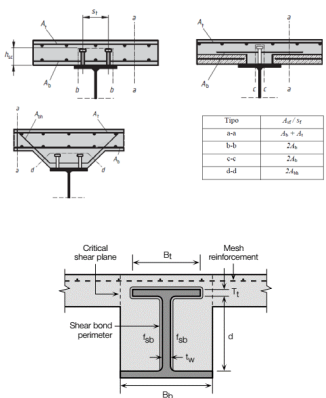
η	$M_{rd,LI}$ [kNm]	$M_{rd,NCH}$ [kNm]	$M_{rd,RB}$ [kNm]	Δ (%) - LI - RCH	Δ (%) - LI - RB
0	603.36	603.36	603.36	0.00%	0.00%
0.05	632.82	668.19	670.63	5.59%	5.97%
0.1	662.29	727.62	731.02	9.86%	10.38%
0.15	691.75	781.65	784.53	13.00%	13.41%
0.2	721.22	830.28	831.16	15.12%	15.24%
0.25	750.69	873.52	870.91	16.36%	16.02%
0.3	780.15	911.35	903.80	16.82%	15.85%
0.35	809.62	943.78	931.82	16.57%	15.09%
0.4	839.09	971.53	957.39	15.78%	14.10%
0.45	868.55	996.13	982.57	14.69%	13.13%
0.5	898.02	1019.09	1007.41	13.48%	12.18%
0.55	927.49	1041.03	1031.90	12.24%	11.26%
0.6	956.95	1061.95	1056.06	10.97%	10.36%
0.65	986.42	1081.86	1079.88	9.68%	9.47%
0.7	1015.88	1100.74	1103.35	8.35%	8.61%
0.75	1045.35	1118.61	1126.49	7.01%	7.76%
0.8	1074.82	1135.46	1149.28	5.64%	6.93%
0.85	1104.28	1151.29	1164.81	4.26%	5.48%
0.9	1133.75	1166.11	1175.13	2.85%	3.65%
0.95	1163.22	1179.90	1184.37	1.43%	1.82%
1	1192.68	1192.68	1192.68	0.00%	0.00%

Para $\eta=0.85$ o valor obtido para o $M_{pl,rd}$ é de 1151.29 kNm, sendo que em conexão total, a resistência plástica à flexão é de 1192.68 kNm.

Valores obtidos segundo a referência: $M_{pl,rd,\eta=0.85}=1150$ kNm, $M_{pl,rd,\eta=1}=1193$ kNm.

Corte longitudinal:

6) Longitudinal Shear

<p style="text-align: center;">Slab Rebars</p>  <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>A₁ - A_{tension, superior, ribs direction}</td> <td style="text-align: right;">None</td> </tr> <tr> <td>Ribs Direction [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">0.00</td> </tr> <tr> <td>Perpendicular to Ribs [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">0.00</td> </tr> <tr> <td>A₁ - A_{distribution, superior, transverse}</td> <td style="text-align: right;">None</td> </tr> <tr> <td>Ribs Direction [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">0.00</td> </tr> <tr> <td>Perpendicular to Ribs [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">0.00</td> </tr> <tr> <td>A₂ - A_{inferior, longitudinal}</td> <td style="text-align: right;">Ø8/15</td> </tr> <tr> <td>Ribs Direction [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">3.35</td> </tr> <tr> <td>Perpendicular to Ribs [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">0.00</td> </tr> <tr> <td>A₂ - A_{inferior, transverse}</td> <td style="text-align: right;">Ø8/15</td> </tr> <tr> <td>Ribs Direction [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">0.00</td> </tr> <tr> <td>Perpendicular to Ribs [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">3.35</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Steel Rebars in the Slab</td> </tr> <tr> <td>Longitudinal, ribs direction [cm²]</td> <td style="text-align: right;">3.35</td> </tr> <tr> <td>Transverse direction [cm²]</td> <td style="text-align: right;">3.35</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Steel Sheet Contribution</td> </tr> <tr> <td>A_{ps}^{req} - EN 1994 6.6.6.4</td> <td style="text-align: right;">0.00</td> </tr> <tr> <td>d_{so} [mm]</td> <td style="text-align: right;">24.20</td> </tr> <tr> <td>a [mm]</td> <td style="text-align: right;">35.63</td> </tr> <tr> <td>k_φ</td> <td style="text-align: right;">2.47</td> </tr> <tr> <td>t [mm]</td> <td style="text-align: right;">0.7</td> </tr> <tr> <td>P_{Rd, Rd, sheet} [kN]</td> <td style="text-align: right;">13.40</td> </tr> <tr> <td>P_{Rd, Rd, sheet/s} [kN/m]</td> <td style="text-align: right;">0.00</td> </tr> <tr> <td>Steel Sheet do Longitudinal Shear?</td> <td style="text-align: right;">No</td> </tr> </table>	A₁ - A_{tension, superior, ribs direction}	None	Ribs Direction [cm ² /m]	0.00	Perpendicular to Ribs [cm ² /m]	0.00	A₁ - A_{distribution, superior, transverse}	None	Ribs Direction [cm ² /m]	0.00	Perpendicular to Ribs [cm ² /m]	0.00	A₂ - A_{inferior, longitudinal}	Ø8/15	Ribs Direction [cm ² /m]	3.35	Perpendicular to Ribs [cm ² /m]	0.00	A₂ - A_{inferior, transverse}	Ø8/15	Ribs Direction [cm ² /m]	0.00	Perpendicular to Ribs [cm ² /m]	3.35	Steel Rebars in the Slab		Longitudinal, ribs direction [cm ²]	3.35	Transverse direction [cm ²]	3.35	Steel Sheet Contribution		A _{ps} ^{req} - EN 1994 6.6.6.4	0.00	d _{so} [mm]	24.20	a [mm]	35.63	k _φ	2.47	t [mm]	0.7	P _{Rd, Rd, sheet} [kN]	13.40	P _{Rd, Rd, sheet/s} [kN/m]	0.00	Steel Sheet do Longitudinal Shear?	No	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Shear force to calculations</td> </tr> <tr> <td>Reduce degree of shear connection in:</td> <td style="text-align: right;">0.00%</td> </tr> <tr> <td>F_{sd} [kN]</td> <td style="text-align: right;">2981.92</td> </tr> <tr> <td>rs</td> <td style="text-align: right;">0.86</td> </tr> <tr> <td>V_{L, ed, slim-floor} [kN/m]</td> <td style="text-align: right;">542.17</td> </tr> <tr> <td>V_{L, Ed, Conventional} [kN/m]</td> <td style="text-align: right;">542.17</td> </tr> <tr> <td>V_{L, Ed, 1} [kN/m]</td> <td style="text-align: right;">542.17</td> </tr> <tr> <td>Shear flow distribution to flange edge?</td> <td style="text-align: right;">No</td> </tr> <tr> <td>V_{L, Ed, 1, cat.} [kN/m]</td> <td style="text-align: right;">542.17</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Find Shear Degree</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Additional Rebars to shear plane A-A'</td> </tr> <tr> <td>A_{Additional, Longitudinal Shear, A-A'}</td> <td style="text-align: right;">None</td> </tr> <tr> <td>A_{Additional to longitudinal shear} [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">0.00</td> </tr> <tr> <td>A_{s, Longitudinal Shear, A-A'} [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">3.351</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Additional Rebars to shear plane B-B' or C-C'</td> </tr> <tr> <td>A_{Additional, Longitudinal Shear, B-B' or C-C'}</td> <td style="text-align: right;">None</td> </tr> <tr> <td>A_{Additional to longitudinal shear} [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">0.00</td> </tr> <tr> <td>A_{s, Longitudinal Shear, B-B' or C-C'} [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">6.702</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">A_{s, min} Required by the code - EN 1994-1-1 9.2.1 (4)</td> </tr> <tr> <td>A_{s, min, longitudinal} [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">0.80</td> </tr> <tr> <td>A_{s, min, transverse} [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">0.80</td> </tr> <tr> <td>A_{s, longitudinal} [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">3.35</td> </tr> <tr> <td>A_{s, transversal} [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">3.35</td> </tr> <tr> <td>A_{s, longitudinal} > A_{s, min, longitudinal}</td> <td style="text-align: right;">OK!</td> </tr> <tr> <td>A_{s, transversal} > A_{s, min, transverse}</td> <td style="text-align: right;">OK!</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">A_{s, slab, min} - cracking control is not relevant EN 1994-1-1 7.4.1 (4)</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Construction</td> </tr> <tr> <td>A_{s, min, cracking longitudinal} [cm²/m]</td> <td style="text-align: right;">2.20</td> </tr> <tr> <td>A_{s, longitudinal} > A_{s, min, cracking longitudinal}</td> <td style="text-align: right;">OK!</td> </tr> </table>	Shear force to calculations		Reduce degree of shear connection in:	0.00%	F _{sd} [kN]	2981.92	rs	0.86	V _{L, ed, slim-floor} [kN/m]	542.17	V _{L, Ed, Conventional} [kN/m]	542.17	V _{L, Ed, 1} [kN/m]	542.17	Shear flow distribution to flange edge?	No	V _{L, Ed, 1, cat.} [kN/m]	542.17	Find Shear Degree		Additional Rebars to shear plane A-A'		A _{Additional, Longitudinal Shear, A-A'}	None	A _{Additional to longitudinal shear} [cm ² /m]	0.00	A _{s, Longitudinal Shear, A-A'} [cm ² /m]	3.351	Additional Rebars to shear plane B-B' or C-C'		A _{Additional, Longitudinal Shear, B-B' or C-C'}	None	A _{Additional to longitudinal shear} [cm ² /m]	0.00	A _{s, Longitudinal Shear, B-B' or C-C'} [cm ² /m]	6.702	A _{s, min} Required by the code - EN 1994-1-1 9.2.1 (4)		A _{s, min, longitudinal} [cm ² /m]	0.80	A _{s, min, transverse} [cm ² /m]	0.80	A _{s, longitudinal} [cm ² /m]	3.35	A _{s, transversal} [cm ² /m]	3.35	A _{s, longitudinal} > A _{s, min, longitudinal}	OK!	A _{s, transversal} > A _{s, min, transverse}	OK!	A _{s, slab, min} - cracking control is not relevant EN 1994-1-1 7.4.1 (4)		Construction		A _{s, min, cracking longitudinal} [cm ² /m]	2.20	A _{s, longitudinal} > A _{s, min, cracking longitudinal}	OK!	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Tension in Rebars - EN 1994-1-1 - Shear Plane A-A'</td> </tr> <tr> <td>h_{sp} [m]</td> <td style="text-align: right;">0.110</td> </tr> <tr> <td>P_{Rd, Rd, Sheef/s} [kN/m]</td> <td style="text-align: right;">0.00</td> </tr> <tr> <td>V_{Ed, cat., rebar} [kN/m²]</td> <td style="text-align: right;">2464.39</td> </tr> <tr> <td>θ [Degrees]</td> <td style="text-align: right;">26.50</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Find optimized θ - A-A'</td> </tr> <tr> <td>cot(θ)</td> <td style="text-align: right;">2.01</td> </tr> <tr> <td>f_{yd} [MPa]</td> <td style="text-align: right;">441.94</td> </tr> <tr> <td>A_s/S_t [cm²/m] - EN 1992-1-1 6.2.4 (4)</td> <td style="text-align: right;">3.06</td> </tr> <tr> <td>Ratio</td> <td style="text-align: right;">0.91</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">OK!</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Concrete in compression - EN 1994-1-1 - Shear Plane A-A'</td> </tr> <tr> <td>h_{sp} [m]</td> <td style="text-align: right;">0.1100</td> </tr> <tr> <td>V_{Ed} [kN/m²]</td> <td style="text-align: right;">2464.39</td> </tr> <tr> <td>ν</td> <td style="text-align: right;">0.54</td> </tr> <tr> <td>V_{ed, max} [kPa]</td> <td style="text-align: right;">3593.86</td> </tr> <tr> <td>Ratio</td> <td style="text-align: right;">0.686</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Tension in Rebars - EN 1994-1-1 - Shear Plane B-B' or C-C'</td> </tr> <tr> <td>h_{sp} [m]</td> <td style="text-align: right;">0.283</td> </tr> <tr> <td>θ [Degrees]</td> <td style="text-align: right;">26.50</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Find optimized θ B-B' or C-C'</td> </tr> <tr> <td>cot(θ)</td> <td style="text-align: right;">2.01</td> </tr> <tr> <td>f_{yd} [MPa]</td> <td style="text-align: right;">441.94</td> </tr> <tr> <td>A_s/S_t [cm²/m] - EN 1992-1-1 6.2.4 (4)</td> <td style="text-align: right;">6.12</td> </tr> <tr> <td>Ratio</td> <td style="text-align: right;">0.91</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">OK!</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Concrete in compression - EN 1994-1-1 - Shear Plane B-B' - C-C'</td> </tr> <tr> <td>h_{sp} [m]</td> <td style="text-align: right;">0.2830</td> </tr> <tr> <td>V_{Ed} [kN/m²]</td> <td style="text-align: right;">1915.78</td> </tr> <tr> <td>ν</td> <td style="text-align: right;">0.54</td> </tr> <tr> <td>V_{ed, max} [kPa]</td> <td style="text-align: right;">3593.86</td> </tr> <tr> <td>Ratio</td> <td style="text-align: right;">0.533</td> </tr> </table>	Tension in Rebars - EN 1994-1-1 - Shear Plane A-A'		h _{sp} [m]	0.110	P _{Rd, Rd, Sheef/s} [kN/m]	0.00	V _{Ed, cat., rebar} [kN/m ²]	2464.39	θ [Degrees]	26.50	Find optimized θ - A-A'		cot(θ)	2.01	f _{yd} [MPa]	441.94	A _s /S _t [cm ² /m] - EN 1992-1-1 6.2.4 (4)	3.06	Ratio	0.91	OK!		Concrete in compression - EN 1994-1-1 - Shear Plane A-A'		h _{sp} [m]	0.1100	V _{Ed} [kN/m ²]	2464.39	ν	0.54	V _{ed, max} [kPa]	3593.86	Ratio	0.686	Tension in Rebars - EN 1994-1-1 - Shear Plane B-B' or C-C'		h _{sp} [m]	0.283	θ [Degrees]	26.50	Find optimized θ B-B' or C-C'		cot(θ)	2.01	f _{yd} [MPa]	441.94	A _s /S _t [cm ² /m] - EN 1992-1-1 6.2.4 (4)	6.12	Ratio	0.91	OK!		Concrete in compression - EN 1994-1-1 - Shear Plane B-B' - C-C'		h _{sp} [m]	0.2830	V _{Ed} [kN/m ²]	1915.78	ν	0.54	V _{ed, max} [kPa]	3593.86	Ratio	0.533	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Analysis Conditions</td> </tr> <tr> <td>Take ribs into account?</td> <td style="text-align: right;">No</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Design shear to each shear plane A-A'</td> </tr> <tr> <td>h_{sp, A-A'} [m]</td> <td style="text-align: right;">0.110</td> </tr> <tr> <td>V_{L, Ed, 1, cat., A-A'} [kN/m]</td> <td style="text-align: right;">271.08</td> </tr> <tr> <td>V_{L, Ed} [kN/m²]</td> <td style="text-align: right;">2464.39</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Design shear to each shear plane B-B' or C-C'</td> </tr> <tr> <td>h_{sp, A-A'} [m]</td> <td style="text-align: right;">0.28</td> </tr> <tr> <td>V_{L, Ed, 1, cat., A-A'} [kN/m]</td> <td style="text-align: right;">542.17</td> </tr> <tr> <td>V_{L, Ed} [kN/m²]</td> <td style="text-align: right;">1915.78</td> </tr> </table> <div style="text-align: center;">  <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Tip</td> <td style="text-align: center;">d₁/r₁</td> </tr> <tr> <td>a-a</td> <td style="text-align: center;">d₁ + d₂</td> </tr> <tr> <td>b-b</td> <td style="text-align: center;">2d₁</td> </tr> <tr> <td>c-c</td> <td style="text-align: center;">2d₁</td> </tr> <tr> <td>d-d</td> <td style="text-align: center;">2d₁</td> </tr> </table> </div>	Analysis Conditions		Take ribs into account?	No	Design shear to each shear plane A-A'		h _{sp, A-A'} [m]	0.110	V _{L, Ed, 1, cat., A-A'} [kN/m]	271.08	V _{L, Ed} [kN/m ²]	2464.39	Design shear to each shear plane B-B' or C-C'		h _{sp, A-A'} [m]	0.28	V _{L, Ed, 1, cat., A-A'} [kN/m]	542.17	V _{L, Ed} [kN/m ²]	1915.78	Tip	d ₁ /r ₁	a-a	d ₁ + d ₂	b-b	2d ₁	c-c	2d ₁	d-d	2d ₁
A₁ - A_{tension, superior, ribs direction}	None																																																																																																																																																																																																										
Ribs Direction [cm ² /m]	0.00																																																																																																																																																																																																										
Perpendicular to Ribs [cm ² /m]	0.00																																																																																																																																																																																																										
A₁ - A_{distribution, superior, transverse}	None																																																																																																																																																																																																										
Ribs Direction [cm ² /m]	0.00																																																																																																																																																																																																										
Perpendicular to Ribs [cm ² /m]	0.00																																																																																																																																																																																																										
A₂ - A_{inferior, longitudinal}	Ø8/15																																																																																																																																																																																																										
Ribs Direction [cm ² /m]	3.35																																																																																																																																																																																																										
Perpendicular to Ribs [cm ² /m]	0.00																																																																																																																																																																																																										
A₂ - A_{inferior, transverse}	Ø8/15																																																																																																																																																																																																										
Ribs Direction [cm ² /m]	0.00																																																																																																																																																																																																										
Perpendicular to Ribs [cm ² /m]	3.35																																																																																																																																																																																																										
Steel Rebars in the Slab																																																																																																																																																																																																											
Longitudinal, ribs direction [cm ²]	3.35																																																																																																																																																																																																										
Transverse direction [cm ²]	3.35																																																																																																																																																																																																										
Steel Sheet Contribution																																																																																																																																																																																																											
A _{ps} ^{req} - EN 1994 6.6.6.4	0.00																																																																																																																																																																																																										
d _{so} [mm]	24.20																																																																																																																																																																																																										
a [mm]	35.63																																																																																																																																																																																																										
k _φ	2.47																																																																																																																																																																																																										
t [mm]	0.7																																																																																																																																																																																																										
P _{Rd, Rd, sheet} [kN]	13.40																																																																																																																																																																																																										
P _{Rd, Rd, sheet/s} [kN/m]	0.00																																																																																																																																																																																																										
Steel Sheet do Longitudinal Shear?	No																																																																																																																																																																																																										
Shear force to calculations																																																																																																																																																																																																											
Reduce degree of shear connection in:	0.00%																																																																																																																																																																																																										
F _{sd} [kN]	2981.92																																																																																																																																																																																																										
rs	0.86																																																																																																																																																																																																										
V _{L, ed, slim-floor} [kN/m]	542.17																																																																																																																																																																																																										
V _{L, Ed, Conventional} [kN/m]	542.17																																																																																																																																																																																																										
V _{L, Ed, 1} [kN/m]	542.17																																																																																																																																																																																																										
Shear flow distribution to flange edge?	No																																																																																																																																																																																																										
V _{L, Ed, 1, cat.} [kN/m]	542.17																																																																																																																																																																																																										
Find Shear Degree																																																																																																																																																																																																											
Additional Rebars to shear plane A-A'																																																																																																																																																																																																											
A _{Additional, Longitudinal Shear, A-A'}	None																																																																																																																																																																																																										
A _{Additional to longitudinal shear} [cm ² /m]	0.00																																																																																																																																																																																																										
A _{s, Longitudinal Shear, A-A'} [cm ² /m]	3.351																																																																																																																																																																																																										
Additional Rebars to shear plane B-B' or C-C'																																																																																																																																																																																																											
A _{Additional, Longitudinal Shear, B-B' or C-C'}	None																																																																																																																																																																																																										
A _{Additional to longitudinal shear} [cm ² /m]	0.00																																																																																																																																																																																																										
A _{s, Longitudinal Shear, B-B' or C-C'} [cm ² /m]	6.702																																																																																																																																																																																																										
A _{s, min} Required by the code - EN 1994-1-1 9.2.1 (4)																																																																																																																																																																																																											
A _{s, min, longitudinal} [cm ² /m]	0.80																																																																																																																																																																																																										
A _{s, min, transverse} [cm ² /m]	0.80																																																																																																																																																																																																										
A _{s, longitudinal} [cm ² /m]	3.35																																																																																																																																																																																																										
A _{s, transversal} [cm ² /m]	3.35																																																																																																																																																																																																										
A _{s, longitudinal} > A _{s, min, longitudinal}	OK!																																																																																																																																																																																																										
A _{s, transversal} > A _{s, min, transverse}	OK!																																																																																																																																																																																																										
A _{s, slab, min} - cracking control is not relevant EN 1994-1-1 7.4.1 (4)																																																																																																																																																																																																											
Construction																																																																																																																																																																																																											
A _{s, min, cracking longitudinal} [cm ² /m]	2.20																																																																																																																																																																																																										
A _{s, longitudinal} > A _{s, min, cracking longitudinal}	OK!																																																																																																																																																																																																										
Tension in Rebars - EN 1994-1-1 - Shear Plane A-A'																																																																																																																																																																																																											
h _{sp} [m]	0.110																																																																																																																																																																																																										
P _{Rd, Rd, Sheef/s} [kN/m]	0.00																																																																																																																																																																																																										
V _{Ed, cat., rebar} [kN/m ²]	2464.39																																																																																																																																																																																																										
θ [Degrees]	26.50																																																																																																																																																																																																										
Find optimized θ - A-A'																																																																																																																																																																																																											
cot(θ)	2.01																																																																																																																																																																																																										
f _{yd} [MPa]	441.94																																																																																																																																																																																																										
A _s /S _t [cm ² /m] - EN 1992-1-1 6.2.4 (4)	3.06																																																																																																																																																																																																										
Ratio	0.91																																																																																																																																																																																																										
OK!																																																																																																																																																																																																											
Concrete in compression - EN 1994-1-1 - Shear Plane A-A'																																																																																																																																																																																																											
h _{sp} [m]	0.1100																																																																																																																																																																																																										
V _{Ed} [kN/m ²]	2464.39																																																																																																																																																																																																										
ν	0.54																																																																																																																																																																																																										
V _{ed, max} [kPa]	3593.86																																																																																																																																																																																																										
Ratio	0.686																																																																																																																																																																																																										
Tension in Rebars - EN 1994-1-1 - Shear Plane B-B' or C-C'																																																																																																																																																																																																											
h _{sp} [m]	0.283																																																																																																																																																																																																										
θ [Degrees]	26.50																																																																																																																																																																																																										
Find optimized θ B-B' or C-C'																																																																																																																																																																																																											
cot(θ)	2.01																																																																																																																																																																																																										
f _{yd} [MPa]	441.94																																																																																																																																																																																																										
A _s /S _t [cm ² /m] - EN 1992-1-1 6.2.4 (4)	6.12																																																																																																																																																																																																										
Ratio	0.91																																																																																																																																																																																																										
OK!																																																																																																																																																																																																											
Concrete in compression - EN 1994-1-1 - Shear Plane B-B' - C-C'																																																																																																																																																																																																											
h _{sp} [m]	0.2830																																																																																																																																																																																																										
V _{Ed} [kN/m ²]	1915.78																																																																																																																																																																																																										
ν	0.54																																																																																																																																																																																																										
V _{ed, max} [kPa]	3593.86																																																																																																																																																																																																										
Ratio	0.533																																																																																																																																																																																																										
Analysis Conditions																																																																																																																																																																																																											
Take ribs into account?	No																																																																																																																																																																																																										
Design shear to each shear plane A-A'																																																																																																																																																																																																											
h _{sp, A-A'} [m]	0.110																																																																																																																																																																																																										
V _{L, Ed, 1, cat., A-A'} [kN/m]	271.08																																																																																																																																																																																																										
V _{L, Ed} [kN/m ²]	2464.39																																																																																																																																																																																																										
Design shear to each shear plane B-B' or C-C'																																																																																																																																																																																																											
h _{sp, A-A'} [m]	0.28																																																																																																																																																																																																										
V _{L, Ed, 1, cat., A-A'} [kN/m]	542.17																																																																																																																																																																																																										
V _{L, Ed} [kN/m ²]	1915.78																																																																																																																																																																																																										
Tip	d ₁ /r ₁																																																																																																																																																																																																										
a-a	d ₁ + d ₂																																																																																																																																																																																																										
b-b	2d ₁																																																																																																																																																																																																										
c-c	2d ₁																																																																																																																																																																																																										
d-d	2d ₁																																																																																																																																																																																																										

Resultados obtidos: $A_{s, req, a-a'} = 3.06 \text{ cm}^2/\text{m}$; $A_{s, req, b-b'} = 6.12 \text{ cm}^2/\text{m}$; $V_{ed, a-a'} = 2464.39 \text{ kN}/\text{m}^2$; $V_{ed, b-b'} = 1915.78 \text{ kN}/\text{m}^2$

Valores obtidos segundo a referência: $A_{s, req, a-a'} = 3.09 \text{ cm}^2/\text{m}$; $A_{s, req, b-b'} = 6.20 \text{ cm}^2/\text{m}$; $V_{ed, a-a'} = 2450,00 \text{ kN}/\text{m}^2$; $V_{ed, b-b'} = 1910.00 \text{ kN}/\text{m}^2$

Exemplo 4: viga slimfloor

Referência de exemplo de validação: (Tata Steel, 2007)

Verificações locais e momento plástico resistente em conexão total: perfil ASB100, vão 7m, Chapa colaborante ComFlor 225; $h_{c1}=300\text{mm}$;
 $b_{eff}=0.875\text{m}$; Aço S345; Betão LWC30; Shear-Bond 0.6MPa

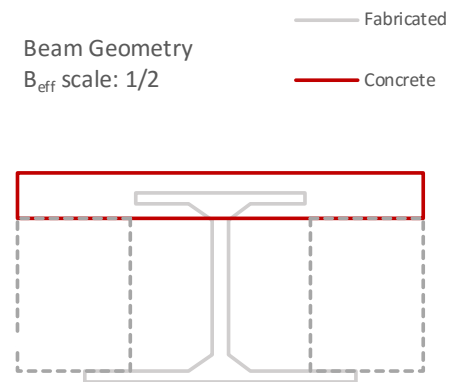
7) Composite beam geometry

Geometry	
h [m]	0.30600
h_s [m]	0.27600
h_c [m]	0.06500
$h_{c,1}$ [m]	0.03000
$h_{c,2}$ [m]	0.03500
b_{eff} [m]	0.87500
$h_{solid\ concrete\ base}$ [m]	0.24100

Solid concrete - base level	
Solid concrete base level:	Below steel profile
Position in steel profile:	Top radius
Solid concrete base level [m]	-0.035

Concrete sub-components - $y_{max,i}$	
$y_{max, top\ flange}$ [m]	0.0160
$y_{max, top\ radius}$ [m]	0.0190
$y_{max, web}$ [m]	0.0000
$y_{max, bottom\ radius}$ [m]	0.0000
$y_{max, bottom\ flange}$ [m]	0.0000
$y_{max, plate}$ [m]	0.0000

Override



Ações:

Actions	
EN 1990 & EN 1991-1-1	B : Offices
Office areas	

γ_G	1.35
$\gamma_{G,0}$	1
γ_Q	1.5
ψ_0	0.7
ψ_1	0.5
ψ_2	0.3
Point Loads Applications	x*L

Construction Stage	
Self Weigth Wet Slab [kN/m ²]	2.50
APL - Additional PL [kN/m ²]	0
APL - Additional PL [kN/m]	0
LL Construction Stage [kN/m ²]	0.5
LL Construction Stage [kN/m]	0
X - Point Load 1 [m/x*L]	0
Point Load 1 LL CS [kN]	0
X - Point Load 2 [m/x*L]	0
Point Load 1 LL CS [kN]	0

Ultimate Limite State - Composite	
SW Cured Slab [kN/m ²]	2.38
APL - Additional PL [kN/m ²]	1.50
APL - Additional PL [kN/m]	0
Code Live Load [kN/m ²]	3.00
Live Load to apply [kN/m ²]	3.5
Live Load to apply [kN/m]	0
Point Load 1 Position [m/x*L]	0
Point Load 1 - SW [kN]	0
Point Load 1 - APL [kN]	0
Point Load 1 - LL [kN]	0
Point Load 2 Position [m/x*L]	0
Point Load 2 - SW [kN]	0
Point Load 2 - APL [kN]	0
Point Load 2 - LL [kN]	0

Calculation conditions	
Top flange restrained by steel sheet	No
Bottom flange restrained by steel sheet	No
% M _z restrained by the sheel sheet	0.00%
Steel Sheet instaled after propper	Yes
Sec. beams installed after propper	Yes

Geometria e propriedades do perfil metálico:

4) Steel Parts

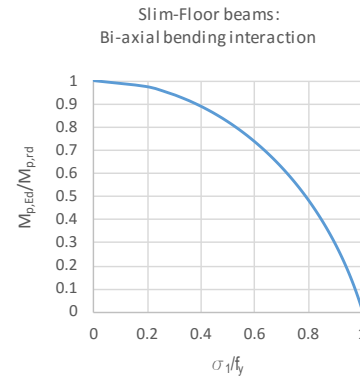
<table border="1"> <tr><td>Profile</td><td>Fabricated</td></tr> <tr><td>h [mm]</td><td>276</td></tr> <tr><td>t_w [mm]</td><td>19.0</td></tr> <tr><td>b₁ [mm]</td><td>184</td></tr> <tr><td>t₁ [mm]</td><td>16</td></tr> <tr><td>b₂ [mm]</td><td>294</td></tr> <tr><td>t₂ [mm]</td><td>16</td></tr> <tr><td>r [mm]</td><td>24</td></tr> <tr><td>h_w [mm]</td><td>244</td></tr> <tr><td colspan="2">Plate under steel profile</td></tr> <tr><td>b_{plate} [mm]</td><td>0</td></tr> <tr><td>t_{plate} [mm]</td><td>0</td></tr> <tr><td colspan="2">Steel Profile Geometry</td></tr> <tr><td>h [m]</td><td>0.27600</td></tr> <tr><td>t_w [m]</td><td>0.019</td></tr> <tr><td>b₁ [m]</td><td>0.184</td></tr> <tr><td>t₁ [m]</td><td>0.016</td></tr> <tr><td>b₂ [m]</td><td>0.294</td></tr> <tr><td>t₂ [m]</td><td>0.016</td></tr> <tr><td>r [m]</td><td>0.024</td></tr> <tr><td>h_w [m]</td><td>0.24400</td></tr> <tr><td>h_{w,d} [m]</td><td>0.196</td></tr> <tr><td colspan="2">Plate under steel profile</td></tr> <tr><td>b_{plate} [m]</td><td>0.0000</td></tr> <tr><td>t_{plate} [m]</td><td>0.0000</td></tr> <tr><td>Plate Designation</td><td>PL 0x0</td></tr> <tr><td>Section Class</td><td>Class 1</td></tr> <tr><td>Analysis Type</td><td>Plastic Analysis</td></tr> <tr><td colspan="2">Aproximate rectangle to radius consideration</td></tr> <tr><td>b_{eq} [m]</td><td>0.005</td></tr> <tr><td>β</td><td>1.00</td></tr> <tr><td colspan="2">Find β</td></tr> <tr><td colspan="2">Partial safety factor</td></tr> <tr><td>Y_a</td><td>1</td></tr> </table>	Profile	Fabricated	h [mm]	276	t _w [mm]	19.0	b ₁ [mm]	184	t ₁ [mm]	16	b ₂ [mm]	294	t ₂ [mm]	16	r [mm]	24	h _w [mm]	244	Plate under steel profile		b _{plate} [mm]	0	t _{plate} [mm]	0	Steel Profile Geometry		h [m]	0.27600	t _w [m]	0.019	b ₁ [m]	0.184	t ₁ [m]	0.016	b ₂ [m]	0.294	t ₂ [m]	0.016	r [m]	0.024	h _w [m]	0.24400	h _{w,d} [m]	0.196	Plate under steel profile		b _{plate} [m]	0.0000	t _{plate} [m]	0.0000	Plate Designation	PL 0x0	Section Class	Class 1	Analysis Type	Plastic Analysis	Aproximate rectangle to radius consideration		b _{eq} [m]	0.005	β	1.00	Find β		Partial safety factor		Y _a	1	<table border="1"> <tr><td colspan="2">Steel element properties - Profile with(out) plate</td></tr> <tr><td>A [m²]</td><td>0.01278</td></tr> <tr><td>kg/m</td><td>100.31</td></tr> <tr><td>Z_{y,c} [m]</td><td>0.120095</td></tr> <tr><td>Z_{z,c} [m]</td><td>-0.06047</td></tr> <tr><td>Z_{p,n.a} [m]</td><td>0.0917</td></tr> <tr><td colspan="2">Elastic Neutral Axis Position:</td></tr> <tr><td colspan="2">Web</td></tr> <tr><td>I_y [m⁴]</td><td>1.5506E-04</td></tr> <tr><td>I_z [m⁴]</td><td>4.24E-05</td></tr> <tr><td>I_x [m⁴]</td><td>1.73E-06</td></tr> <tr><td>I_{yy} [m⁶]</td><td>4.51E-07</td></tr> <tr><td>W_z [m]</td><td>0.06677</td></tr> <tr><td>y₁ [m]</td><td>0.1559</td></tr> <tr><td>y₂ [m]</td><td>0.1201</td></tr> <tr><td>W_{el,y,min} [m³]</td><td>9.95E-04</td></tr> <tr><td>W_{el,z} [m³]</td><td>2.89E-04</td></tr> <tr><td>f_{y,el,as.rolled} [MPa]</td><td>345.000</td></tr> <tr><td>f_{y,el,CS-Case 1} [MPa]</td><td>329.534</td></tr> <tr><td>f_{y,el,CS-Case 2} [MPa]</td><td>329.534</td></tr> <tr><td>f_{y,el,z CS-Case 1} [MPa]</td><td>329.534</td></tr> <tr><td>f_{y,el,z CS-Case 2} [MPa]</td><td>329.534</td></tr> </table>	Steel element properties - Profile with(out) plate		A [m ²]	0.01278	kg/m	100.31	Z _{y,c} [m]	0.120095	Z _{z,c} [m]	-0.06047	Z _{p,n.a} [m]	0.0917	Elastic Neutral Axis Position:		Web		I _y [m ⁴]	1.5506E-04	I _z [m ⁴]	4.24E-05	I _x [m ⁴]	1.73E-06	I _{yy} [m ⁶]	4.51E-07	W _z [m]	0.06677	y ₁ [m]	0.1559	y ₂ [m]	0.1201	W _{el,y,min} [m ³]	9.95E-04	W _{el,z} [m ³]	2.89E-04	f _{y,el,as.rolled} [MPa]	345.000	f _{y,el,CS-Case 1} [MPa]	329.534	f _{y,el,CS-Case 2} [MPa]	329.534	f _{y,el,z CS-Case 1} [MPa]	329.534	f _{y,el,z CS-Case 2} [MPa]	329.534	<table border="1"> <tr><td colspan="2">As rolled - Conventional Beams (with EN10025)</td></tr> <tr><td>f_{td,b1} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>f_{td,b2} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>f_{td,w} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>f_{td,r} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>F_{yd,plate} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>M_{pl,y,rd,as.rolled} [kNm]</td><td>445.28</td></tr> <tr><td>M_{el,rd,as.rolled} [kNm]</td><td>343.12</td></tr> </table>	As rolled - Conventional Beams (with EN10025)		f _{td,b1} [MPa]	345.00	f _{td,b2} [MPa]	345.00	f _{td,w} [MPa]	345.00	f _{td,r} [MPa]	345.00	F _{yd,plate} [MPa]	345.00	M _{pl,y,rd,as.rolled} [kNm]	445.28	M _{el,rd,as.rolled} [kNm]	343.12	<table border="1"> <tr><td colspan="2">Top flange Class</td></tr> <tr><td>ε</td><td>0.825</td></tr> <tr><td>t₁ [m]</td><td>16</td></tr> <tr><td>c [mm]</td><td>58.5</td></tr> <tr><td>c/t</td><td>3.66</td></tr> <tr><td>Class</td><td>Class 1</td></tr> <tr><td colspan="2">Bottom flange Class</td></tr> <tr><td>ε</td><td>0.825</td></tr> <tr><td>t₂ [m]</td><td>16</td></tr> <tr><td>c [mm]</td><td>113.5</td></tr> <tr><td>c/t</td><td>7.09</td></tr> <tr><td>Class</td><td>Class 1</td></tr> <tr><td colspan="2">Base Plate Class</td></tr> <tr><td>ε</td><td>0.825</td></tr> <tr><td>t_{plate} [m]</td><td>-</td></tr> <tr><td>c [mm]</td><td>-</td></tr> <tr><td>c/t</td><td>-</td></tr> <tr><td>Class</td><td>-</td></tr> <tr><td colspan="2">Web in bending Class - Plastic Analysis</td></tr> <tr><td>ε</td><td>0.825</td></tr> <tr><td>t_w [mm]</td><td>19</td></tr> <tr><td>c [mm]</td><td>196</td></tr> <tr><td>c/t</td><td>10.32</td></tr> <tr><td>Z_{p,n.a} [m]</td><td>0.092</td></tr> <tr><td>α</td><td>0.736</td></tr> <tr><td>Class</td><td>Class 1</td></tr> <tr><td colspan="2">Web in bending Class - Elastic Analysis</td></tr> <tr><td>t_w [mm]</td><td>19</td></tr> <tr><td>c [mm]</td><td>2</td></tr> <tr><td>c/t</td><td>0.10</td></tr> <tr><td>Z_{p,n.a} [m]</td><td>0.120</td></tr> <tr><td>ψ_{web}</td><td>-0.691</td></tr> <tr><td>c/t</td><td>10.32</td></tr> <tr><td>Classe</td><td>Class 3</td></tr> </table>	Top flange Class		ε	0.825	t ₁ [m]	16	c [mm]	58.5	c/t	3.66	Class	Class 1	Bottom flange Class		ε	0.825	t ₂ [m]	16	c [mm]	113.5	c/t	7.09	Class	Class 1	Base Plate Class		ε	0.825	t _{plate} [m]	-	c [mm]	-	c/t	-	Class	-	Web in bending Class - Plastic Analysis		ε	0.825	t _w [mm]	19	c [mm]	196	c/t	10.32	Z _{p,n.a} [m]	0.092	α	0.736	Class	Class 1	Web in bending Class - Elastic Analysis		t _w [mm]	19	c [mm]	2	c/t	0.10	Z _{p,n.a} [m]	0.120	ψ _{web}	-0.691	c/t	10.32	Classe	Class 3
Profile	Fabricated																																																																																																																																																																																																						
h [mm]	276																																																																																																																																																																																																						
t _w [mm]	19.0																																																																																																																																																																																																						
b ₁ [mm]	184																																																																																																																																																																																																						
t ₁ [mm]	16																																																																																																																																																																																																						
b ₂ [mm]	294																																																																																																																																																																																																						
t ₂ [mm]	16																																																																																																																																																																																																						
r [mm]	24																																																																																																																																																																																																						
h _w [mm]	244																																																																																																																																																																																																						
Plate under steel profile																																																																																																																																																																																																							
b _{plate} [mm]	0																																																																																																																																																																																																						
t _{plate} [mm]	0																																																																																																																																																																																																						
Steel Profile Geometry																																																																																																																																																																																																							
h [m]	0.27600																																																																																																																																																																																																						
t _w [m]	0.019																																																																																																																																																																																																						
b ₁ [m]	0.184																																																																																																																																																																																																						
t ₁ [m]	0.016																																																																																																																																																																																																						
b ₂ [m]	0.294																																																																																																																																																																																																						
t ₂ [m]	0.016																																																																																																																																																																																																						
r [m]	0.024																																																																																																																																																																																																						
h _w [m]	0.24400																																																																																																																																																																																																						
h _{w,d} [m]	0.196																																																																																																																																																																																																						
Plate under steel profile																																																																																																																																																																																																							
b _{plate} [m]	0.0000																																																																																																																																																																																																						
t _{plate} [m]	0.0000																																																																																																																																																																																																						
Plate Designation	PL 0x0																																																																																																																																																																																																						
Section Class	Class 1																																																																																																																																																																																																						
Analysis Type	Plastic Analysis																																																																																																																																																																																																						
Aproximate rectangle to radius consideration																																																																																																																																																																																																							
b _{eq} [m]	0.005																																																																																																																																																																																																						
β	1.00																																																																																																																																																																																																						
Find β																																																																																																																																																																																																							
Partial safety factor																																																																																																																																																																																																							
Y _a	1																																																																																																																																																																																																						
Steel element properties - Profile with(out) plate																																																																																																																																																																																																							
A [m ²]	0.01278																																																																																																																																																																																																						
kg/m	100.31																																																																																																																																																																																																						
Z _{y,c} [m]	0.120095																																																																																																																																																																																																						
Z _{z,c} [m]	-0.06047																																																																																																																																																																																																						
Z _{p,n.a} [m]	0.0917																																																																																																																																																																																																						
Elastic Neutral Axis Position:																																																																																																																																																																																																							
Web																																																																																																																																																																																																							
I _y [m ⁴]	1.5506E-04																																																																																																																																																																																																						
I _z [m ⁴]	4.24E-05																																																																																																																																																																																																						
I _x [m ⁴]	1.73E-06																																																																																																																																																																																																						
I _{yy} [m ⁶]	4.51E-07																																																																																																																																																																																																						
W _z [m]	0.06677																																																																																																																																																																																																						
y ₁ [m]	0.1559																																																																																																																																																																																																						
y ₂ [m]	0.1201																																																																																																																																																																																																						
W _{el,y,min} [m ³]	9.95E-04																																																																																																																																																																																																						
W _{el,z} [m ³]	2.89E-04																																																																																																																																																																																																						
f _{y,el,as.rolled} [MPa]	345.000																																																																																																																																																																																																						
f _{y,el,CS-Case 1} [MPa]	329.534																																																																																																																																																																																																						
f _{y,el,CS-Case 2} [MPa]	329.534																																																																																																																																																																																																						
f _{y,el,z CS-Case 1} [MPa]	329.534																																																																																																																																																																																																						
f _{y,el,z CS-Case 2} [MPa]	329.534																																																																																																																																																																																																						
As rolled - Conventional Beams (with EN10025)																																																																																																																																																																																																							
f _{td,b1} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
f _{td,b2} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
f _{td,w} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
f _{td,r} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
F _{yd,plate} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
M _{pl,y,rd,as.rolled} [kNm]	445.28																																																																																																																																																																																																						
M _{el,rd,as.rolled} [kNm]	343.12																																																																																																																																																																																																						
Top flange Class																																																																																																																																																																																																							
ε	0.825																																																																																																																																																																																																						
t ₁ [m]	16																																																																																																																																																																																																						
c [mm]	58.5																																																																																																																																																																																																						
c/t	3.66																																																																																																																																																																																																						
Class	Class 1																																																																																																																																																																																																						
Bottom flange Class																																																																																																																																																																																																							
ε	0.825																																																																																																																																																																																																						
t ₂ [m]	16																																																																																																																																																																																																						
c [mm]	113.5																																																																																																																																																																																																						
c/t	7.09																																																																																																																																																																																																						
Class	Class 1																																																																																																																																																																																																						
Base Plate Class																																																																																																																																																																																																							
ε	0.825																																																																																																																																																																																																						
t _{plate} [m]	-																																																																																																																																																																																																						
c [mm]	-																																																																																																																																																																																																						
c/t	-																																																																																																																																																																																																						
Class	-																																																																																																																																																																																																						
Web in bending Class - Plastic Analysis																																																																																																																																																																																																							
ε	0.825																																																																																																																																																																																																						
t _w [mm]	19																																																																																																																																																																																																						
c [mm]	196																																																																																																																																																																																																						
c/t	10.32																																																																																																																																																																																																						
Z _{p,n.a} [m]	0.092																																																																																																																																																																																																						
α	0.736																																																																																																																																																																																																						
Class	Class 1																																																																																																																																																																																																						
Web in bending Class - Elastic Analysis																																																																																																																																																																																																							
t _w [mm]	19																																																																																																																																																																																																						
c [mm]	2																																																																																																																																																																																																						
c/t	0.10																																																																																																																																																																																																						
Z _{p,n.a} [m]	0.120																																																																																																																																																																																																						
ψ _{web}	-0.691																																																																																																																																																																																																						
c/t	10.32																																																																																																																																																																																																						
Classe	Class 3																																																																																																																																																																																																						
	<table border="1"> <tr><td colspan="2">Composite stage</td></tr> <tr><td>f_{td,b1} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>f_{td,b2} [MPa]</td><td>298.08</td></tr> <tr><td>f_{td,w} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>f_{td,r} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>F_{yd,plate} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>F_{b1} [kN]</td><td>1015.68</td></tr> <tr><td>F_{b2} [kN]</td><td>1402.18</td></tr> <tr><td>F_{plate} [kN]</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>F_{wd + 2 x F_r} [kN]</td><td>1770.00</td></tr> <tr><td>f_{td,eq} [MPa]</td><td>329.29</td></tr> <tr><td>M_{pl,y,rd,steel} [kNm]</td><td>424.95</td></tr> </table>	Composite stage		f _{td,b1} [MPa]	345.00	f _{td,b2} [MPa]	298.08	f _{td,w} [MPa]	345.00	f _{td,r} [MPa]	345.00	F _{yd,plate} [MPa]	345.00	F _{b1} [kN]	1015.68	F _{b2} [kN]	1402.18	F _{plate} [kN]	0.00	F _{wd + 2 x F_r} [kN]	1770.00	f _{td,eq} [MPa]	329.29	M _{pl,y,rd,steel} [kNm]	424.95	<table border="1"> <tr><td colspan="2">CS - Case 2: Maximum Longitudinal Bending</td></tr> <tr><td>f_{td,b1} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>f_{td,b2} [MPa]</td><td>329.53</td></tr> <tr><td>f_{td,w} [MPa]</td><td>339.31</td></tr> <tr><td>f_{td,r} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>F_{yd,plate} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>M_{pl,y,rd,CS2} [kNm]</td><td>437.77</td></tr> <tr><td>M_{pl,z,rd,CS2} [kNm]</td><td>170.21</td></tr> <tr><td>M_{el,y,rd,CS2} [kNm]</td><td>327.74</td></tr> <tr><td>M_{el,z,rd,CS2} [kNm]</td><td>95.16</td></tr> <tr><td>M_{pl,flange1,rd} [kNm]</td><td>46.72</td></tr> <tr><td>M_{el,flange1,rd} [kNm]</td><td>31.15</td></tr> </table>	CS - Case 2: Maximum Longitudinal Bending		f _{td,b1} [MPa]	345.00	f _{td,b2} [MPa]	329.53	f _{td,w} [MPa]	339.31	f _{td,r} [MPa]	345.00	F _{yd,plate} [MPa]	345.00	M _{pl,y,rd,CS2} [kNm]	437.77	M _{pl,z,rd,CS2} [kNm]	170.21	M _{el,y,rd,CS2} [kNm]	327.74	M _{el,z,rd,CS2} [kNm]	95.16	M _{pl,flange1,rd} [kNm]	46.72	M _{el,flange1,rd} [kNm]	31.15	<table border="1"> <tr><td colspan="2">CS - Case 1: Maximum Torque</td></tr> <tr><td>f_{td,b1} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>f_{td,b2} [MPa]</td><td>329.53</td></tr> <tr><td>f_{td,w} [MPa]</td><td>333.77</td></tr> <tr><td>f_{td,r} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>F_{yd,plate} [MPa]</td><td>345.00</td></tr> <tr><td>M_{pl,y,rd,CS1} [kNm]</td><td>436.57</td></tr> <tr><td>M_{pl,z,rd,CS1} [kNm]</td><td>170.11</td></tr> <tr><td>M_{el,y,rd,CS1} [kNm]</td><td>327.74</td></tr> <tr><td>M_{el,z,rd,CS1} [kNm]</td><td>95.16</td></tr> <tr><td>M_{pl,flange1,rd} [kNm]</td><td>46.72</td></tr> <tr><td>M_{el,flange1,rd} [kNm]</td><td>31.15</td></tr> </table>	CS - Case 1: Maximum Torque		f _{td,b1} [MPa]	345.00	f _{td,b2} [MPa]	329.53	f _{td,w} [MPa]	333.77	f _{td,r} [MPa]	345.00	F _{yd,plate} [MPa]	345.00	M _{pl,y,rd,CS1} [kNm]	436.57	M _{pl,z,rd,CS1} [kNm]	170.11	M _{el,y,rd,CS1} [kNm]	327.74	M _{el,z,rd,CS1} [kNm]	95.16	M _{pl,flange1,rd} [kNm]	46.72	M _{el,flange1,rd} [kNm]	31.15																																																																																																																												
Composite stage																																																																																																																																																																																																							
f _{td,b1} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
f _{td,b2} [MPa]	298.08																																																																																																																																																																																																						
f _{td,w} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
f _{td,r} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
F _{yd,plate} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
F _{b1} [kN]	1015.68																																																																																																																																																																																																						
F _{b2} [kN]	1402.18																																																																																																																																																																																																						
F _{plate} [kN]	0.00																																																																																																																																																																																																						
F _{wd + 2 x F_r} [kN]	1770.00																																																																																																																																																																																																						
f _{td,eq} [MPa]	329.29																																																																																																																																																																																																						
M _{pl,y,rd,steel} [kNm]	424.95																																																																																																																																																																																																						
CS - Case 2: Maximum Longitudinal Bending																																																																																																																																																																																																							
f _{td,b1} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
f _{td,b2} [MPa]	329.53																																																																																																																																																																																																						
f _{td,w} [MPa]	339.31																																																																																																																																																																																																						
f _{td,r} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
F _{yd,plate} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
M _{pl,y,rd,CS2} [kNm]	437.77																																																																																																																																																																																																						
M _{pl,z,rd,CS2} [kNm]	170.21																																																																																																																																																																																																						
M _{el,y,rd,CS2} [kNm]	327.74																																																																																																																																																																																																						
M _{el,z,rd,CS2} [kNm]	95.16																																																																																																																																																																																																						
M _{pl,flange1,rd} [kNm]	46.72																																																																																																																																																																																																						
M _{el,flange1,rd} [kNm]	31.15																																																																																																																																																																																																						
CS - Case 1: Maximum Torque																																																																																																																																																																																																							
f _{td,b1} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
f _{td,b2} [MPa]	329.53																																																																																																																																																																																																						
f _{td,w} [MPa]	333.77																																																																																																																																																																																																						
f _{td,r} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
F _{yd,plate} [MPa]	345.00																																																																																																																																																																																																						
M _{pl,y,rd,CS1} [kNm]	436.57																																																																																																																																																																																																						
M _{pl,z,rd,CS1} [kNm]	170.11																																																																																																																																																																																																						
M _{el,y,rd,CS1} [kNm]	327.74																																																																																																																																																																																																						
M _{el,z,rd,CS1} [kNm]	95.16																																																																																																																																																																																																						
M _{pl,flange1,rd} [kNm]	46.72																																																																																																																																																																																																						
M _{el,flange1,rd} [kNm]	31.15																																																																																																																																																																																																						

Verificações locais em fase construtiva(1/2):

Critical Moment - Clark & Hill - Unpropped Beam	
E [GPa]	210
G [GPa]	80.796
I _z [m ⁴]	4.24E-05
I _y [m ⁴]	1.73E-06
I _w [m ⁶]	4.51E-07
L [m]	7.00
C ₁	1.12
C ₂	0.45
C ₃	0.53
K _z	1
K _w	1
z _j	-0.067
z _a [m]	-0.060
z _s [m]	-0.060
z _g [m]	0.000
M _{cr} [kNm]	531.09
M _{cr} - Override LT Beam	
M _{rd} - EN 1993-1-1 [kNm]	437.77
λ _{LT}	0.9
h/b	0.9
Imperfection curve	c
α _{LT}	0.49
φ _{LT}	1.086
χ _{LT}	0.595

Bending Resistance - Cross-Section - Unpropped Beam	
M _{ed,unpropped beam} [kNm]	179.73
M _{rd} - EN 1993-1-1 [kNm]	437.77
Ratio	0.41
Lateral Buckling: unpropped beam	
M _{b,Rd} - EN 1993-1-1	260.46
M _{ed} [kNm]	179.73
Ratio	0.69

Check position [m]	
Section check position [m]	3.50



Override	Web can bend in CS?	Yes
	% Web Moment reduction	0.00%

Slim-Floor - Construction Stage Verifications	
Bottom Flange or Base Plate bending check - CS	
Q _{Flange/Plate} [kN]	91.51
Support element	Bottom Flange
e _{Flange} [m]	0.10
e _{Plate} [m]	0.00
Eccentricity increment [%]	0.00%
M _{ed,Flange} [kNm]	9.20
M _{ed,Plate} [kNm]	-
Effective Flange with per rib [m]	0.301
Effective Plate with per rib [m]	-
f _{y,Flange} [MPa]	345
f _{y,Plate} [MPa]	345
W _{el,Flange} [m ³]	1.50E-04
W _{el,Plate} [m ³]	-
M _{rd,Flange} [kNm]	62.03
M _{rd,Plate} [kNm]	-
Ratio - Flange, CS	0.148
Ratio - Plate, CS	0.000
σ _{1,Flange} [MPa]	329.53
σ _{1,Plate} [MPa]	345.00

Case 1: Maximum Torque - Web bending check	
Q _{Flange} [kN]	91.51
Support element	Bottom Flange
Eccentricity increment [%]	0.00%
e _{web} [m]	0.122
Web Moment [kNm]	11.16
Effective Web with per rib [m]	0.344
f _{yd,w} [MPa]	345.00
W _{el,web} [m ³]	2.41E-04
M _{rd,web} [kNm]	99.97
Ratio	0.112
σ _{1,max,aprox} [MPa]	333.77

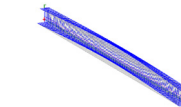
Case 2: Maximum Longitudinal Bending - Web bending check	
Q _{Flange} [kN]	91.51
Support element	Bottom Flange
Eccentricity increment [%]	0.00%
e _{web} [m]	0.03
Web Moment [kNm]	2.79
Effective Web with per rib [m]	0.161
f _{yd,w} [MPa]	345.000
W _{pl,web} [m ³]	1.13E-04
M _{rd,web} [kNm]	46.79
Ratio	0.060
σ _{1,max,aprox} [MPa]	339.31

Parameters to torque analysis	
E [GPa]	210
G [GPa]	80.796
Span [m]	7
I _x [m ⁴]	1.725E-06
I _w [m ⁶]	4.509E-07
a	0.824
L/a	8.493
Shape Factor to σ ₂	1.2

Valores obtidos:

Flexão do banzo: 0.148
Flexão da alma: 0.112
M_{rd,f} = 60.03 kNm
M_{rd,w} = 99.97 kNm
M_{ed}/M_{brd} = 0.69

M_{ref} = 531.09 kNm
(manual, perfil monossimétrico)



LTBeam: 530.19 kNm

Valores da referência:

Flexão do banzo: 0.15
Flexão da alma: 0.11
M_{rd,f} = 60.03 kNm
M_{rd,w} = 99.97 kNm
M_{ed}/M_{brd} = 0.67 (BS5950)

Verificações locais em fase construtiva(2/2):

Slim-Floor: Case 1 - Maximum Torque - Unpropped Beam	
Torque [kNm]	10.652
x [m]	3.5
Ø	0.05965
Ø'	0.0000
Ø''	-0.01286
M _{SV,ed} [kNm]	0.00
M _{w,ed} [kNm]	4.69
M _{y,ed} [kNm]	98.89
M _{z,ed} [kNm]	5.90
Bending Resistance	
M _{pl,y,rd,CS1} [kNm]	436.57
M _{pl,z,rd,CS1} [kNm]	170.11
M _{el,y,rd,CS1} [kNm]	327.74
M _{el,z,rd,CS1} [kNm]	95.16
M _{pl,flange1,rd} [kNm]	46.72
M _{el,flange1,rd} [kNm]	31.15
Section Check - Bending and Torsion	
My + MZ + T	0.19
Interaction of LTB +Mz+T: EN 1993-6	
C _{mz}	1
K _w	0.680
K _{zw}	0.965
M _{cr} [kNm]	531.09
χ _{LT}	0.595
K _α	1.229
Ratio	0.50

Slim-Floor: Case 2 - Maximum Bending - Unpropped Beam	
Torque [kNm]	2.791
x [m]	3.5
Ø	0.01563
Ø'	0.0000
Ø''	-0.00337
M _{SV,ed} [kNm]	0.00
M _{w,ed} [kNm]	1.23
M _{y,ed} [kNm]	179.73
M _{z,ed} [kNm]	2.81
Section Check - Bending and Torsion	
M _{pl,y,rd,CS2} [kNm]	437.77
M _{pl,z,rd,CS2} [kNm]	170.21
M _{el,y,rd,CS2} [kNm]	327.74
M _{el,z,rd,CS2} [kNm]	95.16
M _{pl,flange1,rd} [kNm]	46.72
M _{el,flange1,rd} [kNm]	31.15
Section Check - Bending and Torsion	
My + MZ + T	0.21
Interaction of LTB +Mz+T: EN 1993-6	
C _{mz}	1
K _w	0.695
K _{zw}	0.983
M _{cr} [kNm]	531.09
χ _{LT}	0.595
K _α	1.512
Ratio	0.73

Valores obtidos:

Resistência da secção com flexão e torção com análise plástica segundo Hughes et al., (2011) – Caso 1 (maior torção):

Rácio: 0.19

Estabilidade do elemento com flexão e torção pela EN1993-6 para Caso 1 (maior torção):

Rácio:0.50

Valores da referência:

Resistência da secção com flexão e torção com análise plástica segundo Hughes et al., (2011) – Caso 1 (maior torção):

Rácio: 0.45 (em regime elástico)

Estabilidade do elemento com flexão e torção para Caso 1 (maior torção):

Rácio:0.58

Nota: formulação diferente apresentada nas publicações mais antigas do SCI (Ex. P175 ou P248)

Resistência à flexão:

Para esta verificação foi recorrida à largura efetiva prevista pela EN1994-1-1 de $b_{eff} = L_e/4$, ao contrário do aplicado na publicação (que considera metade desse valor). Pretende-se justificar, dentro do apresentado na presente dissertação, que os resultados obtido não diferem em percentagens significativas.

Conexão de corte:

5.2.2) Shear-bond connection or transverse rebars: Slim-Floor Solutions

Shear-Bond	
Corrugated top flange upper surface	Yes
f_{sb} [MPa]	0.6
F_{sb} [kN]	894.46

Transverse rebars through the steel section	
\emptyset	0
// [mm]	0
F_{sl} [kN]	0.00

Applicability	
Topping ≥ 30 mm	OK
Topping ≤ 60 mm	OK

Methodology	
	Shear-Bond
F_{sc} [kN]	894.46
$\eta_{min.}$ - SCI P175	0.4
η	0.601

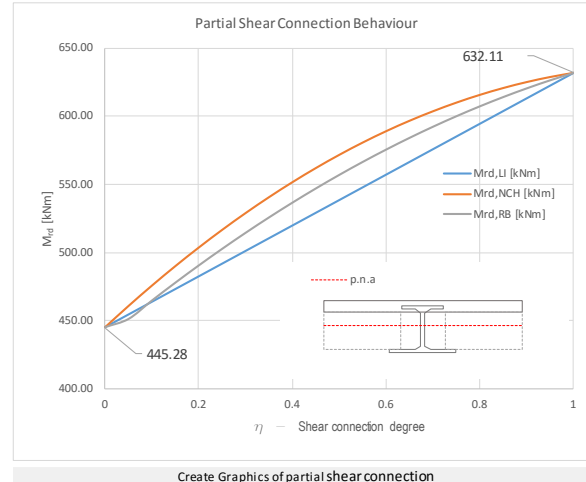
7) Partial Shear Connection

Bending Resistance [kNm]	
Full Shear Connection	632.11
Reduced effective breadth	575.95
New concrete high	589.45
Linear interaction curve	557.56

$M_{pl,steel}$ [kNm]	445.28
$2.5xM_{pl,steel}$ [kNm]	1113.20
$M_{pl,r1+1}$ [kNm]	632.11
γ_{calc}	0.601
Methodology to $M_{rd,calc}$	Reduce B _{eff}

Bending Resistance to partial shear connection - EN1994-1-1 (X=3.5 m)	
M_{ed} [kNm]	412.47
$M_{ed,\gamma_{calc}}$ [kNm]	575.95
Ratio	0.72
Position 4 - Plastic neutral axis in the web	

Δ to Full Shear Connection	Δ (%)
Reduced effective breadth	8.89%
New concrete high	6.75%
Linear interaction curve	11.79%



γ	$M_{ed,LI}$ [kNm]	$M_{ed,NCH}$ [kNm]	$M_{ed,RB}$ [kNm]	Δ (%) - LI - RCH	Δ (%) - LI - RB
0	445.28	445.28	445.28	0.00%	0.00%
0.05	454.62	460.90	451.32	1.38%	-0.73%
0.1	463.96	475.86	464.89	2.57%	0.20%
0.15	473.30	490.17	478.00	3.56%	0.99%
0.2	482.65	503.82	490.66	4.39%	1.66%
0.25	491.99	516.81	502.87	5.05%	2.21%
0.3	501.33	529.15	514.64	5.55%	2.65%
0.35	510.67	540.83	525.95	5.91%	2.99%
0.4	520.01	551.85	536.82	6.12%	3.23%
0.45	529.35	562.22	547.23	6.21%	3.38%
0.5	538.70	571.92	557.20	6.17%	3.43%
0.55	548.04	580.95	566.71	6.01%	3.41%
0.6	557.38	589.29	575.78	5.73%	3.30%
0.65	566.72	596.95	584.39	5.33%	3.12%
0.7	576.06	603.92	592.56	4.84%	2.86%
0.75	585.40	610.27	600.27	4.25%	2.54%
0.8	594.74	615.96	607.54	3.57%	2.15%
0.85	604.09	620.99	614.36	2.80%	1.70%
0.9	613.43	625.36	620.73	1.94%	1.19%
0.95	622.77	629.06	626.64	1.01%	0.62%
1	632.11	632.11	632.11	0.00%	0.00%

Valor obtido para cálculo em conexão parcial: $M_{pl,rd} = 575.95$ kNm (+3.4%)

Valor obtido segundo a referência: $M_{pl,rd} = 554.13$ kNm (abordagem pela BS5950 e ainda contabilizado um b_{eff} igual a $L_e/8$).

Com os resultados obtidos, é possível concluir que aplicando uma abordagem de acordo com a EN1994-1-1 são obtidos resultados bastaste próximos dos obtidos com a metodologia alternativa apresentada por Mullett *et al.* (1997).

Verificação de deformações a longo prazo (viga não escorada):

10) Serviceability Limite States

Creep Coefficients: EN 1992-1-1	
A_c [m ²]	113.750
u [m]	1.75
$h_0=2 \cdot A_c/u$ [mm]	130000
t_0 - Application of APL [Days]	28
t_0 - to unprop beams [Days]	12
RH [%]	50
t_{00} [Years]	50
$t_{0,calc}$ To β (to) - App. APL [Days]	28.00
$t_{0,calc}$ To β (to) - to unprop. [Days]	12.00
t_{00} [Days]	18250

Creep Coefficients - EN 1992-1-1 Annex B	
f_{cm} [MPa]	38
α_1	0.944
α_2	0.984
α_3	0.960
β_h	1439.6
φ_{RH}	1.08
β_{fcm}	2.73
β (to), APL (T=∞)	0.49
β_c (to), APL (T=∞)	0.977
φ_0 - APL (T=∞)	1.43
φ (to) - APL (T=∞)	0.94
β (to) - SW Slab, propp. t=28 Days	0.57
β_c (to) - SW Slab, propp. t=28 Days	0.258
φ_0 - SW Slab, propp. t=28 Days	1.68
φ (to) - SW Slab, propp. t=28 Days	0.29
β (to) - SW Slab, propp. (T=∞)	0.57
β_c (to) - SW Slab, propp. (T=∞)	0.98
φ_0 - SW Slab, propp. (T=∞)	1.68
φ (to) - SW Slab, propp. (T=∞)	1.10
ψ_L	1.39

Modular Ratios and b_{eff} - EN1994-1-1	
n_0 - Short term	9.51
n - Dynamic	8.64
n_L - SW Slab, propp. t=∞	24.09
n_L - APL t=∞	21.92
nL - SW Slab, propp. t=28 Days	13.36
Modular ratio - simplified: E_s/x	2
n - Simplified (Long term)	19.01
b_{eff} [m]	1.75
B_{eff}/n_0 [m]	0.184
$B_{eff}/n_{dynamic}$ [m]	0.203
B_{eff}/n_L - APL [m]	0.080
B_{eff}/n_L - SW Slab, propp. t=∞ [m]	0.073
B_{eff}/nL - SW Slab, propp. t=28 Days [m]	0.131
Inertia to Analysis	Cracked

Analysis considerations	
Creep consideration	Exact
% of Live Load to creep	30.00%
% Live Load Without creep	70.00%
I_{Steel} [mm ⁴]	1.55E+08
I_{c-SW} [mm ⁴]	2.55E+08
I_{c-APL} [mm ⁴]	2.58E+08
$I_{c-Short term,n0}$ [mm ⁴]	3.03E+08
I_c - Short term, PL, t=28 [mm]	2.80E+08
Z_{Steel} [mm]	120.09
Z_{-SW} [mm]	160.62
Z_{-APL} [mm]	163.49
$Z_{-Short term,n0}$ [mm]	193.21
Z - Short term, PL, t=28 [mm]	180.39
n_0 - Short term	9.51
n_L - SW Slab, propped beam	24.09
n_L - APL	21.92
nL - SW Slab, propp. beam, t=28Days	13.36

t - Application of APL [Days] - EN 1992-1-1		
Δt [Days]	$T(\Delta t)$ Temperature [°C]	$t_{r,i}$
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
OK		

t - to unprop beams [Days] - EN 1992-1-1		
Δt [Days]	$T(\Delta t)$ Temperature [°C]	$t_{r,i}$
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
OK		

Effects of temperature and Cement Type - EN 1992-1-1 Annex B	
Consider Type of cement	Yes
Consider the effect of temperature	Yes
α - Cement Type	0
t_0 - APL - Cement [Days]	28
t_0 - unprop. - Cement [Days]	12
t_0 - APL - Δt [Days]	28.00
t_0 - unprop. - Δt [Days]	12.00
t_0 - APL - Cem. & Δt [Days]	28
t_0 - unprop. - Cem. & Δt [Days]	12.00

5.6) Deflection

Analysis considerations - Deflection	
Cambering reference value [mm]	25.68
Camber applied [mm]	0.00
Deflection - Reference Value L/x	250
Live Load - Reference Value L/x	500

Conditions to partial shear connection analysis	
η Deflection	0.601
κ - Unpropped	0.3
κ - Propped	0.5

Override

Deflection Ccheck - Maximum Deflection - Unpropped Beam	
$\delta_{Construction Stage,0}$ [mm]	20.55
$\delta_{Construction LL \& Water in concrete}$ [mm]	3.70
δ - Construction LL influence	Reversible
$\delta_{Construction LL reversible?}$	Yes
$\delta_{Construction Stage,Calc.}$ [mm]	16.85
L/X [mm]	341
δ - APL [mm]	8.84
δ - LL, Short Term [mm]	11.50
δ - LL, Long Term [mm]	8.05
δ_{Total} - Unpropped Beam [mm]	32.91
$\delta_{Total,yj}$ - Unpropped Beam [mm]	34.44
Long Term - L/x - Unpropped Beam	203
Live Load - L/x - Unpropped Beam	609

Deflection Ccheck - Maximum Horizontal Deflection	
Torque [kNm]	6.073
$Z_{sc,eff}$ [m]	0.22
Reference - L/x	500
$\hat{\sigma}_{z,max}$ [mm]	7.36
Horizontal Deflection - L/x	951

Uniforme Distributed Loads - Deflection	
q - SW Wet Slab [kN/m]	18.40
q - SW Cured Slab [kN/m]	17.55
q - Additional PL [kN/m]	9.00
q - Live Load [kN/m]	21.00
q - CS, Unpropped [kN/m]	21.40
q - APL to deflection [kN/m]	15.30
q - Live Load, Short Term [kN/m]	21.00
q - Live Load, Long Term [kN/m]	14.70

Pontual Loads - Deflection	
Point Load 1 - SW [kN]	0
Point Load 1 - APL [kN]	0
Point Load 1 - LL, Long Term [kN]	0
Point Load 1 - LL, Short Term [kN]	0
Point Load 1 - LL-Construction [kN]	0
Point Load 2 - SW [kN]	0
Point Load 2 - APL [kN]	0
Point Load 2 - LL, Long Term [kN]	0
Point Load 2 - LL, Short Term [kN]	0
Point Load 2 - LL-Construction [kN]	0

BS 5950/ENV1994-1-1

6.1.4 Partial shear connection

The increased deflection under serviceability loads (see 2.4.1) arising from partial shear connection should be determined from the following expressions:

for propped construction

$$\delta = \delta_c + 0.5(1 - N_a/N_p)(\delta_s - \delta_c)$$

for unpropped construction

$$\delta = \delta_c + 0.3(1 - N_a/N_p)(\delta_s - \delta_c)$$

where

δ_s is the deflection for the steel beam acting alone;

δ_c is the deflection of a composite beam with full shear connection for the same loading.

Tal como para a resistência à flexão, para a estimativa de deformações a longo prazo foi utilizada a largura efetiva de acordo com a EN1994-1-1 ($b_{eff} = L_e/4$). Para o cálculo foi ainda recorrido ao anexo B da EN1992-1-1, tendo-se ainda em conta a aplicação de betão leve.

Valores obtido segundo a referência:

$$\delta_{max,vertical} = 34.09mm (L/205)$$

$$\delta_{max,horizontal} = 7.70mm (L/909)$$

Nota: a metodologia apresentada na publicação usa uma inércia não fendilhada que contempla ainda o betão contido no vazio entre a chapa e a alma do perfil. Apesar de poder ser entendido um carácter não conservador na análise, a contabilização de uma largura efetiva para o banzo de betão de $b_{eff} = L_e/8$ faz com que os resultados na prática sejam bastante próximos dos obtidos com a aplicação da EN1994-1-1 (tal como aqui demonstrado: L/203 para L/205).