



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

Modelação de Estruturas Porticadas Mistas Aço-Betão

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica Estrutural

Autor

Ricardo José de Almeida Gouveia Pimentel

Orientador

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, Março, 2013

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, deixo o meu agradecimento ao Professor Doutor Rui António Duarte Simões pela sua permanente disponibilidade e constante incentivo na realização da presente dissertação. Pela sua simpatia e pelos conhecimentos transmitidos, o meu sincero obrigado.

A todos os meus amigos que, de uma forma ou de outra, contribuíram para o sucesso no meu percurso académico, com especial atenção para o João Raimundo e Nuno Gaspar.

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

Por fim, mas não com menor importância, agradeço à Teresa por tudo.

RESUMO

As estruturas com recurso a elementos estruturais mistos Aço-Betão são cada vez mais correntes no setor da construção a nível europeu, contribuindo, para isso, a sua economia, eficiência estrutural, processos construtivos de considerável rapidez, assim com o desenvolvimento de normas de dimensionamento e análise referentes às mesmas

Por forma a enquadrar o âmbito de aplicabilidade do trabalho realizado, numa fase inicial é efetuada uma revisão bibliográfica sobre a construção mista Aço-Betão, passando por uma breve revisão histórica sobre a aplicabilidade das referidas estruturas assim como a apresentação das principais características de cada um dos elementos estruturais mistos.

Direcionando para a temática da construção mista para a modelação de estruturas, para além dos conceitos básicos de modelação, é abordado, em detalhe, o Capítulo 5 do Eurocódigo 4 (EN 1994 1-1), sendo descritas as metodologias para a contabilização das não linearidades presentes na modelação deste tipo de estruturas.

Não fornecendo a regulamentação europeia informação sobre o efeito de diafragma dos pavimentos, em particular nas situações de lajes mistas, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre a temática, apreciando a sua relevância na modelação e análise de estruturas mistas.

Com base na informação fornecida pelo Eurocódigo 4, são aplicadas a um edifício porticado misto de 3 pisos as duas metodologias distintas para a contabilização dos efeitos não lineares do Shear Lag, fluência, retração e fendilhagem do betão para as vigas mistas: análise não fendilhada e análise fendilhada. Posteriormente, serão avaliadas as influências do tipo de análise na obtenção dos esforços internos condicionantes para o dimensionamento dos pilares, vigas principais, vigas secundárias e contraventamentos do mesmo.

Com o objetivo de abordar uma metodologia mais precisa para a contabilização do efeito de diafragma dos pavimentos, foi ainda recriada uma terceira tipologia de modelo, onde a laje é simulada por um elemento de casca analisado por intermédio de elementos finitos.

Palavras chave: construção mista aço-betão; modelação de estruturas mistas; análise fendilhada; análise não fendilhada; efeito de diafragma dos pavimentos.

ABSTRACT

Steel and concrete composite structures are rising in the construction sector in Europe, and for that contributes their economy, structural efficiency, quick assembly and the developing of standard guidelines for their analysis and design.

To point out the applicability of the present dissertation, in a initial stage, will be present a bibliographic review about steel concrete composite constructions, referring a short historic note about the applicability of these structural solutions as the presentation as well as a reference to the main characteristics of each composite structural element.

To focus on steel concrete composite structures modelling, as well as the basic modelling concepts of structures, will be approached, in detail, the Chapter 5 of Eurocode 4 (EN 1994 1-1), being described the methodologies to take into account the nonlinearities present in these kind of structures.

Due to the lack of information in European standards about floors working as diaphragms, in the particular cases of composite slabs, was done a bibliographic review about the subject, evaluating their relevance in the analysis of composite structures.

Having as basis the information given in Eurocode 4, will be applied to a framed composite building with 3 stories the two distinct methodologies to count up the nonlinear effects of Shear Lag, shrinkage, creep and cracking of concrete: un-cracked analysis and cracked analysis. Furthermore will be evaluated the influences of those types of analysis to the definition of conditioning internal stresses in columns, principal and secondary beams, as well as in the bracing elements

To approach a more precise analysis to account the effect of floors working as diaphragms, was developed a third model, where the slab was simulated by a shell element analysed through finite elements.

Keywords: Steel concrete composite structures; composite structures modelling; un-cracked analysis, cracked analysis; floor as a diaphragm;.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento e motivação	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Estrutura da dissertação	3
2. CONSTRUÇÃO MISTA AÇO-BETÃO	4
2.1 Nota histórica.....	4
2.2 Regulamentação europeia existente.....	11
2.3 Características da construção mista Aço-Betão.....	13
2.3.1 Generalidades.....	13
2.3.2 Vantagens e desvantagens de soluções estruturais mistas Aço-Betão.....	13
2.3.3 Conexão de corte	17
2.3.4 Vigas Mistas	21
2.3.5 Lajes Mistas	23
2.3.6 Pilares Mistos.....	26
2.3.7 Ligações Mistas	27
2.4 Metodologias de dimensionamento	28
3. MODELAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO	29
3.1 – Generalidades	29
3.2 – Aspectos gerais de modelação.....	30
3.2.1 – Interação terreno-estrutura	30
3.2.2 - Influência de excentricidades	30
3.2.3 – Vigas com elementos metálicos de secção variável ou curvos.....	31
3.2.4 – Influência das ligações.....	32
3.2.5 – Estabilidade estrutural.....	33
3.3 – Aspectos de modelação específicos de estruturas mistas Aço-Betão.....	34
3.3.1 – Classificação de secções	34
3.3.2 – Imperfeições.....	37

3.3.3 – Largura efetiva dos banzos para o <i>Shear Lag</i>	38
3.3.3.1 – Definição de Shear Lag	38
3.3.3.2 – Determinação de Largura efetiva	40
3.3.4 – Contabilização dos efeito da fluência e retração do betão.....	41
3.3.5 – Contabilização dos efeito fendilhação do betão	44
3.3.6 – Influência do grau de conexão nos esforços de dimensionamento.....	45
3.3.7 – Influência das fases e faseamento da construção.....	45
3.3.8 – Efeitos da temperatura	46
3.3.9 – Incorporação de pré-esforço por deformações impostas controladas.....	47
3.4 – Influência da rigidez dos pavimentos em estruturas mistas	47
3.4.1 – Efeito de diafragma dos pavimentos.....	47
3.4.2 – Aplicação dos conceitos à análise de estruturas mistas	52
3.4.3 – Influência da rigidez dos pavimentos na modelação de estruturas mistas.....	53
3.5 – Metodologias de análise global da estrutura	54
3.5.1 – Generalidades.....	54
3.5.2 – Análise global elástica linear	55
3.5.2.1 – Introdução	55
3.5.2.2 – Análise elástica linear não fendilhada	55
3.5.2.3 – Análise elástica linear fendilhada	56
3.5.2.4 – Análise elástica linear com redistribuição limitada de momentos fletores ...	57
3.5.3 – Análise não linear	58
3.5.4 – Análise rígido-plástica	58
3.5.5 – Análise global para Estados Limites de Serviço.....	59
4 DEFINIÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIS A ANALISAR	61
4.1 – Generalidades	61
4.2 – Ações consideradas.....	62
4.3 – Distribuição de carregamento pelos elementos estruturais.....	64
4.4 – Solução estrutural adotada.....	65
4.5 – Ligações.....	66
4.6 – Larguras efetivas dos banzos de betão das vigas mistas	67

4.7 – Rigidez de flexão e axial das vigas para análise não fendilhada	68
4.8 – Rigidez de flexão e axial das vigas para análise fendilhada.....	71
4.9 – Elementos de simulação da rigidez axial da laje para análises não fendilhada e fendilhada	73
4.10 – Classificação das secções transversais dos elementos estruturais	75
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	78
5.1 – Introdução.....	78
5.2 – Esforços e deformações nos elementos estruturais.....	80
5.2.1 – Resultados: análise não fendilhada	80
5.2.1.1 – Lajes mistas	81
5.2.1.2 – Lajes maciças.....	82
5.2.2 – Resultados: análise fendilhada.....	82
5.2.2.1 – Lajes mistas	83
5.2.2.2 – Lajes maciças.....	84
5.2.3 – Resultados: análise com incorporação direta das lajes na modelação	84
5.2.3.1 – Lajes mistas	85
5.2.3.2 – Lajes maciças.....	86
5.3 – Deformações globais do edifício: Deslocamentos máximos e rotações.....	86
5.4 – Análise de resultados	88
5.4.1 – Comparação entre análises não fendilhadas e análises fendilhadas	88
5.4.2 – Comparação entre modelos previstos pelo Eurocódigo 4 e com incorporação direta da laje 91	
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	95
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Exemplos de elementos estruturais mistos: a) Pilar misto, b) Viga e laje mistas, c) Ligação mista.....	1
Figura 2.1 – Metodologia de Joseph Melan (adaptado de Savor e Bleiziffer, 2008).....	5
Figura 2.2 – Metodologia de Julius Kahn para viga mista (adaptado de Archpatent, 2013a).....	5
Figura 2.3 – Conetor de corte tipo espiral (adaptado de Tristão, 2002).....	6
Figura 2.4 – Laje mista <i>Hibond</i> (adaptado de Structuremag, 2013).	7
Figura 2.5 – Exemplos de Pontes Mistas.	8
Figura 2.6 – Exemplos de construção mista Aço-Betão: a) Willis Tower (Sears Tower), b) Shanghai World Financial Center, c) Taipai 101, d) Burj Khalifa, e) One World Trade Center.....	9
Figura 2.7 – Torre de São Gabriel/São Rafael, Parque das Nações, Lisboa.	9
Figura 2.8 – Construção Mista a nível mundial: edifícios de considerável envergadura com recurso a elementos estruturais mistos (adaptado de Skyscrapercenter, 2013).	10
Figura 2.9 – Exemplo de reabilitação e reforço de estruturas com elementos de aço (Gervásio, 2008).....	11
Figura 2.10 – Interação das normas EN 1994 com os restantes Eurocódigos.....	12
Figura 2.11 – Sustentabilidade no setor da construção.	15
Figura 2.12 – Estudo comparativo entre vigas mistas e vigas em betão armado (Conan, 2010).	16
Figura 2.13 – a) Princípio da reciprocidade de tensões tangenciais em facetas ortogonais; b) Desenvolvimento do esforço de corte em secção retangular (Dias da Silva, 1999).....	17
Figura 2.14 – Comportamentos em rotura de um conetor: Rotura frágil e Rotura dúctil	19
Figura 2.15 – Conexão de corte tipo <i>Stud</i> e sua aplicação.....	20
Figura 2.16 – Conexão de corte: a) Hat, b) Hilti X-HVB c) Perfobond, d) Crestbond e) 2T-Perfobond, f) I-Perfobond g) T-Perfobond.	20
Figura 2.15 – Exemplos de configurações tipo de vigas mistas Aço-Betão (Simões, 2012).	21
Figura 2.16 – a) Vigas mistas com recurso a treliça (tipo <i>joist</i>), b) Vigas alveoladas: Pormenores ilustrativos da facilidade de introdução de instalações em geral.	22
Figura 2.17 – Configuração tipo de uma laje mista Aço-Betão (Simões, 2012).....	23
Figura 2.18 – Laje <i>Slimfloor</i> (Nardin <i>et al.</i> , 2005).....	25
Figura 2.21 – Pilares mistos Aço-Betão: a) Totalmente envolvidos em betão, b) Parcialmente envolvidos em betão, c) Preenchidos por betão (Nardin <i>et al.</i> , 2008).....	26
Figura 3.1 – Fenómeno <i>Shear Lag</i> (adaptado de Johnson, 1994).....	39

Figura 3.2 – Valores de Le para o cálculo da largura efetiva dos banzos de betão para o <i>Shear Lag</i> (adaptado de CEN, 2004c).....	41
Figura 3.3 – Comportamento típico de um diafragma sob carga no seu plano.....	49
Figura 3.4 – Comportamento de diafragmas com rigidez idêntica aplicados em edifícios com rigidez diferente.....	50
Figura 3.5 – Modos de rotura: rotura por corte (Porter e Greimann, 1982).....	51
Figura 3.6 – Simulação da rigidez axial dos pavimentos co recurso a elementos diagonais metálicos de união entre pórticos consecutivos.....	53
Figura 3.3 – Metodologias de análise global de estruturas mistas.....	54
Figura 3.4 – Fatores de redução para os momentos fletores nos apoios (CEN, 2004c).....	60
Figura 4.1 – Solução estrutural adotada: a) vista em planta b) vista em alçado.....	62
Figura 4.2 – Carga uniformemente distribuída de 1 kN/m^2 numa fachada de maior inércia.....	63
Figura 4.3 – Carga uniformemente distribuída de 1 kN/m^2 numa fachada de menor inércia.....	63
Figura 4.4 – Carga uniformemente distribuída de 1 kN/m^2 numa largura entre dois pilares consecutivos da fachada de maior inércia (assimétrica).....	64
Figura 4.5 – Carga uniformemente distribuída de 1 kN/m^2 numa largura entre dois pilares consecutivos da fachada de menor inércia (assimétrica).....	64
Figura 4.6 – Distribuição de cargas: a) verticais nas vigas b) horizontais nos pilares.....	65
Figura 4.7 – Geometria da chapa perfilada admitida (dimensões em milímetros).....	65
Figura 4.8 – Sistema de contraventamento aplicado.....	66
Figura 4.9 – Larguras efetivas dos banzos de betão das vigas mistas: aplicação do método simplificado para contabilização dos efeitos da fendilhação.....	67
Figura 4.10 – Análise não fendilhada: secção sujeita a momento positivo (meio vão).....	68
Figura 4.11 – Análise não fendilhada: secção sujeita a momento negativo (apoios).....	69
Figura 4.12 – Análise fendilhada: secção sujeita a momento positivo.....	71
Figura 4.13 – Análise fendilhada: secção sujeita a momento negativo.....	71
Figura 4.14 – Modelo I: determinação da rigidez axial da laje mista.....	73
Figura 4.15 – Modelo II: determinação da rigidez axial da laje mista.....	74
Figura 4.16 – Simulação da rigidez da laje: a) Modelo I b) Modelo II.....	74
Figura 4.17 – Análise plástica da secção de apoio (sujeita a momento negativo).....	76
Figura 5.1 – Modelos concebidos: a) Análises não fendilhada e fendilhada; b) Modelo com incorporação direta da laje.....	78
Figura 5.2 – Modo de instabilidade global condicionante: a) Análises não fendilhada e fendilhada; b) Modelo com incorporação direta da laje.....	79
Figura 5.3 – Metodologia para o cálculo da rotação do edifício.....	80

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Alguns exemplos de construções com recurso a elementos estruturais mistos Aço-Betão (Skyscrapercenter, 2013, Tatasteel, 2013, Sears Tower, 2013)	8
Quadro 2.2 – Referências sobre conexão de corte.	21
Quadro 3.1 – Classificação de banzos: de aço para secções parcialmente revestidas de betão (Adaptado de CEN, 2004).....	37
Quadro 3.2 – Limites de redistribuição de momentos negativos (adaptado de Calado, 2010).	58
Quadro 4.1 – Tipologias de modelação recriadas.	61
Quadro 4.2 – Larguras efetivas dos banzos de betão das vigas mistas.	67
Quadro 4.3 – Momentos de inércia das vigas para análise não fendilhada – Laje mista 16cm.	69
Quadro 4.4 – Momentos de inércia das vigas para análise não fendilhada – Laje mista 20 cm.	69
Quadro 4.5 – Momentos de inércia das vigas para análise não fendilhada – Laje maciça 16cm.....	70
Quadro 4.6 – Momentos de inércia das vigas para análise não fendilhada – Laje maciça 20cm.....	70
Quadro 4.7 – Momentos de inércia das vigas para análise fendilhada – Laje mista 16 cm.	72
Quadro 4.8 – Momentos de inércia das vigas para análise fendilhada – Laje mista 20 cm.	72
Quadro 4.9 – Momentos de inércia das vigas para análise fendilhada – Laje maciça 16 cm.	72
Quadro 4.10 – Momentos de inércia das vigas para análise fendilhada – Laje maciça 20 cm.	73
Quadro 4.11 – Classificação da de secção de apoio.....	76
Quadro 4.12 – Armaduras mínimas da laje para garantir a capacidade de rotação das secções.	77
Quadro 5.1 – Resultados: pilares e contraventamentos, análise não fendilhada, lajes mistas.....	81
Quadro 5.2 – Resultados: vigas principais, análise não fendilhada, lajes mistas.....	81
Quadro 5.3 – Resultados: vigas secundárias, análise não fendilhada, lajes mistas.....	81
Quadro 5.4 – Resultados: pilares e contraventamentos, análise não fendilhada, lajes maciças.....	82
Quadro 5.5 – Resultados: vigas principais, análise não fendilhada, lajes maciças.	82
Quadro 5.6 – Resultados: vigas secundárias, análise não fendilhada, lajes maciças.	82
Quadro 5.7 – Resultados: pilares e contraventamentos, análise fendilhada, lajes mistas.	83
Quadro 5.8 – Resultados: vigas principais, análise fendilhada, lajes mistas.....	83
Quadro 5.9 – Resultados: vigas secundárias, análise fendilhada, lajes mistas.....	83
Quadro 5.10 – Resultados: pilares e contraventamentos, análise fendilhada, lajes maciças.....	84
Quadro 5.11 – Resultados: vigas principais, análise fendilhada, lajes maciças.	84

Quadro 5.12 – Resultados: vigas secundárias, análise fendilhada, lajes maciças.	84
Quadro 5.13 – Resultados: pilares e contraventamentos, modelos com laje, lajes mistas.	85
Quadro 5.14 – Resultados: vigas principais, modelo com laje, laje mista.	85
Quadro 5.15 – Resultados: vigas secundárias, modelos com laje, lajes mistas.	85
Quadro 5.16 – Resultados: pilares e contraventamentos, modelo com laje, lajes maciças.	86
Quadro 5.17 – Resultados: vigas principais, modelos com laje, lajes maciças.	86
Quadro 5.18 – Resultados: vigas secundárias, modelos com laje, lajes maciças.	86
Quadro 5.19 – Deslocamentos horizontais e rotações máximos: análise não fendilhada	87
Quadro 5.20 – Deslocamentos horizontais e rotações máximos: análise fendilhada	87
Quadro 5.21 – Deslocamentos horizontais e rotações máximos: modelos com laje.	87
Quadro 5.22 – Comparação entre análise não fendilhada e fendilhada: Pilares.	88
Quadro 5.23 – Comparação entre análise não fendilhada e fendilhada: Vigas principais	89
Quadro 5.24 – Comparação entre análise não fendilhada e fendilhada: Deslocamentos horizontais e rotação globais máximos	90
Quadro 5.25 – Comparação entre modelos: Pilares.	92
Quadro 5.26 – Comparação entre modelos: Vigas principais.	93
Quadro 5.27 – Comparação entre modelos: Vigas secundárias.	94
Quadro 5.28 – Comparação entre modelos: Deslocamentos horizontais e rotação globais máximos. ..	94

SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS

Simbologia

Letras maiúsculas latinas:

A	–	Área da secção;
A_c	–	Área efetiva do banzo de betão;
A_h	–	Área da secção homogeneizada;
B	–	Largura real do banzo de betão da viga mista: distância entre pontos médios de tramos adjacentes à viga;
A_s	–	Armadura de flexão da viga mista;
$A_{s,prov}$	–	Armadura de flexão da viga mista aplicada;
$A_{s,req}$	–	Armadura de flexão da viga mista necessária para garantir a capacidade de rotação da secção (secções transversais de Classe 1 ou 2);
D	–	Largura do diafragma;
E	–	Módulo de Young ou de Elasticidade;
E_a	–	Módulo de elasticidade do aço estrutural;
E_{cm}	–	Módulo de elasticidade secante do betão;
E_c	–	Valor considerado para modelação do módulo de elasticidade do betão;
$E_{c,eff}$	–	Módulo de elasticidade efetivo do betão;
E_s	–	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço para betão armado;
$E_a I_1$	–	Rigidez de flexão não fendilhada do betão;
$E_a I_2$	–	Rigidez de flexão fendilhada do betão;
$(EI)_{eff}$	–	Rigidez de flexão efetiva para cálculo do esforço normal crítico elástico
$(EI_{eff,II})$	–	Rigidez de flexão efetiva do betão em elementos mistos sujeitos a compressão;
I	–	Momento de inércia da secção;
I_a	–	Momento de inércia da secção de aço estrutural;
I_c	–	Momento de inércia da secção de betão não fendilhado;
I_h	–	Momento de inércia da secção de homogeneizada;
I_s	–	Momento de inércia das armaduras;
I_y	–	Momento de inércia em torno do eixo y;
I_x	–	Momento de inércia em torno do eixo x;
K_0	–	Coefficiente de calibração que deverá ser considerado igual a 0,9;
$K_{e,II}$	–	Coefficiente de correção que deverá ser igual a 0,5;
L	–	Comprimento do diafragma;

L_e	–	Distância aproximada entre secções de momento nulo;
M	–	Momento fletor;
M_{max+}	–	Momento fletor máximo positivo obtido através da modelação;
M_{max-}	–	Momento fletor máximo negativo obtido através da modelação;
M_{red+}	–	Momento fletor máximo positivo obtido através da modelação com redistribuição;
M_{red-}	–	Momento fletor máximo negativo obtido através da modelação com redistribuição;
$M_{max,y}$	–	Momento fletor máximo na direção de maior inércia do pilar obtido através da modelação;
$M_{max,z}$	–	Momento fletor máximo na direção de menor inércia do pilar obtido através da modelação;
N_{cr}	–	Esforço normal crítico elástico para o modo de encurvadura aplicável;
N_{Ed}	–	Valor de cálculo do esforço normal;
$N_{G,Ed}$	–	Valor de cálculo da parte permanente de esforço normal de compressão atuante;
N_{max+}	–	Esforço normal/axial máximo de compressão resultante da modelação;
N_{max-}	–	Esforço normal/axial máximo de tração resultante da modelação;
$N_{pl,Rk}$	–	Valor característico da resistência plástica à compressão do elemento;
P	–	Força de corte no conetor;
P_{Rd}	–	Valor de cálculo da resistência ao corte de um conetor;
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;
V	–	Esforço de corte (ou transverso);

Letras minúsculas latinas:

b	–	Largura da secção;
b_0	–	Distância entre os centros dos conectores extremos do elemento;
b_c	–	Largura do revestimento de betão na secção de aço;
$b_{eff,i}$	–	Largura efetiva dos banzos de betão contabilizando o efeito do Shear Lag no tramo da viga mista “i”;
b_{ei}	–	Largura efetiva do banzo de betão de cada lado “i” da alma, tendo em conta o comprimento aproximado entre pontos de momento fletor nulo de uma viga;
b_f	–	Largura da base do perfil metálico;
b_i	–	Distância entre o conetor extremo e um ponto situado a meia distância entre almas adjacentes. No caso de consolas, será a distância ao bordo livre;
b_n	–	Largura da do banzo efetivo de betão homogeneizado em aço;
c_f	–	Largura livre do banzo do perfil de aço em compressão;
c_w	–	Altura livre da alma do perfil de aço;
dE	–	Esforço de corte (ou de escorregamento);
dx	–	Desenvolvimento infinitesimal da peça segundo a direção x;

dy	–	Desenvolvimento infinitesimal da peça segundo a direção y;
dz	–	Desenvolvimento infinitesimal da peça segundo a direção z;
$e.n.$	–	Posição do eixo neutro;
f_1	–	Fator de redução do momento fletor nos apoios para análise fendilhada para análise de Estados Limites de Utilização;
f_2	–	Fator de redução do momento fletor nos apoios para contabilização dos efeitos do processo construtivo para análise de Estados Limites de Utilização;
f_{ctm}	–	Resistência à tração do betão por flexão;
f_y	–	Valor característico da tensão de cedência do aço estrutural;
f_{yd}	–	Valor nominal da tensão de cedência do aço estrutural;
f_{sy}	–	Valor característico da tensão de cedência do aço da armadura da viga;
h	–	Altura da secção;
h_1	–	Altura nervurada do banzo de betão;
h_a	–	Altura do perfil metálico;
h_c	–	Altura do banzo de betão excluindo qualquer esquadro ou nervura;
k_c	–	Parâmetro para o cálculo da armadura mínima para controlo de rotação da secção;
n	–	Coefficiente de homogeneização;
n_0	–	Coefficiente de homogeneização E_a/E_{cm} para as ações de curta duração;
n_L	–	Coefficiente de homogeneização para contabilização do efeito da fluência e retração do betão;
t	–	Idade;
t_f	–	Espessura do banzo do perfil metálico;
t_0	–	Idade no instante do carregamento;
t_w	–	Espessura da alma do perfil metálico;
y	–	Distância entre a posição do eixo neutro elástico e a fibra onde se quer calcular a tensão; eixo de maior inércia da secção transversal;
z	–	Posição do eixo neutro;
z_0	–	Distância vertical entre os centros de gravidade do bazo de betão não fendilhado e da secção mista não fendilhada, utilizando no cálculo um coeficiente de homogeneização n_0 ;

Letras minúsculas gregas:

α_{cr}	–	Multiplicador crítico da estrutura;
α	–	Percentagem/100 da altura livre da alma do perfil de aço em compressão;
β	–	Fator para o cálculo da largura efetiva do benzo de betão num poio de extremidade;
δ	–	Deformação; Parâmetro para o cálculo da armadura mínima para capacidade de rotação da secção: 1 para secções de Classe 2 e 1.1 nas secções de Classe 1;
δ_{hgc}	–	Deslocamento horizontal global na direção do carregamento;

δ_{hg}	–	Deslocamento horizontal global na direção perpendicular à direção do carregamento;
$\delta_{max,v}$	–	Deslocamento vertical máximo ao nível do elemento;
$\delta_{max,h}$	–	Deslocamento horizontal máximo ao nível do elemento;
ε	–	Extensão de engenharia; Parâmetro em função da classe do aço estrutural para a classificação de secções transversais;
Θ	–	Rotação;
$\bar{\lambda}$	–	Esbelteza normalizada do elemento para o plano de flexão considerado;
ρ_s	–	Parâmetro para o cálculo da armadura mínima para capacidade a de rotação da secção;
σ	–	Tensão normal;
σ_a	–	Tensão normal máxima registada no perfil metálico através de uma análise por secção homogeneizada;
σ_c	–	Tensão normal máxima na zona da secção transversal contendo do betão, através de uma análise por secção homogeneizada;
σ'_c	–	Tensão normal máxima na zona da secção transversal contendo do betão, através de uma análise com secção homogeneizada, dividida pelo coeficiente de homogeneização utilizado na mesma;
σ_{max+}	–	Tensão normal de tração tendo em conta o momento redistribuído;
σ_{max-}	–	Tensão normal de compressão tendo em conta o momento redistribuído;
$\sigma_{t,max}$	–	Tensão normal máxima de tração registada no betão;
σ_s	–	Tensão normal máxima na zona do posicionamento das armaduras de laje, através de uma análise por secção homogeneizada;
τ	–	Tensão tangencial;
τ_{ij}	–	Tensão tangencial sendo “i” a direção da seminormal à faceta onde a mesma é instalada e “j” a direção do vetor tensão tangencial em causa;
\emptyset	–	Diâmetro da armadura de reforço da viga mista;
φ_L	–	Coefficiente de fluência;
ψ_L	–	Coefficiente multiplicativo da fluência função do tipo de carregamento;

Letras maiúsculas gregas:

Δ	–	Deslocamentos horizontais globais máximos para a posição deformada da estrutura;
----------	---	--

Abreviaturas:

SLS	–	Serviceability Limit States (Estados Limites de Serviço);
SW	–	<i>Shear wall</i> (parede resistente);
ULS	–	Ultimate Limit States (Estados Limites Últimos);

1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento e motivação

Na conceção de estruturas, os dois materiais predominantemente utilizados são o Aço e o Betão. O uso mais eficiente dos mesmos estará, sem dúvida, associado à sua conjugação, permitindo-se assim a complementaridade das suas propriedades.

Por estrutura mista Aço-Betão entende-se uma estrutura cujas secções transversais dos seus elementos estruturais são constituídas por ambos os materiais. Tais elementos poderão ser pilares, vigas, lajes ou ligações. A título ilustrativo, na Figura 1.1 são apresentados exemplos dos referidos elementos estruturais.

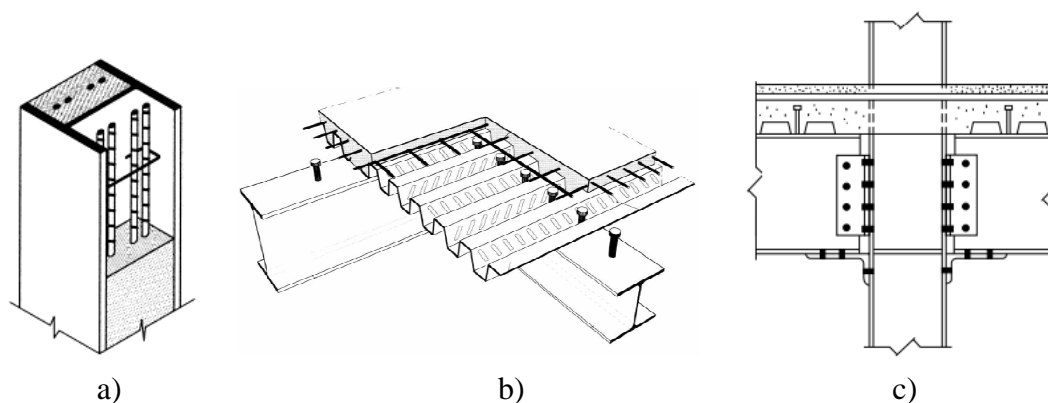


Figura 1.1 – Exemplos de elementos estruturais mistos: a) Pilar misto, b) Viga e laje mistas, c) Ligação mista

Numa época em que é de fácil percepção o relevo que o campo económico representa em qualquer que seja o domínio em causa, torna-se evidente a importância de se aprofundarem os conhecimentos neste tipo de soluções estruturais, uma vez que em muitos casos (como em pontes ou construções de grande envergadura e complexidade) estas permitem desenvolver soluções com um elevado grau de otimização.

Questões como a facilidade de construção e rapidez de execução da obra, o próprio custo dos materiais envolvidos, a sustentabilidade da construção ou uma melhor resposta às ações esperadas na estrutura poderão levar a que uma estrutura que contenha elementos estruturais mistos Aço-Betão se destaque face às soluções alternativas em Betão Armado ou em Aço.

Apesar do referido, este tipo de soluções não é ainda usado de forma intensiva no mercado da construção. Para tal facto contribuem, muito provavelmente, a falta de conhecimento e informação na matéria respeitante ao projeto de estruturas assim como a escassez de mão-de-obra especializada disponível no mercado. No entanto, é relevante salientar que durante as últimas décadas tem vindo a registar-se uma crescente aplicabilidade dos conceitos de construção mista, crescimento esse fortemente associado ao desenvolvimento de normas europeias na matéria (Eurocódigos) assim como a implementação da construção mista Aço-Betão como uma temática a lecionar nos estabelecimentos de ensino superior.

Por comparação com as estruturas metálicas, poder-se-á afirmar que o dimensionamento de elementos estruturais (vigas, pilares, lajes ou ligações) em estruturas mistas Aço-Betão é mais simples, já que nestas as verificações de fenómenos de estabilidade são menos complexas. Relativamente à modelação e cálculo, as estruturas mistas apresentam uma maior complexidade, associada não só à presença de dois materiais distintos nas secções (aço e betão) mas também devido ao facto do betão ser apenas efetivo na fase definitiva da estrutura, pelo que o faseamento da construção ganha uma importância acrescida neste tipo de solução estrutural. Deste modo, é importante estabelecer a distinção entre fase de construção (carregamento apenas resistido pelos elementos metálicos) e fase definitiva (carregamento resistido pelos elementos mistos).

Focando a temática da modelação computacional de estruturas mistas, a complexidade da mesma será, em grande parte, associada à presença dos efeitos não lineares da fluência, retração e fendilhação do betão assim como o efeito do Shear Lag associado às vigas, o que se traduz na existência de uma rigidez à flexão variáveis ao longo do elemento. A regulamentação Europeia indica várias metodologias mais ou menos complexas para a modelação dos elementos estruturais mistos, ficando ao critério do projetista a opção por uma delas em função do projeto em causa.

A motivação da presente dissertação está relacionada com o desenvolvimento dos conhecimentos até então adquiridos no âmbito da construção mista Aço-Betão, direcionando-os para projeto de estruturas, mais propriamente para o campo da modelação computacional das mesmas.

1.2 Objetivos

Na presente dissertação começa-se por elaborar um revisão bibliográfica sobre a construção mista Aço-Betão, fornecendo noções básicas (caracterização, comportamento, assim como metodologias de análise e de dimensionamento) sobre os elementos estruturais mistos.

Depois apresentam-se as vantagens e limitações da aplicabilidade de soluções estruturais mistas, estabelecendo, para tal, sempre que relevante comparação com as precedentes construção metálica e construção em betão armado.

O principal objetivo da dissertação é a análise e discussão das diversas metodologias de modelação de estruturas mistas Aço-Betão previstas pelo Eurocódigo 4 (CEN, 2004, c). Para além da descrição dessas metodologias e de todos os efeitos a incorporar são efetuadas comparações com base numa estrutura porticada base modelada com o programa de cálculo estrutural Robot (Autodesk, 2012), avaliando-se as diferenças registadas entre as mesmas.

Para além do referido, procurou-se efetuar uma recolha de informação sobre o efeito de diafragma em pavimentos mistos, discutindo a sua relevância para na modelação e análise de estruturas mistas.

1.3 Estrutura da dissertação

Capítulo 1 – Introdução, é apresentado o enquadramento do problema e a motivação para a elaboração do trabalho, os objetivos a atingir bem como um breve resumo de cada capítulo.

Capítulo 2 – Construção mista Aço-Betão, é efetuada um revisão história sobre a construção mista a nível mundial, fazendo-se referência as suas principais vantagens e desvantagens. Para além disso, são apresentados as principais características sobre a mesma.

Capítulo 3 – Modelação e análise de estruturas mistas aço-betão, é feita referência aos conceitos gerais de modelação de estruturas mas sobretudo são exploradas tanto as metodologias de análise como a forma de contabilização dos efeitos não lineares presentes na modelação de estruturas mistas Aço-Betão.

Capítulo 4 – Definição dos modelos estruturais a analisar, são apresentadas as características das estruturas a analisar, bem como o cálculo de algumas propriedades necessárias para a modelação das mesmas.

Capítulo 5 – Apresentação e análise de resultados, são apresentados os resultados obtidos para cada tipologia de análise, para cada tipo de estrutura, estabelecendo-se sempre que pertinente comentários sobre os mesmos. Para além do referido, é feita a comparação direta entre as diferentes formas de modelar a estrutura.

Capítulo 6 – Conclusões e sugestões de trabalhos futuros, são apresentadas as principais conclusões estabelecidas e sugeridos trabalhos de investigação futuros.

2. CONSTRUÇÃO MISTA AÇO-BETÃO

2.1 Nota histórica

O conceito de construção mista Aço-Betão aplica-se sempre que numa dada estrutura a totalidade ou apenas parte dos seus elementos estruturais (tais como lajes, vigas, pilares ou ligações) apresentem secções transversais constituídas por ambos os materiais interligados entre si. Mais pormenorizadamente, um elemento misto é caracterizado pela associação de um elemento de aço (perfis metálicos ou secções formadas por placas soldadas) a um elemento de betão, permitindo a complementaridade das propriedades de cada um dos materiais e que estes trabalhem assim solidariamente para resistirem aos esforços atuantes no elemento.

Com a referida complementaridade são aproveitadas de uma forma mais adequada as potencialidades dos materiais, conseguindo-se assim, para certos casos, soluções estruturais ímpares, com um grau de eficiência maior e, conseqüentemente, mais económicas.

Apesar do seu carácter inovador, a construção mista é tão antiga como as construções em betão armado ou em aço. Tal consideração é perceptível dado o elevado desenvolvimento que a construção em aço já apresentava nas últimas décadas do século XIX, sendo esta posteriormente combinada com a construção em betão armado que, pela mesma altura, já se revelava como um solução emergente no sector da construção.

As primeiras aplicações do conceito de elemento misto são associadas, numa fase primária, ao uso do betão não como elemento estrutural mas com a função de potenciar a resistência ao fogo em vigas de ferro forjado, sendo que tal conceito remete para meados do século XIX. Nestes casos, a resistência dos elementos (vigas ou pilares) dependia exclusivamente do perfil metálico. Posteriormente, foram desenvolvidos betões com melhores propriedades mecânicas, podendo estes assim serem tidos em conta para a resistência do elemento.

Um dos primeiros registos (se não mesmo o primeiro) de aplicação de elementos estruturais mistos remete para os estudos realizados por Joseph Melan que em 1892 desenvolveu uma metodologia onde perfis metálicos de secção em “I” seriam combinados com betão estrutural (sem conexão mecânica entre os dois materiais) (Figura 2.1). Tal metodologia viria a revelar uma extensa aplicabilidade no âmbito de pontes em arco, sendo mesmo patenteada em 1893 aquando da comprovação experimental da sua elevada eficiência. A sua aplicabilidade esmoreceria por volta da década de 40 mas, até aí, a metodologia de Melan viria a ser

implementada para além das já referidas pontes em arco também na conceção de pavimentos em fábricas ou armazéns (Savor e Bleiziffer, 2008, Kurrer, 2008).

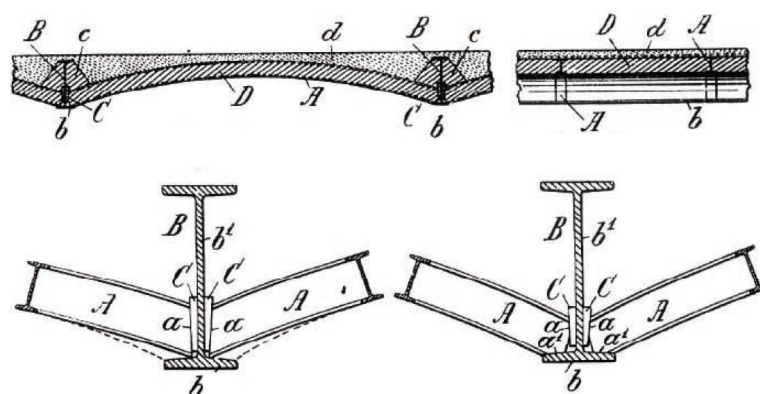


Figura 2.1 – Metodologia de Joseph Melan (adaptado de Savor e Bleiziffer, 2008).

Os primeiros estudos sobre vigas mistas podem ser remetidos para os realizados por Joseph Melan no início do século XX, onde perfis de ferro forjado seriam embutidos em betão estrutural. Posteriormente, no que toca a vigas mistas, conhecem-se estudos desenvolvidos entre 1914 e 1918 no Reino Unido pela empresa *Redpath Brow and Company* que, para tal, desenvolveu uma série de ensaios para pisos (Malite, 1990 *apud* Chaves, 2009 e Tristão, 2002). 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 para construção de vigas mistas desenvolvida por Julius Kahn. Esta consistia em efetuar recortes no banzo do perfil posicionando-os de modo a conceberem a conexão de corte (explicada no subcapítulo 2.3.3) entre os dois materiais (Figura 2.2) (Nethercot, 2003).

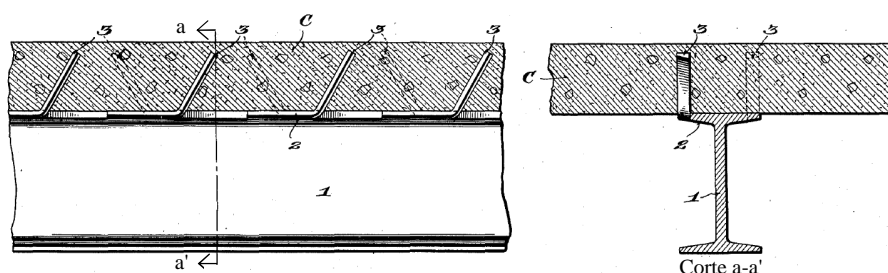


Figura 2.2 – Metodologia de Julius Kahn para viga mista (adaptado de Archpatent, 2013a).

Quanto a pilares mistos, a investigação nesta área teve início pouco depois de 1900, sendo que os primeiros registos da mesma remetem para uma série de ensaios desenvolvidos por Fritz

von Emperger (aluno de Joseph Melan) envolvendo pilares de betão reforçadas com perfis metálicos (Kurrer, 2008). Posteriormente, em 1908 são conhecidos estudos realizados no Canadá pela *Columbia University* (Nethercot, 2003).

Através do trabalho de investigação realizado no âmbito de elementos estruturais mistos foi notório que a otimização dos mesmos seria apenas obtida existindo uma eficiente conexão entre os dois materiais. Não se revelando o simples atrito entre os materiais suficiente, desde as primeiras décadas do século transato têm vindo a ser desenvolvidas soluções de conexão mecânica entre os mesmos – conetores. Por volta da década de 30 foi desenvolvida a primeira conexão de corte com recurso a dispositivos mecânicos. Tal solução consistia na introdução de varões de aço dobrados em espiral soldados ao banzo superior do perfil metálico (Figura 2.3). Até aos dias de hoje a temática da conexão de corte tem merecido destaque no âmbito da construção mista Aço-Betão, tendo sido, até então, propostas diversas tipologias de conexão. Tal temática será abordada com maior detalhe no subcapítulo 2.3.3 da presente dissertação.

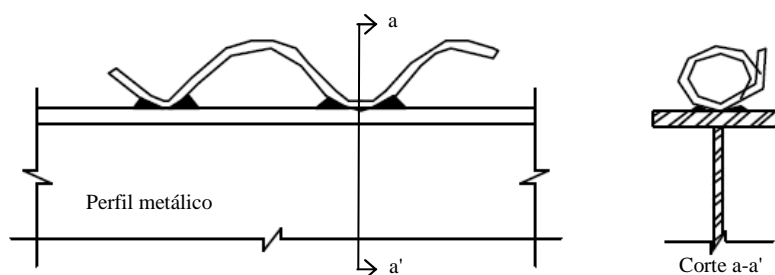


Figura 2.3 – Conector de corte tipo espiral (adaptado de Tristão, 2002).

As primeiras aplicações de chapas de aço para suportarem pavimentos de betão surgiram na década de 20. Em resposta ao elevado interesse que as empresas de construção revelavam por este tipo de elemento, em 1926 surge uma solução patenteada por James Loucks e Harry Gillette para o referido tipo de lajes (Archpatent, 2013b). 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 como proteção da chapa de aço em situação de incêndio.

As primeiras lajes mistas com chapas perfiladas surgem nos anos 50, desenvolvidas pela empresa norte-americana *Granco Steel Products Company* tendo sido estas designadas por *Cofar*. De modo a garantir a ligação do betão à chapa de aço, estas possuíam uma rede electrossoldada aplicada na sua face superior. Após a realização de estudos numéricos e experimentais 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, Structuremag, 2013).

Para evitar ao recurso à rede electrossoldada 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* e denominadas por *Hibond*, estas foram as precursoras das atuais chapas perfiladas para lajes mistas (Figura 2.4) (Calado e Santos, 2010, Structuremag, 2013).

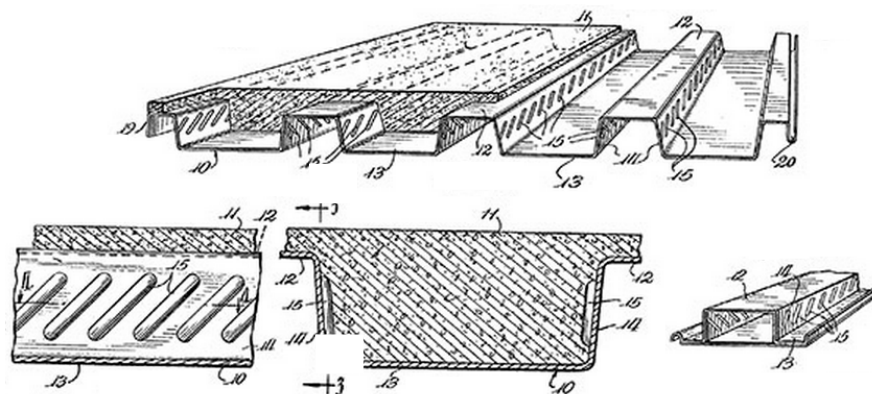


Figura 2.4 – Laje mista *Hibond* (adaptado de Structuremag, 2013).

No que diz respeito a ligações mistas, será razoável afirmar que a sua aplicação esteve sempre implícita desde a primeira associação de um elemento misto com um elemento metálico ou misto. A questão, neste campo, prende-se com o facto das propriedades resistentes conferidas pela secção mista da ligação serem ou não contabilizadas para o cálculo da resistência da mesma, deixando esta, assim, de ser analisada como unicamente metálica. Os primeiros ensaios sobre ligações tidas como mistas remontam à década de 70, sendo a primeira publicação conhecida realizada por Johnson e Hope-Gill (1972) (Simões da Silva et al., 2001).

Com os estudos desenvolvidos no âmbito da construção mista Aço-Betão, revelaram-se cada vez mais notórias as vantagens que esta proporcionava (apresentadas no subcapítulo 2.3.2 da presente dissertação). Ao longo do século transato foram sendo aperfeiçoadas as metodologias de análise e dimensionamento dos elementos mistos merecendo assim, a construção mista, realce a nível mundial. Exemplos disso foram os destaques da temática merecidos ao longo dos anos em publicações científicas como *Stahlbau* (fundado em 1928), *Construction Métallique* (fundada em 1964) ou *Journal of constructional Steel Research* (fundado em 1981), culminando assim com a criação das publicações *Composite Structures* e *Steel & Composite Structures*, em 1983 e 2001 respetivamente (Kurrer, 2008).

Quanto à regulamentação referente à conceção de estruturas mistas, esta começou oficialmente a ser desenvolvida em 1971 com a criação da *Joint Committee on Composite Structures*. Partindo dos avanços proporcionados pela referida organização foi possível em 1983/1984 começarem a ser desenvolvidas as normas europeias específicas de estruturas mistas (Eurocódigo 4). Tal temática será desenvolvida no subcapítulo 2.2.

Durante o século XX, a construção mista foi vista como uma solução bastante satisfatória para a aplicação em pontes mistas (Figura 2.5), sendo que nas últimas décadas estas têm tido uma crescente aplicabilidade nomeadamente em edifícios de grande envergadura como centros comerciais, parques de estacionamento, aeroportos, hotéis, armazéns, edifícios de escritórios, de serviços ou habitacionais de grande porte. Nestes últimos normalmente recriam-se estruturas híbridas, recorrendo-se a pilares de aço (ou mistos), vigas mistas, lajes mistas ou maciças, assim como núcleos resistentes de betão armado que garantem a estabilidade horizontal da estrutura.



Figura 2.5 – Exemplos de Pontes Mistas.

A nível mundial são vastíssimas as referências de edifícios que recorrem à aplicação dos conceitos de construção mista. Alguns exemplos a nível mundial de estruturas de considerável envergadura com recurso a elementos estruturais mistos são apresentados no Quadro 2.1 e ilustrados na Figura 2.6.

Quadro 2.1 – Alguns exemplos de construções com recurso a elementos estruturais mistos Aço-Betão (Skyscrapercenter, 2013, Tatasteel, 2013, Sears Tower, 2013)

Edifício	Cidade	Pais	Construção	Altura(m)
Willis Tower ou Sears Tower	Chicago	E.U.A.	1970-1973	442.1
Shanghai World Financial Center	Shanghai	China	1997-2008	492
Taipai 101	Taipei	Tailândia	1999-2004	508
Burj Khalifa	Dubai	E.A.U.	2004-2009	828
One World Trade Center	N. York	E.U.A.	2006-?	541.3

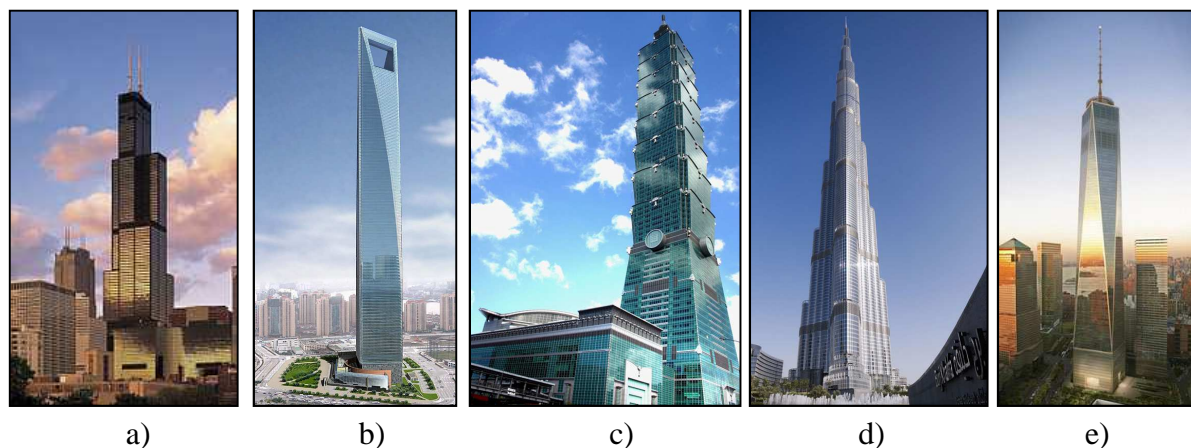


Figura 2.6 – Exemplos de construção mista Aço-Betão: a) Willis Tower (Sears Tower), b) Shanghai World Financial Center, c) Taipei 101, d) Burj Khalifa, e) One World Trade Center.

Dois exemplos de construção mista Aço-Betão em Portugal são as Torres de São Gabriel e São Rafael com 110 metros de altura (Figura 2.7), localizadas no Parque das Nações em Lisboa. Construídas entre 2000 e 2004, as suas estruturas são caracterizadas por comportarem superestruturas antissísmicas, com lajes mistas e pilares metálicos, contendo cada uma delas dois núcleos resistentes em betão armado (Sepulveda, 2007).



Figura 2.7 – Torre de São Gabriel/São Rafael, Parque das Nações, Lisboa.

Devido às suas características, as torres de São Gabriel e São Rafael podem ser referenciadas como um importante marco no que toca à construção mista em Portugal, pois até à sua construção os registos de construções com recurso a elementos estruturais mistos no país limitavam-se a estruturas de pequeno porte ou parques de estacionamento.

De forma a tornar perceptível a difusão da construção mista a nível mundial, na Figura 2.8 é apresentado um mapa identificando a localização de edificações de considerável envergadura (construídas ou em construção) com recurso a elementos estruturais mistos.

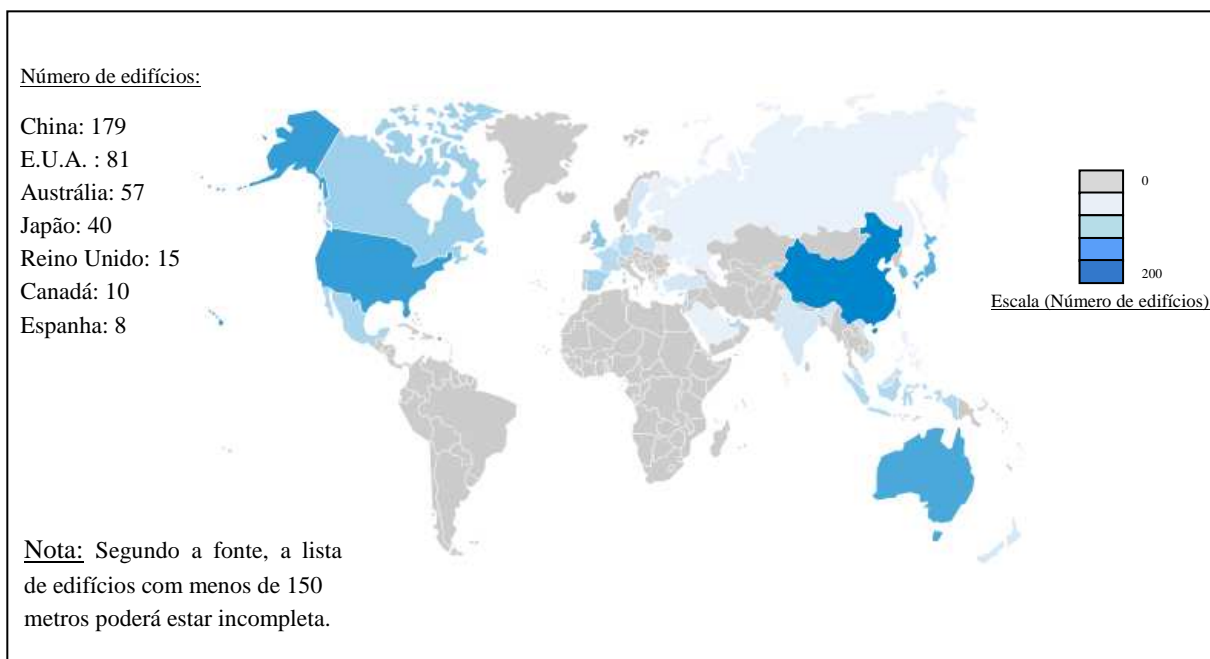


Figura 2.8 – Construção Mista a nível mundial: edifícios de considerável envergadura com recurso a elementos estruturais mistos (adaptado de Skyscrapercenter, 2013).

É importante referir que a implementação, com sucesso, deste tipo de soluções só foi possível devido aos avanços tecnológicos registados ao longo das últimas décadas onde se desenvolveram betões e aços de alta resistência, assim como meios para a conceção e aplicação com eficiência das mesmas. Para além dos desenvolvimentos tecnológicos, os desenvolvimentos culturais, económicos e industriais, sentidos principalmente nas últimas décadas, contribuíram para uma procura por soluções estruturais com uma maior complexidade estrutural e arrojadas dimensões.

Um campo que cada vez mais assumirá um importante estatuto no âmbito da construção civil será a reabilitação e reforço de estruturas, sendo que nesta área os conceitos de construção mista Aço-Betão ganham um especial relevo proporcionado pela facilidade de introdução de elementos metálicos em estruturas já existentes de betão armado, alvenaria, pedra ou mesmo em madeira já existentes (Costa Neves e Lima, 2005, Gervásio, 2008, Calado, 2010). Com a introdução destes será fácil a aplicação de pavimentos mistos como facilmente se percebe através da Figura 2.9.



Figura 2.9 – Exemplo de reabilitação e reforço de estruturas com elementos de aço (Gervásio, 2008).

Para além do referido, correntemente têm sido aplicadas soluções mistas em processos de reabilitação de pontes, onde em alguns casos, por exemplo, são aproveitados os pilares de origem, aplicando-lhes vigas mistas com um tabuleiro de betão armado.

2.2 Regulamentação europeia existente

Associada ao desenvolvimento deste tipo de soluções, surgiu a necessidade da criação de um documento técnico para a conceção de estruturas mistas Aço-Betão. Com tal objetivo, em 1971 foi formada a *Joint Committee on Composite Structures* por meio da *Liaison Committee of International Associations for Civil Engineering*, tendo colaboração ativa de organizações como: *Euro-International Committee for Concrete*, *International Federation for Prestressing* e *International Association for Bridge and Structural Engineering* (ECCS, 1981).

A nível europeu, tendo como base no trabalho desenvolvido pela *Joint Committee on Composite Structures*, inicialmente através da *Convenção Europeia da Construção Metálica* e posteriormente através do *Comité Européu de Normalização*, foram desenvolvidas Normas Europeias que fornecem a principal informação necessária para a conceção de uma estrutura mista Aço-Betão, com especial relevo para o *Eurocódigo 4 – Projeto de estruturas mistas Aço-Betão, Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios* (CEN, 2004c).

O processo para o estabelecimento da referida norma teve início em 1983/1984 tendo sido aprovado pelo Comité Europeu de Normalização em 1992. Posteriormente a *EN 1994 – Parte 1.1* (CEN, 2004c) foi complementada com a *EN 1994 – Projeto de estruturas mistas Aço-Betão – Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo*, em 1994 com a *EN 1994 – Parte 2: Pontes Mistas*, em 1997 (Stark, 2005).

É importante destacar-se o facto das Normas *EN 1994 – Projeto de estruturas mistas Aço-Betão* (CEN, 2004c) estarem intimamente ligadas às normas *EN 1992 – Projeto de estruturas de betão* (CEN, 2003b), e *EN 1993 – Projeto de estruturas de aço* (CEN, 2004a). Tal facto seria facilmente conjeturável uma vez que as estruturas em análise comportam ambos os materiais. Para além do referido, salienta-se ainda a dependência das mesmas com as Normas *EN 1990 – Bases para o projeto de estruturas*, *EN 1991 – Ações em estruturas* e *EN 1998 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos*. As interações referidas poderão ser sintetizadas pelo fluxograma apresentado na Figura 2.10.

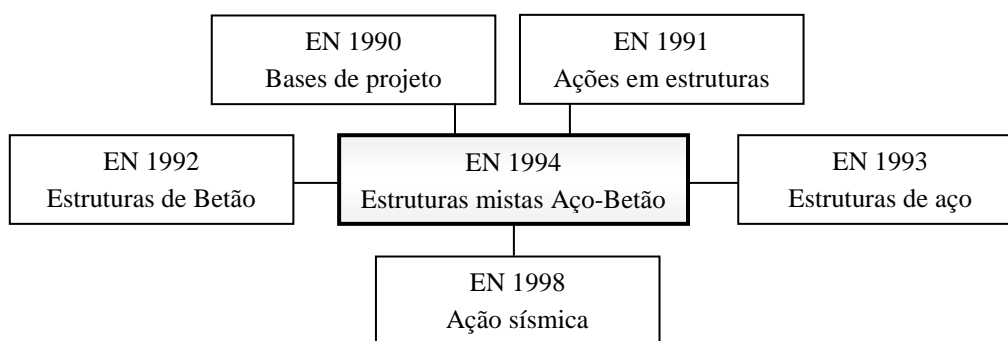


Figura 2.10 – Interação das normas EN 1994 com os restantes Eurocódigos.

As estruturas mistas Aço-Betão, tal como qualquer outra estrutura, serão dimensionadas para resistirem com eficácia às ações nelas aplicadas (durante o período de vida útil para o qual foram concebidas). As várias condições a respeitar, especificadas pela norma *EN 1994 – Parte 1.1* (CEN, 2004c) são:

- Condições que impeçam o colapso da estrutura – Estados Limites Últimos (Capítulo 6 da norma EN 1994);
- Condições que proporcionem um adequado desempenho da estrutura para condições de serviço – Estados Limites de Serviço (ou de utilização), nomeadamente ao nível de deformações registadas, fendilhação do betão e de vibração excessiva (Capítulo 7 da norma EN 1994);
- Condições associadas à durabilidade da estrutura, onde se assegurará uma adequada proteção da estrutura contra corrosão (Capítulo 4 da norma EN 1994).

Para além do referido, as propriedades dos materiais e seus limites/imposições são especificadas no Capítulo 3 da norma *EN 1994 – Parte 1.1* (CEN, 2004c), sendo que em alguns aspetos específicos poderão ser remetidos para as normas *EN 1992 – Projeto de estruturas de betão* e *EN 1993 – Projeto de estruturas de aço* (CEN, 2004a).

2.3 Características da construção mista Aço-Betão

2.3.1 Generalidades

Sendo do conhecimento geral o bom funcionamento do betão quando sujeito a compressão e o bom funcionamento do aço em tração, será claro que neste tipo de construção os materiais serão utilizados de forma a, sempre que possível, potenciarem ao máximo as suas principais vantagens. Caso tal não seja possível, no caso dos elementos de betão sujeitos a tração, será necessária a introdução de armadura nos mesmos, contrariando-se assim o fraco comportamento destes nas referidas condições. No caso do aço se encontrar em compressão, será necessário garantir a segurança do mesmo em termos de estabilidade.

O comportamento dos elementos mistos (quer sejam pilares, vigas ou lajes) estará condicionado pelo grau de interação entre os dois materiais, sendo esta função das características da conexão de corte entre os mesmos (desenvolvido no subcapítulo 2.3.3).

Uma distinção a realçar na construção mista Aço-Betão será entre fase de construção e fase de utilização. Como o elemento estrutural misto apenas atinge a sua capacidade resistente após a solidificação do betão surgem duas possibilidades de conceção para os mesmos: construção escorada ou não escorada (no caso de vigas ou laje).

Numa solução não escorada, na fase de construção, as ações derivadas ao peso do betão e possíveis sobrecargas construtivas são resistidas apenas pelos perfis metálicos, enquanto que na fase definitiva serão já os elementos mistos que resistirão às ações para as quais o elemento foi dimensionado. No caso de uma solução escorada, parte das ações permanentes, ou a sua totalidade, são resistidas pela estrutura mista após a retirada dos escoramentos (dependendo de se tratar de um escoramento pontual ou contínuo), sendo que as ações variáveis e de acidente continuarão a ser suportadas pela estrutura mista. Naturalmente, a primeira opção, embora se poupe nos escoramentos, poderá levar à utilização de perfis metálicos mais robustos.

Nas estruturas mistas Aço-Betão, a noção de contraventamento global deverá estar igualmente presente, sendo estes recriados quer por núcleos ou paredes resistentes (em betão armado) ou por outros mecanismos que confirmam à estrutura a rigidez necessária (elementos metálicos).

2.3.2 Vantagens e desvantagens de soluções estruturais mistas Aço-Betão

Revelando o betão um bom comportamento quando sujeito a compressão e o aço um bom comportamento quando sujeito à tração, serão facilmente reconhecidas as vantagens em

reproduzir uma peça com os dois materiais a trabalharem em conjunto, permitindo a complementaridade de propriedades entre os mesmos. Associando o betão ao perfil de aço, a resistência do elemento à compressão aumentará, uma vez que o betão funcionará como um elemento estabilizador do perfil de aço (reduzindo a sua esbelteza), que devido a forças de compressão poderia ter limitações por fenómenos de encurvadura (Johnson, 1994). Deste modo, os perfis metálicos, numa solução mista, apresentarão geralmente uma envergadura menor comparativamente a soluções estruturais unicamente em aço.

No que toca à resistência ao fogo, comparativamente a soluções estruturais unicamente em aço, as soluções mistas revelam uma melhor performance em situação de incêndio. Tendo o aço um comportamento relativamente fraco quando sujeito a altas temperaturas, a inclusão da peça de betão irá (ainda que parcialmente) protegê-lo, aumentando a sua resistência em tais situações. Esta proteção será obviamente tanto maior quanto maior for a superfície de aço que esteja em contacto com o betão. Para além do referido, o isolamento proporcionado pelo betão funcionará ainda como uma proteção parcial face à corrosão do elemento metálico.

Note-se que *a priori* a referida baixa resistência ao fogo dos elementos metálicos poderá ser tida como uma desvantagem da construção mista Aço-Betão comparativamente à construção em betão armado mas, tal como referido, tal fenómeno poderá, ser até certo ponto, controlado com a junção do betão ao elemento metálico. Para além disso, em muitas das aplicações da construção mista como armazéns, parques de estacionamento ou edifícios de escritórios, existirá uma baixa exigência relativamente à segurança contra incêndios, pelo que muito provavelmente se conseguirá contornar tal problema (Johnson, 1994).

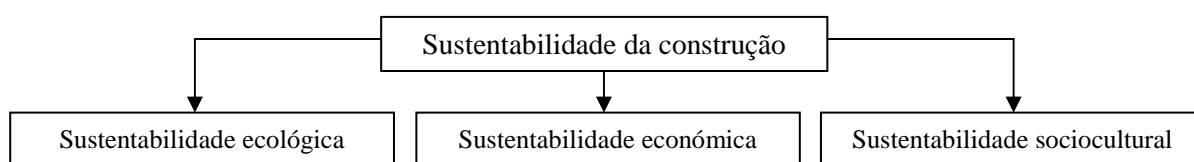
Comparando com a construção em betão armado, visto que o aço revela propriedades resistentes muito mais elevadas do que o betão (tanto à compressão como à tração), a sua utilização permitirá reduzir, consideravelmente, a altura das vigas e, conseqüentemente, o seu peso, tornando assim o elemento mais otimizado na resistência aos esforços nele registados. Do ponto de vista arquitetónico, a aplicação de soluções estruturais mistas Aço-Betão permitem a inclusão de vãos consideráveis, possibilitando a inclusão de amplas áreas livres.

A facilidade e rapidez de montagem características das estruturas metálicas tornam-se extremamente relevantes quando se comparam com soluções estruturais em betão armado. Ao contrario de uma estrutura 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 significativo de custos finais da obra, a construção mista revela-se assim bastante interessante no âmbito do cumprimento de prazos de execução. Esta questão terá ainda um maior impacto se forem utilizadas soluções com lajes mistas (ver subcapítulo 2.3.5).

Sendo dedutível pelas razões enumeradas, segundo Johnson (1994) a construção mista é economicamente vantajosa relativamente à construção tradicional em betão armado para médios e grandes vãos. Deste modo, faz todo o sentido que tais soluções estruturais mereçam especial atenção no mercado da construção civil.

Segundo a regulamentação europeia referente à ação sísmica – Eurocódigo 8 – (CEN, 2004d), a capacidade de uma estrutura para resistir a tal ação é avaliada através do 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, a capacidade de redistribuição de esforços e a capacidade de dissipação de energia, pelo que será de esperar que numa estrutura mista aço-betão o coeficiente de comportamento seja maior do que numa estrutura metálica semelhante. Comparando com uma estrutura de betão, será obvio que a ductilidade nas estruturas mistas será mais elevada, esperando-se portanto um coeficiente de comportamento mais elevado em estruturas mistas.

Num presente onde os recursos naturais disponíveis são consumidos a uma escala insustentável, torna-se importante introduzir o conceito de sustentabilidade da construção. Este aplica-se, tal como sugere o fluxograma da Figura 2.11, aos domínios ecológico, económico e sociocultural. (Gervásio e Simões da Silva, 2005).



- Domínio ecológico – Associado à proteção dos recursos, do ecossistema e do bem-estar humano;
- Domínio económico – Associado à minimização dos custos relativos ao completo ciclo de vida da estrutura;
- Domínio sociocultural – Associado a questões como o bem-estar, saúde e segurança. Note-se que este domínio revela-se em muitas circunstâncias condicionante para a definição da solução construtiva a aplicar.

Figura 2.11 – Sustentabilidade no setor da construção.

Os factos de na União Europeia cerca de metade de todas as matérias primas extraídas da superfície terrestre destinarem-se ao setor da construção e de que cerca de um quarto de todos os resíduos sólidos produzidos serem provenientes da construção civil (Maydl, 2005 *apud* Gervásio e Simões da Silva, 2005), torna evidente a importância de promover um desenvolvimento sustentável no sector da construção.

Sendo o aço reconhecido como um material com uma baixa relação peso/resistência, 100% reciclável, com um ciclo de vida longo e facilmente separável de outros materiais, torna-se

claro que numa análise ao completo ciclo de vida útil duma estrutura, a construção mista revela-se mais sustentável que a construção em betão armado. Tal conjectura ganha um maior impacto se o aço for produzido por forno de arco eléctrico, onde a matéria prima é essencialmente sucata – 95% de material reciclado (Gervásio e Simões da Silva, 2005).

Na figura 2.12 é apresentado um estudo comparativo entre vigas de betão armado e vigas mistas, onde são visíveis as diferenças entre as duas soluções. As condições base dos ensaios foram: vigas simplesmente apoiadas, de vão 14,4 metros com vigas espaçadas de 2,4 metros sujeitas a um carregamento uniformemente distribuído (Conan, 2010).

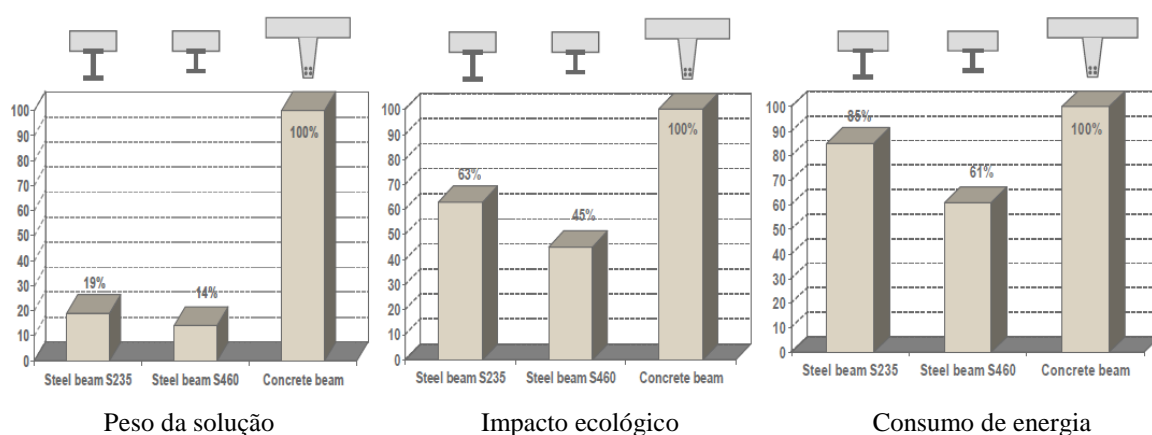


Figura 2.12 – Estudo comparativo entre vigas mistas e vigas em betão armado (Conan, 2010).

Apesar das vantagens referidas a construção mista Aço-Betão, tal como referido no Capítulo 1, esta é ainda pouco utilizada em Portugal. Para tal contribui a falta de experiência dos projetistas na matéria ou a escassez de mão-de-obra e equipamento especializado disponível no mercado português. Apesar do referido, com a implementação das normas europeias referentes a estruturas mistas – Eurocódigo 4 – (CEN, 2004c), tem-se registado nas últimas décadas uma crescente aplicabilidade das mesmas em Portugal.

Como desvantagens da construção mista Aço-Betão podem ser apontadas a vulnerabilidade dos elementos metálicos face à corrosão e em situação de incêndio. Para controlar tais efeitos são aplicadas proteções aos elementos metálicos (tintas ou galvanizações), implicando estes um custo acrescido ao projeto. No caso da proteção contra incêndio são aplicadas tintas intumescentes¹ tal como tetos falsos constituídos por painéis com propriedades isoladoras.

1 – Tintas intumescentes: Produto de acabamento com aplicação a elementos metálicos que lhes confere isolamento em situação de incêndio. Estas ao serem expostas a temperaturas elevadas (geralmente por volta dos 200°C) sofrem um aumento de volume (cerca de 40, 50 vezes o volume inicial) formando uma espuma carbonosa na superfície do elemento metálico. Produto extremamente caro pelo que deverá ser utilizado de forma racional (Dowling, 2003).

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), para ações horizontais com um tempo de recorrência menor (como o vento) poderão causar sensação de desconforto no interior da mesma, ganhando assim o efeito de contraentamento global uma importância acrescida.

2.3.3 Conexão de corte

Um conceito com especial relevo no âmbito da construção mista Aço-Betão será o conceito de conexão de corte. Esta 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 referida conexão é necessária devido ao esforço de corte (ou escorregamento) que se desenvolve na superfície de contacto entre os dois materiais. Este tem origem nas tensões tangenciais resultantes do esforço transversal a que a peça está sujeita. Pelo princípio da reciprocidade das tensões tangenciais (τ) em facetas ortogonais (Figura 2.13a), as forças de corte existem quer no plano da secção transversal da peça quer na direção perpendicular. Na Figura 2.13b é representado o esforço de corte num plano “abcd” duma secção retangular de largura b , altura h e desenvolvimento longitudinal dz sujeita a flexão simples. O seu valor é obtido pela expressão 2.1.

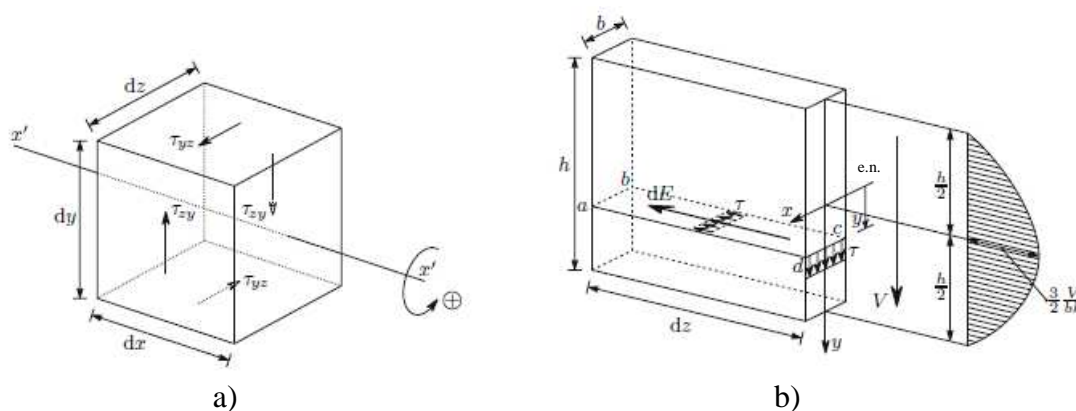


Figura 2.13 – a) Princípio da reciprocidade de tensões tangenciais em facetas ortogonais; b) Desenvolvimento do esforço de corte em secção retangular (Dias da Silva, 1999).

$$dE = \frac{VS}{I_x} dz, \quad (2.1)$$

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;

I_x – Momento de inércia da secção em relação ao eixo x.

A conexão de corte poderá ser obtida através do atrito entre o elemento de aço e o elemento de betão mas sobretudo pela introdução de dispositivos mecânicos na interface dos mesmos (os designados conetores de corte). Esta conexão influenciará a resposta global dos elementos estruturais mistos às solicitações registadas, pelo que grande parte da caracterização dos mesmos deve-se ao seu grau de conexão.

Com a introdução dos referidos conetores, conseguir-se-á obter uma eficaz transmissão do esforço de corte entre os dois materiais (aço e betão), sendo portanto este um elemento que limitará o escorregamento entre as duas peças. Para além da referida função, o conetor terá que ser capaz de resistir a forças de levantamento, geralmente admitindo-se que tal capacidade é de 10% da capacidade resistente do conetor ao corte. Geralmente, excetuando os casos em que a conexão está sujeita a tração direta (que poderá ser provocada por cargas suspensas no elemento metálico como é o exemplo de um guindaste móvel), é admitido que os conetores cumprindo as restrições geométricas especificadas na secção 6.6.5.7 do Eurocódigo 4 (CEN, 2004c) satisfazem tal condição.

Em algumas situações particulares, como o caso de pilares mistos, a simples aderência entre os dois materiais poderá ser suficiente para recriar o comportamento desejado na peça mas, na esmagadora maioria dos casos (com destaque para as vigas), recorrem-se a soluções mecânicas (conetores metálicos).

Falando do grau de conexão, este poderá ser nulo (elemento não misto), parcial ou total, estando essa caracterização associada à tipologia e características da solução adotada para a ligação de corte entre os dois materiais. Segundo a norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c) para que um grau de conexão seja considerado como total, com o aumento dos conetores de corte não poderá aumentar a resistência à flexão do elemento misto, caso contrário, o grau de conexão deve ser tido como parcial. Note-se que os limites para o grau de conexão são estabelecidos na mesma norma, mais propriamente na secção 6.6.1.2 (CEN, 2004c).

Os conetores de corte podem ser classificados, quanto ao seu comportamento, como sendo rígidos (apresentando um comportamento de rotura frágil) ou flexíveis (apresentando um comportamento de rotura dúctil). Tal 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), tal como sugere a Figura 2.14. Note-se que esta classificação estará diretamente relacionada com as características reológicas e geométricas dos conectores.

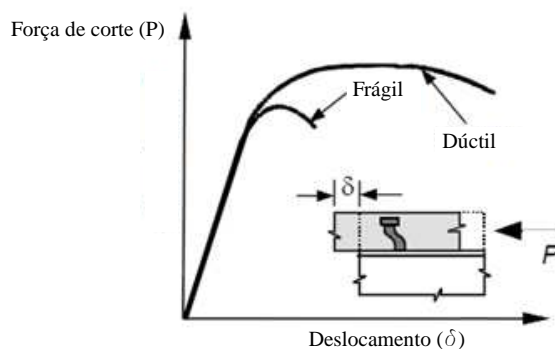


Figura 2.14 – Comportamentos em rotura de um conector: Rotura frágil e Rotura dúctil

Uma rotura dúctil caracteriza-se por se registar um aumento de deformação com um aumento de carregamento, sendo que mesmo após atingir a sua resistência última, este continuar-se-á a deformar sem entrar em colapso, o que permitirá que os conectores da vizinhança sejam expostos à sua resistência máxima, explorando assim a capacidade potencial da peça. Por outras palavras o material terá uma zona de deformação puramente plástica, ou patamar de cedência, onde se verifica um elevado aumento de deformação, para uma pequena variação e carga. No caso de uma rotura frágil, regista-se uma diminuição gradual do coeficiente de rigidez da peça até à rotura, sendo que esta se regista bruscamente, ao contrário dos casos de rotura dúctil (Dias da Silva, 1999).

A escolha do tipo e características de um conector são deixados a cargo do projetista, sendo que tal escolha poderá ser influenciada por fatores como: tipo de estrutura e cargas esperadas, o grau de conexão necessário (definido pelo norma *EN 1994 Parte 1.1, secção 6.6.1.2*), questões económicas ou construtivas, facilidade de cálculo ou produtividade da solução. Exemplos evidentes onde o tipo de estrutura condicionará a escolha da tipologia de conector (ou características do mesmo) serão as pontes mistas, requerendo estas soluções com um grau de conexão elevado com recurso a conexões relativamente rígidas devido às cargas cíclicas e consequentes fenómenos de fadiga a que estão sujeitas.

A conexão de corte é sem dúvida uma área que necessitará de futura investigação. Sinónimo disso é o facto de atualmente apenas se dispor de uma solução cujos processos de aplicação e dimensionamento se encontram normalizados pela norma europeia *EN 1994 – Parte 1.1*, nomeadamente na Secção 6.6 (CEN, 2004c). A referida solução é o conector tipo *Stud* (Figura 2.12). Note-se que para todas as outras soluções a mesma norma estipula a realização de

ensaios experimentais para conferirem viabilidade à sua aplicação, sendo eles os ensaios denominados *push-out* (detalhadamente descritos no *Anexo B* da *EN 1994 – Parte 1.1*).

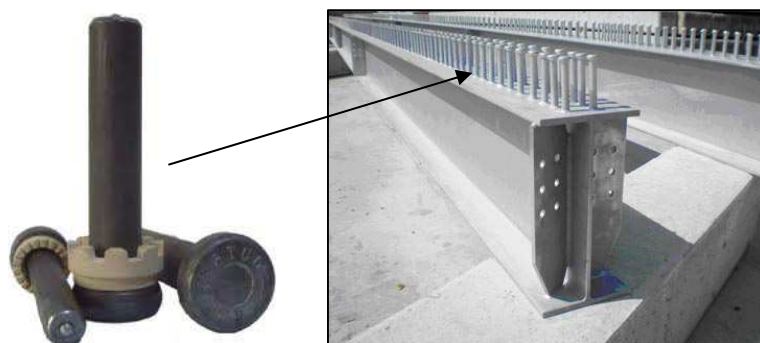


Figura 2.15 – Conexão de corte tipo *Stud* e sua aplicação.

A solução tipo *Stud*, desenvolvida na década de 40 pela empresa *Nelson Stud Welding*, destaca-se (para além de ter associada regulamentação europeia que lhe proporciona tanto um dimensionamento como aplicabilidade expeditos) por apresentar uma equivalência de resistência em todas as direções normais ao seu eixo assim como um processo de aplicação bastante simples (com recurso a um dispositivo que funde a base do mesmo com a superfície do perfil metálico) que lhe proporciona uma tremenda produtividade.

Ao longo do tempo foram estudadas inúmeras tipologias de conexão de corte mecânica para os elementos mistos Aço-Betão. Na Figura 2.16 serão expostas algumas soluções cuja aplicação e investigação têm-se revelado recorrentes num passado próximo. Nos casos de lajes pré-fabricadas surgiram na última década soluções com recurso a adesivos sintéticos que estabelecem uma conexão contínua das mesmas aos elementos metálicos (ver subcapítulo 2.3.5).

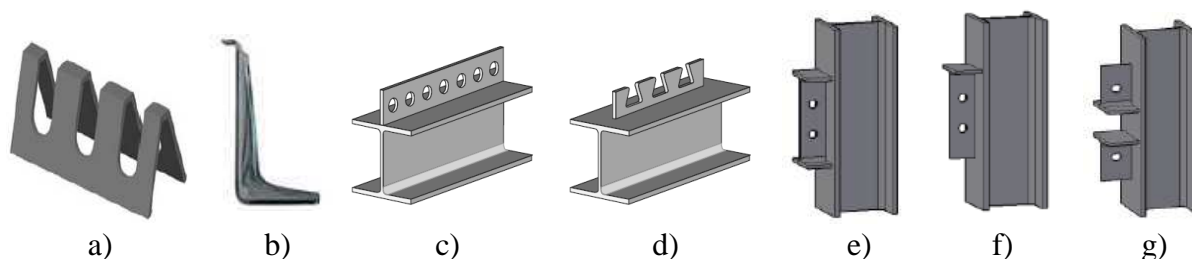


Figura 2.16 – Conexão de corte: a) Hat, b) Hilti X-HVB c) Perfobond, d) Crestbond e) 2T-Perfobond, f) I-Perfobond g) T-Perfobond.

Quadro 2.2 – Referências sobre conexão de corte.

Tipologia	Referências
<i>Stud</i>	Tristão (2002), Vianna <i>et al.</i> (2004), Cruz <i>et al.</i> (2006), Hank (2006), Veríssimo <i>et al.</i> (2006), Nardin <i>et al.</i> (2008), Abbass <i>et al.</i> (2011), Young-Ho <i>et al.</i> (2011)
<i>Perfobond</i>	Oguejiofor <i>et al.</i> (1994), Oguejiofor <i>et al.</i> (1997), Cruz <i>et al.</i> (2004), Vianna <i>et al.</i> (2004), Cruz <i>et al.</i> (2006), Leite <i>et al.</i> (2006), Hank (2006), Veríssimo <i>et al.</i> (2006), Nardin <i>et al.</i> (2008), Young-Ho <i>et al.</i> (2011), Figueiredo (2012)
<i>Crestbond</i>	Vianna <i>et al.</i> (2004), Cruz <i>et al.</i> (2006), Hank (2006), Veríssimo <i>et al.</i> (2006), Nardin <i>et al.</i> (2008), Young-Ho <i>et al.</i> (2011)
<i>T-Perfobond</i>	Vianna <i>et al.</i> (2004), Vianna <i>et al.</i> (2008), , Vianna <i>et al.</i> (2010) Figueiredo (2012)
<i>I-Perfobond</i>	Figueiredo (2012)
<i>2I-Perfobond</i>	Figueiredo (2012)
<i>Adesivos sintéticos</i>	Bouazaoui <i>et. Al</i> (2007), Larbi <i>et al.</i> (2007), Nardin <i>et al.</i> (2008)
<i>Hat</i>	Young-Ho <i>et al.</i> (2011)
<i>Hilti X-HVB</i>	Nardin <i>et al.</i> (2008)

2.3.4 Vigas Mistas

As vigas mistas Aço-Betão são geralmente compostas por um perfil metálico, em geral de secção *I*, *H*, ou secção retangular oca, ligadas por conetores metálicos a uma laje de betão. Outras soluções onde o perfil metálico é introduzido parcial ou totalmente no elemento de betão, a utilização de vigas alveoladas (com aberturas na alma do perfil) ou a recorrência a elementos treliçados (viga tipo *joist*) são igualmente utilizadas.

A introdução do elemento metálico no elemento de betão, para além de conferir uma maior capacidade resistente à peça em situação de incêndio, proporciona uma maior rigidez de flexão da viga. O menor peso e a maior facilidade na colocação de instalações em geral (elétricas ou de ventilação por exemplo) serão importantes particularidades a realçar das soluções tipo *joist* ou alveoladas. Nas Figuras 2.15 e 2.16 são apresentadas algumas das possíveis tipologias de vigas mistas Aço-Betão.

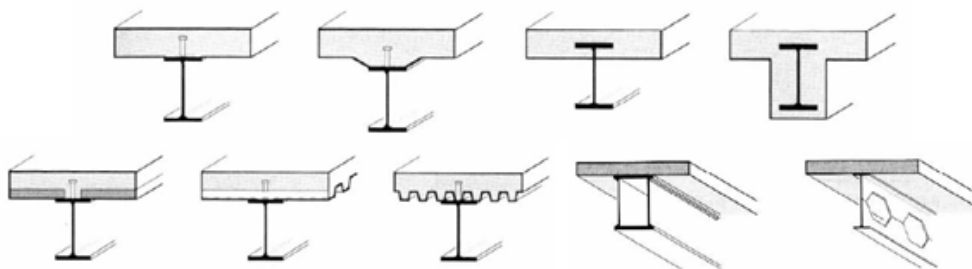


Figura 2.15 – Exemplos de configurações tipo de vigas mistas Aço-Betão (Simões, 2012).

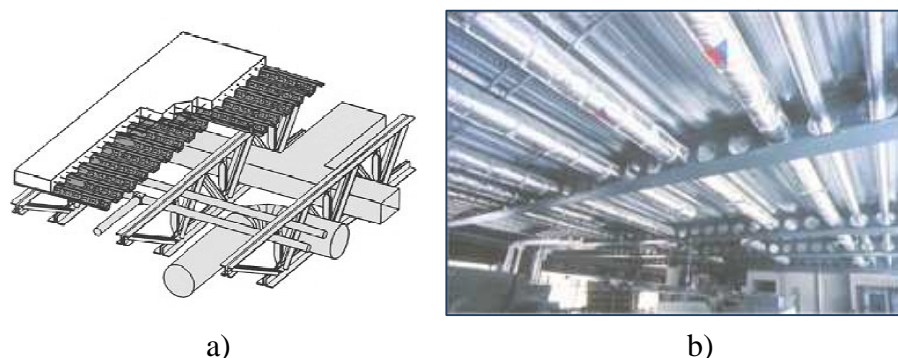


Figura 2.16 – a) Vigas mistas com recurso a treliça (tipo *joist*), b) Vigas alveoladas: Pormenores ilustrativos da facilidade de introdução de instalações em geral.

Em certos casos, em virtude das características de projeto, poderá ser necessário incorporar soluções pré-esforçadas em vigas mistas (Chen, 2009, Zona, 2009). Um exemplo disso será a sua aplicabilidade em pontes mistas (Nelsen e Souza, 2012).

As vigas mistas podem ser simplesmente apoiadas ou contínuas. Quanto às primeiras, estas apresentam a vantagem dos seus esforços serem estaticamente determináveis, o que se traduz no facto dos efeitos não lineares da fluência, retração e fendilhação não influenciarem cálculo dos mesmos. Para além disso, os fenómenos de instabilidade nos elementos metálicos são melhor controlados pois apenas uma pequena parte da alma do perfil ficará sujeita a compressão (estando o banzo superior confinado pela laje). Para além do referido, os esforços nos pilares serão menores e as ligações viga-pilar serão mais simples.

As vigas mistas contínuas são aquelas em que o perfil metálico e a armadura da laje apresentam uma continuidade total nos apoios intermédios. Estas têm como vantagens a possibilidade de considerar relações vão/altura de maior valor para determinados limites de deformação, revelando também um melhor comportamento em termos de vibração do pavimento e em situação de incêndio. Por outro lado, a sua aplicação implicará o uso de ligações viga-pilar mais complexas assim como uma análise estrutural mais trabalhosa por se estar perante sistemas estaticamente indeterminados e com rigidez de flexão variável.

A noção de contra flecha, vulgarmente aplicada em estruturas de betão armado, poderá também ser implantada a vigas de metálicas e conseqüentemente a vigas mistas Aço-Betão. Tal processo designa-se por *Cambering*. Este pode ser obtido por processos mecânicos (*Cool Cambering*) ou por indução de altas temperaturas em pontos estratégicos na extremidade do banzo do elemento (*Hot Cambering*). Tais soluções podem-se revelar interessantes na medida

em que se consegue contrariar a deformação reproduzida pelo peso do betão e do próprio peso da viga, permitindo assim a utilização de perfis metálicos menos robustos (Ricker, 2003).

Um conceito importante a introduzir será o conceito de largura efetiva (b_{eff}), sendo esta a largura de laje que trabalha como parte da viga mista. Tal conceito será desenvolvido no subcapítulo 3.3.3 da presente dissertação.

O dimensionamento de vigas mistas está previsto na norma europeia *EN 1994 – Parte 1.1* (CEN, 2004c), sendo que as verificações a efetuar para Estados Limites Últimos serão a resistência das secções transversais, resistência à encurvadura lateral, resistência à compressão da alma sob as ações de cargas transversais e resistência ao corte longitudinal. Para além disso, estão previstas verificações em termos de Estados Limites de Utilização, sendo elas verificações quanto à deformações, fendilhação do betão e vibrações registadas.

Por fim, resta referir que o comportamento e análise das vigas mistas serão influenciados pela tipologia de conexão de corte que apresentam, assim como pelo grau de conexão de que essa mesma tipologia apresenta (parcial ou total).

2.3.5 Lajes Mistas

Por laje mista entende-se uma solução estrutural onde a laje é recriada com recurso a uma chapa de aço perfilada, com função de cofragem colaborante/permanente. Tais soluções apresentam vantagens em comparação à vulgar construção em betão armado, sendo estas notadas a nível construtivo, estrutural e económico. Na figura 2.17 é apresentada a configuração tipo de uma laje mista Aço-Betão.

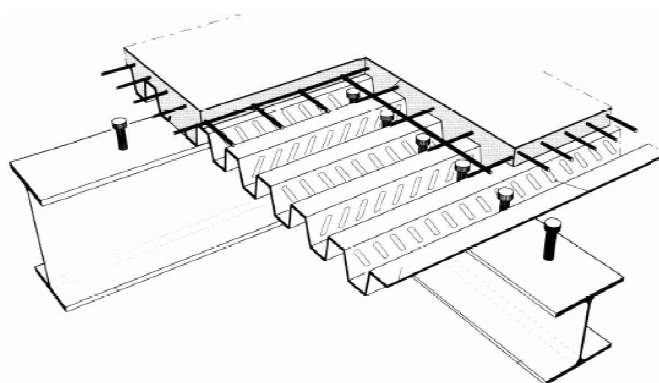


Figura 2.17 – Configuração tipo de uma laje mista Aço-Betão (Simões, 2012).

As vantagens mais proeminentes da aplicação de lajes mistas associadas à introdução de chapas perfiladas colaborantes são as seguintes: fornecem uma boa plataforma de trabalho e betonagem imediata, eliminando quase por completo a necessidade de aplicação das tradicionais cofragens de madeira; possibilitam o trabalho em vários andares em simultâneo; servem como armadura de tração da laje; facilitam a execução de instalações em geral (elétricas ou de ventilação por exemplo) e fixação de tetos falsos; reduzem a necessidade de escoramentos; diminuem o peso do pavimento.

Note-se que todas as vantagens apresentadas traduzem não só uma relevante economia monetária em todo o processo construtivo (Lima e Souza, 2010) mas também numa considerável economia de tempo na construção do edifício.

A armadura superior de laje (Figura 2.17) tem por objetivo a distribuição de cargas pontuais e lineares aplicadas no pavimento, reforçar a laje permitindo a inserção de aberturas, melhorar a sua resistência ao fogo, assim como funcionar como armadura principal nas zonas de momento negativo (Calado e Santos, 2010). Note-se que mesmo nos casos onde sejam aplicadas lajes tidas como simplesmente apoiadas será necessário ter-se sempre presente a referida armadura na zona dos apoios para controlo de fendilhação. Em certos casos, se for necessário a introdução de grandes vãos, a laje poderá ser tida como contínua, sendo que nestas situações a armadura superior nos apoios intermédios funcionará como armadura de tração.

No caso das lajes mistas, a resistência ao esforço de corte longitudinal (por impossibilidade de soldar conetores a chapas de espessuras tão reduzidas) é obtida através da ligação mecânica dos materiais proporcionada pelas saliências ou reentrâncias presentes nas chapas perfiladas, atrito entre os materiais ou através de amarração de extremidade proporcionada por conetores soldados nas vigas de apoio ou por deformação das nervuras. Estará claro que cada um destes parâmetros influenciará o comportamento do elemento assim como o seu esforço resistente (Simões, 2012, Fonseca, 2012).

Soluções pré-fabricadas poderão ser igualmente utilizadas, sendo que nestas, blocos de laje serão apoiados nas vigas metálicas. A conexão entre os dois materiais poderá ser efetuada com recurso aos correntes conetores metálicos ou com recurso a adesivos. A solução com recurso a adesivos, para além de elevar o grau de produtividade e industrialização das soluções pré-fabricadas proporciona a vantagem de promover uma superfície contínua para a transferência do esforço de corte entre o betão e o aço eliminando problemas de concentrações de tensões. O seu domínio de aplicabilidade estende-se quer a edifícios para diversos tipos de utilização quer a pontes mistas (onde se revela uma solução bastante eficaz no que toca à resistência e à corrosão) (Larbi *et al.*, 2007, Bouzaoui *et al.*, 2007).

As metodologias de dimensionamento e disposições construtivas de lajes mistas Aço-Betão é fornecido pela norma *EN 1994 – Parte 1.1* (CEN, 2004c), mais propriamente na secção 9, sendo que estas devem ser verificadas quanto aos seguintes Estados Limites Últimos: resistência à flexão, resistência esforço transversal e ao punçoamento e resistência ao corte longitudinal. No caso dos Estados Limites de Utilização, deverá ser verificada a fendilhação do betão assim como os estados limite de deformação e vibração.

Recentemente, tem vindo a ser implantada uma nova solução estrutural para lajes mistas, onde, as vigas metálicas são posicionadas ao nível da laje de betão, sendo essas soluções denominadas por *Slimfloor* (Figura 2.18).

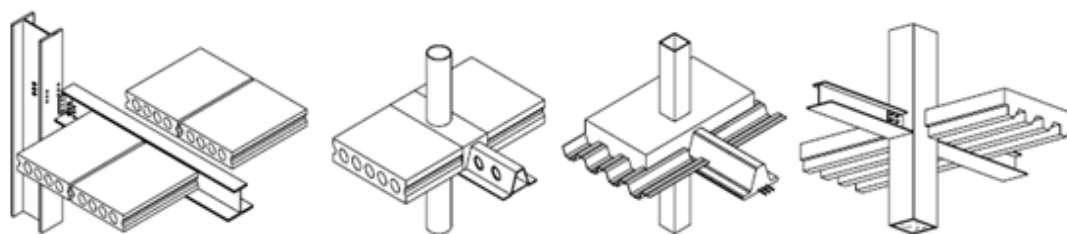


Figura 2.18 – Laje *Slimfloor* (Nardin *et al.*, 2005).

Neste tipo de solução pode ser utilizada uma laje mista ou alveolar (com recurso a painéis pré fabricados). Em ambas as soluções, as lajes apoiam sobre o banzo inferior da viga metálica. No caso da solução alveolada, sobre os painéis pré-fabricados poderá ser posteriormente aplicada uma camada de betão para consolidar a laje como um todo, preenchendo-se também o espaço existente entre os banzos do perfil metálico. Como solução alternativa ao perfil metálico poderão ser utilizadas vigotas pré-moldadas em betão armado.

As vantagens adicionais deste tipo de soluções estão associadas ao facto de se registar uma substancial redução da altura da laje, aumentando-se assim a altura livre comparativamente a uma solução em betão armado ou uma solução mista tradicional. Em certos casos, essa redução de altura poderá permitir a inclusão de um piso adicional no edifício. Para além do referido, com a inexistência de vigas aparentes no edifício será possível obterem-se soluções arquitetónicas com um grau de acabamento de excelência.

Apesar das reconhecidas vantagens na aplicação destas soluções os seus processos de dimensionamento ainda não se encontram diretamente previstos pelas normas europeias, pelo que tais soluções ainda não revelam a comodidade necessária para a sua aplicação em grande escala no mercado da construção.

2.3.6 Pilares Mistos

As diversas tipologias existentes de pilares mistos Aço-Betão podem ser classificadas pela posição que o betão ocupa na secção transversal do elemento metálico. Em função desta, os pilares mistos podem ser classificados como totalmente envolvidos, parcialmente envolvidos ou preenchidos pelo betão. As três referidas situações são apresentadas na Figura 2.21.

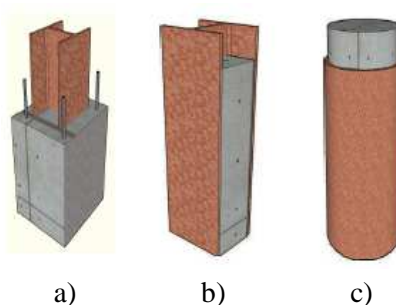


Figura 2.21 – Pilares mistos Aço-Betão: a) Totalmente envolvidos em betão, b) Parcialmente envolvidos em betão, c) Preenchidos por betão (Nardin *et al.*, 2008).

As vantagens da aplicação de pilares mistos são notórias tanto do ponto de vista construtivo, económico como do comportamento estrutural do elemento. Algumas dessas vantagens são: aumento da resistência e rigidez do elemento devido à diminuição da sua esbelteza; dispensa total ou parcial de cofragens; dispensa ou redução de armaduras; economia de materiais e mão-de-obra; aumento da resistência ao fogo e corrosão conferida ao elemento metálico. Tendo em conta todas as vantagens apresentadas será perceptível que a aplicação de pilares mistos poderá resultar numa considerável economia da solução estrutural, sendo exemplo disso a sua aplicação a naves industriais (Nardin *et al.*, 2012).

Do ponto de vista estrutural, segundo a norma *EN 1994 – Parte 1.1*, mais propriamente na secção 6.7.1 (CEN, 2004c), os pilares mistos Aço-Betão devem ser verificados quanto à resistência dos elementos (resistência à compressão simples ou resistência à flexão composta simples ou desviada), resistência à encurvadura local e resistência a cargas concentradas e resistência ao corte longitudinal. Os efeitos da encurvadura local podem mesmo ser desprezados quando os elementos em aço se encontram totalmente envolvidos pelo betão, desde que sejam verificadas as condições estabelecidas pela secção 6.7.1(9) da mesma norma.

Para a avaliação da resistência de um pilar misto a norma *EN 1994 – Parte 1.1*, mais propriamente nas secções 6.7.2 e 6.7.3 (CEN, 2004c), estabelece duas metodologias: *Método geral* – aplicável a pilares com secção transversal não simétrica e/ou secção não uniforme ao

longo do seu comprimento; *Método simplificado* – aplicável a pilares com secção transversal duplamente simétrica e uniforme ao longo do seu comprimento.

2.3.7 Ligações Mistas

Por ligação mista entende-se uma ligação entre elementos mistos ou elemento misto e metálico, onde parâmetros como a resistência, rigidez e capacidade de rotação dependem, para além da tipologia de ligação, das propriedades dos dois materiais. Na Figura 2.22 apresentam-se duas tipologias de ligações mistas Aço-Betão recorrentemente aplicadas.

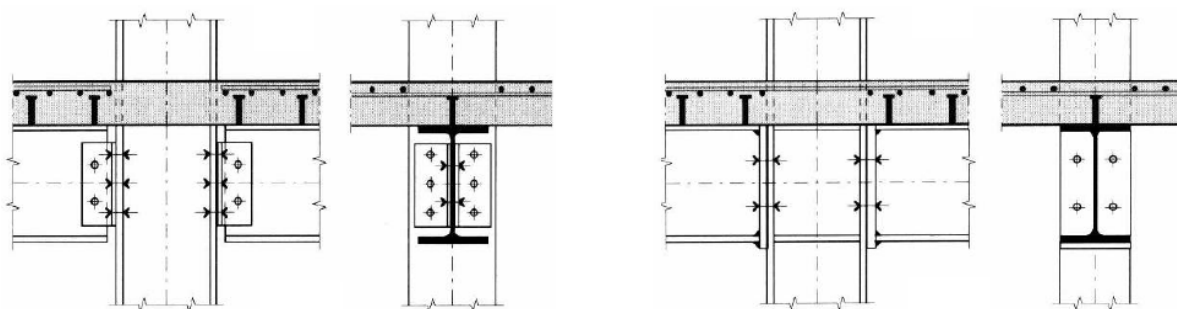


Figura 2.22 – Tipologias usuais de ligações mistas (Simões, 2012)

A caracterização do comportamento rotacional de uma ligação terá que comportar todas as fontes de deformabilidade, plastificações locais, redistribuição plástica de forças assim como instabilidades locais nela registados. Uma forma simplificada para ter em conta o complexo campo de aplicabilidade de cada um dos parâmetros mencionados será considerá-los como propriedades individuais da ligação, sendo cada uma delas uma fonte de deformabilidade da mesma. Cada uma dessas propriedades designa-se por componente, sendo que a análise de cada uma delas representa a metodologia vulgarmente utilizada na determinação da rigidez inicial, momento resistente, assim como a capacidade de rotação da ligação – *Método das Componentes*. O referido método está previsto na regulamentação europeia na norma *EN 1993 Parte 1-8 Projeto de Ligações* (CEN, 2004b), sendo completado pelo *Capítulo 8*, assim como o *Anexo A* da norma *EN 1994 Parte 1-1 – Projeto de estruturas mistas Aço-Betão* (CEN, 2004c).

De uma forma simplificada, o referido *Método das Componentes* pode ser descrito como uma metodologia onde cada uma das propriedades que influenciam o comportamento de uma ligação são representadas por molas translacionais, sendo que o comportamento da ligação está associado à própria interação entre as várias componentes.

2.4 Metodologias de dimensionamento

A análise dos elementos estruturais mistos é realizada com base nas conhecidas teorias de resistência dos materiais. O dimensionamento dos elementos estruturais é feito com base nas teorias de análise elástica e/ou plástica das secções. Contendo a secção um elemento de aço, tal análise será efetuada tendo em conta a classe da secção transversal

Uma análise elástica da secção transversal consiste em considerar uma variação de tensões normais linear ao longo de toda a secção. Neste tipo de análise as tensões normais (σ) e extensões (ε) são diretamente proporcionais com uma razão igual ao módulo de *Young* (ou de elasticidade – E). Tal conceito consiste na aplicação direta da Lei de *Robert Hook*, tal como apresentado na expressão 2.2.

$$\sigma = E * \varepsilon \quad (2.2)$$

Para se aplicar uma análise elástica linear numa secção transversal mista Aço-Betão, é necessária a homogeneizar a secção através de um coeficiente de homogeneização, n , que transforma o betão em aço para efeitos de análise das secções transversais dos elementos. Tal coeficiente é obtido através da relação entre os módulos de elasticidade dos dois materiais.

Uma análise plástica das secções transversais baseia-se no princípio de que em toda a secção está instalada a tensão de cedência de cada um dos respetivos materiais (mais concretamente, tensão de rotura no caso do betão). Deste modo, as tensões são constantes ao longo de cada um deles, não sendo portanto necessário efetuar a referida homogeneização dos materiais da secção para o cálculo da resistência da mesma.

Acerca do dimensionamento de estruturas mistas revela-se importante fazer referência ao facto de geralmente o fenómeno de encurvadura lateral no caso das vigas não ser condicionante, contribuindo para tal a presença do elemento de betão na secção. Deste modo, o dimensionamento de vigas mistas é geralmente condicionado pela resistência da secção (plástica ou elástica).

No caso de pilares mistos, embora estes apresentem menores valores de esbelteza (devido à presença do betão), a encurvadura em modo de flexão contínua, tal como em elementos metálicos, a ser o fenómeno condicionante para o dimensionamento do elemento.

3. MODELAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO

3.1 – Generalidades

A modelação de uma estrutura mista Aço-Betão, com base em elementos lineares (estruturas reticuladas), recorrendo a um software de cálculo estrutural, é um campo complexo, requerendo esta uma cuidada análise por parte do projetista. Tal complexidade na obtenção de um modelo estrutural capaz de traduzir um comportamento global da estrutura deve-se essencialmente à presença de dois materiais distintos (aço e betão) nas secções dos elementos estruturais, por vezes com secção variável ao longo do seu comprimento (particularmente em vigas). Para além disso, todas as não linearidades presentes na conceção quer de uma estrutura de betão quer numa estrutura metálica estarão presentes, devendo estas ser consideradas de um modo adequado.

Uma das maiores dificuldades da modelação de estruturas mistas está associada à modelação das vigas. O primeiro entrave prende-se com a largura efetiva do banzo de betão da mesma devido ao fenómeno do *Shear Lag* (explicado no subcapítulo 3.3.3), que varia ao longo dos elementos. Partindo dessa largura recorre-se essencialmente à transformação da largura de betão da laje assumida como pertencente ao banzo da viga em aço através de uma homogeneização. Tal conceito tem por base, como referido, a relação entre os módulos de elasticidade dos dois materiais.

Numa estrutura mista, estão presentes as não linearidades associadas a uma estrutura metálica sendo elas não linearidades derivadas dos fenómenos de instabilidade globais ou a nível do elemento, não linearidades associadas ao próprio comportamento do aço (normalmente descrito por uma lei elasto-plástica) ou a não linearidade associada ao comportamento das ligações. Para além do referido, existem ainda as não linearidades derivadas dos elementos de betão, quer associadas ao seu comportamento reológico, quer em compressão quer em tração.

Associada ao comportamento do betão à tração, surge a incorporação dos efeitos de retração, fluência e fendilhação do mesmo. Por fim, acrescentando às não linearidades expostas, há que especificar a não linearidade associada à própria interação entre ambos os materiais associada à ligação de corte entre os mesmos.

Deste modo, será de fácil percepção a complexidade associada à modelação e análise de uma estrutura mista Aço-Betão, sendo que efetuar uma análise que contemple de forma rigorosa todos os aspetos referidos tornar-se-ia um processo moroso e extremamente inviável tendo em conta os níveis de produtividade exigidos hoje em dia a um projetista. A norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c) fornece metodologias/considerações para uma incorporação simplificada dos referidos efeitos, conceitos que serão desenvolvidos nos subcapítulos seguintes da presente dissertação.

Quanto às ações a considerar no modelo estrutural, estas deverão estar de acordo com o previsto nas normas *EN 1990 – Bases para o projeto de estruturas*, *EN 1991 – Ações em estruturas* e *EN 1998 – Projeto de estruturas para resistência aos sismo*.

No subcapítulo 3.2 são apresentados alguns aspetos gerais de modelação de estruturas, aplicáveis a estruturas mistas bem como a outros tipos de estruturas. No subcapítulo 3.3 são descritos com maior detalhe os aspetos de modelação específicos das estruturas mistas.

3.2 – Aspetos gerais de modelação

3.2.1 – Interação terreno-estrutura

Tal como sucede em qualquer estrutura, será importante não desprezar a interação terreno-estrutura, nomeadamente em situações onde se registem assentamentos diferenciais. Tais assentamentos estarão associados tanto a um comportamento não homogéneo do solo de fundação como na existência de esforços nos apoios da estrutura com relevantes diferenças de ordem de grandeza. Caso tais assentamentos se registem, esforços adicionais serão introduzidos pela estrutura.

Uma metodologia expedita de contornar o problema será determinar a rigidez do solo de fundação, associando essa mesma rigidez aos apoios do edifício. Desta forma consegue-se simular a interação solo-fundação prevenindo-se assim efeitos inesperados derivados de assentamentos diferenciais.

3.2.2 - Influência de excentricidades

Num modelo estrutural constituído por peças lineares o comprimento real dos elementos (vigas e pilares) difere do vão de cálculo assumido na modelação computacional uma vez que os nós de interseção dos mesmos correspondem geralmente ao centro de gravidade da secção da peça. Estas diferenças influenciam tanto a avaliação dos esforços como a estimativa dos deslocamentos registados (em virtude da indeformabilidade dos troços compreendidos entre o

centro geométrico do elemento de apoio e a sua extremidade), podendo resultar numa sobreavaliação não desprezável dos mesmos (sendo o erro cometido diretamente proporcional à relação entre a largura da secção do pilar – na direção do vão – e o vão da viga).

Em termos práticos, recorrendo a programas computacionais, será necessário introduzir troços rígidos que simularão a rigidez infinita do elemento no troço desde o centro de gravidade do pilar à face do mesmo. Deste modo, serão obtidos esforços e deslocamentos no elemento com um maior rigor.

Para além do referido, outros casos onde se registem descontinuidades na secção transversal de um elemento deverão ser analisados. Neste caso particular, havendo, portanto, duas secções com diferentes características geométricas no elemento metálico, os centros de gravidade de ambas estarão sobre eixos distintos, o que na prática se traduzirá na existência de uma excentricidade. Uma forma de contabilizar o fenómeno em causa em modelação computacional será conferir ao elemento a respetiva excentricidade, unindo os centros de gravidade de ambas as peças com recurso a um troço rígido.

3.2.3 – Vigas com elementos metálicos de secção variável ou curvos

Em virtude das constantes inovações arquitetónicas, emergentes da complexidade estrutural, ou simplesmente por otimizarem uma dada solução, poderão surgir casos onde o perfil metálico de um elemento apresente secção variável.

Uma forma razoável de contornar este problema em modelação computacional, sempre que as ferramentas de cálculo não permitam reproduzir a forma geométrica do elemento, passará por utilizar uma discretização com recurso a elementos lineares que reproduza de forma aproximada o andamento da secção ao longo do elemento, sendo tanto menor o erro, quanto mais apertada for a discretização aplicada. Note-se que mesmo quando a formulação interna dos programas contemple a consideração da variação real das propriedades geométricas das secções entre os nós extremos de um elemento, existirá sempre um erro intimamente ligado a tal variação, uma vez que a teoria clássica de peças lineares se afasta do comportamento real em tais casos (Simões da Silva e Gervásio, 2007).

No caso de peças com eixo curvo, está comprovado que a curvatura influencia os resultados obtidos (Timoshenko, 1956, Weaver e Gere, 1990 *apud* Simões da Silva e Gervásio, 2007), sendo que a teoria clássica de peças lineares deverá incluir uma correção para ter em conta tal efeito. Dado que geralmente os programas de cálculo estrutural não contemplam tais correções, a solução habitual para minimizar este problema passa por utilizar uma discretização longitudinal mais apertada do elemento.

3.2.4 – Influência das ligações

No que toca aos efeitos do comportamento das ligações tanto na distribuição de esforços como nas deformações globais registadas na estrutura, a norma EN 1994 considera que tal influência deverá ser analisada tendo em conta a classificação da ligação. Segundo a norma EN 1993 – *Projeto de estruturas de aço* as ligações poderão ser modeladas como:

- Articuladas: nas quais se assume que a ligação não tem capacidade para transmitir momentos fletores;
- Contínuas: nas quais se admite que a rigidez e/ou resistência da ligação permite admitir na análise a continuidade total os elementos;
- Semicontínuas: nas quais o comportamento das ligações tem de ser tido em conta na análise global da estrutura.

A referida classificação estará associada ao tipo de análise global escolhido, sendo que no Quadro 5.1 da EN 1993 Parte 1.1 – *Projeto de estruturas de aço* (CEN, 2004a) são especificadas as devidas condições para a mesma. Resumidamente, os tipos de análise admitidos são análise elástica, rígida-plástica ou elasto-plástica, sendo que para a primeira a ligação será classificada com base na sua rigidez de rotação, a segunda com base na sua resistência e a terceira tanto com base na sua rigidez de rotação como na sua resistência.

Para considerar os efeitos das ligações na análise global da estrutura, o procedimento a efetuar baseia-se em tornar o nó ao qual uma ligação está associada não infinitamente rígido mas sim com uma rigidez que traduza o comportamento real da ligação. De entre as deformabilidades associadas aos vários graus de liberdade da ligação (3 translações e 3 rotações), a deformabilidade à flexão em torno do eixo de maior inércia da viga (eixo de flexão) é normalmente condicionante e é aquela que mais influencia os resultados da análise estrutural. Normalmente, a deformabilidade associada aos restantes graus de liberdade ou é muito inferior ou o comportamento global da estrutura não mobiliza esforços significativos nessas direções, pelo que tais graus de liberdade são geralmente desprezados. Para a determinação da rigidez rotacional da ligação recorre-se ao já referido método das componentes.

Note-se que, numa ligação, as curvas Momento (ou força) – Rotação (ou deslocamento) apresentam um andamento claramente não linear que torna complexa a sua incorporação na análise estrutural. De facto, a sua correta incorporação no modelo estrutural estaria associada à introdução de molas (com um ou mais graus de liberdade) não lineares, o que obrigaria à aplicação de uma análise não linear, aumentando significativamente a complexidade do problema (Simões da Silva e Gervásio, 2007).

Como alternativa à análise não linear (no que diz respeito ao comportamento das ligações), será possível aplicar uma análise linear com molas lineares representativas do comportamento das ligações para níveis de carregamento correspondentes ao Estado Limite Último, caracterizadas por uma rigidez elástica equivalente, denominada por rigidez secante. A definição da referida rigidez secante é prevista pela norma *EN 1993 Parte 1-8* Projeto de Ligações, mais propriamente na *secção 6.3* (CEN, 2004b, Simões da Silva e Gervásio, 2007).

3.2.5 – Estabilidade estrutural

A análise de uma estrutura poderá ser efetuada por duas metodologias distintas:

- Análise de primeira ordem: onde os esforços e deslocamentos registados na estrutura são obtidos partindo da configuração indeformada da mesma;
- Análise de segunda ordem: onde os esforços e deslocamentos registados na estrutura são obtidos com base na configuração deformada da mesma, ou seja, irá requerer um processo iterativo para a sua determinação, o que implicará um grande volume de cálculo.

A aplicação de uma análise de primeira ordem, segundo o regulamento (CEN, 2004c) estará limitada aos casos em que o aumento dos esforços devido às deformações obtidas pela análise de primeira seja pouco significativa. Geralmente, a referida condição é considerada satisfeita caso o multiplicador crítico da estrutura (α_{cr}) seja igual ou superior a dez, tal como a expressão 3.1 sugere

$$\alpha_{cr} \geq 10, \quad (3.1)$$

sendo:

α_{cr} – Multiplicador crítico da estrutura: fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar instabilidade global elástica da estrutura.

Segundo o Eurocódigo 3 (CEN, 2004a), a estabilidade global da estrutura é assegurada desde que na análise seja usada uma metodologia de análise adequada, ou seja, de primeira ou segunda ordem conforme necessário. Neste contexto refira-se ainda que devem ser tidas em conta as imperfeições dos elementos (conforme descrito no subcapítulo 3.3.2).

No entanto, em estruturas porticadas regulares (pórticos com cargas verticais e horizontais, com rigidez semelhante ao nível dos vários pisos), onde o primeiro modo de instabilidade seja

predominante (Simões, 2007) a norma *EN 1993 Parte 1.1 – Projeto de estruturas de aço*, mais propriamente na *secção 5.2.2* (CEN, 2004a) estabelece uma metodologia simplificada para a inclusão dos efeitos de segunda ordem associados às cargas verticais. Tal metodologia consiste em amplificar os efeitos de primeira ordem devidos às cargas horizontais (incluindo os desvios das imperfeições) pelo seguinte fator da expressão 3.2.

$$\frac{1}{\left(1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}\right)} \quad (3.2)$$

A limitação da presente metodologia será a imposição de um multiplicador crítico da estrutura superior a 3 ($\alpha_{cr} > 3$).

A determinação do referido multiplicador crítico da estrutura é geralmente obtido com recurso a software de cálculo estrutural, sendo no entanto especificada uma metodologia para a sua determinação na *EN 1993 Parte 1.1 – Projeto de estruturas de aço*, mais propriamente na *secção 5.2.1*. Note-se que para os casos particulares de estruturas mistas, para a determinação do referido multiplicador crítico deverão ser considerados de um modo adequado a fendilhação e fluência do betão, assim como o comportamento das ligações.

3.3 – aspetos de modelação específicos de estruturas mistas Aço-Betão

3.3.1 – Classificação de secções

A classificação de secções transversais permite determinar a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma secção são influenciadas por fenómenos de encurvadura local (Simões, 2007). Enquanto numa secção compacta as zonas comprimidas podem plastificar completamente, numa secção esbelta isso pode já não suceder devido aos fenómenos de encurvadura local. Dentro destas linhas, foram estabelecidas quatro classes:

- 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 a tais comportamentos, apenas em Classes de secção 1 ou 2 será seguro aplicar um dimensionamento plástico, sendo que nas Classes 3 e 4 será obrigatoriamente aplicado um dimensionamento elástico. No que toca à modelação e análise de estrutura, a classe da secção influenciará as redistribuições de momento fletor, pelo que condicionará consideravelmente os esforços de dimensionamento das vigas.

A classificação de secções mistas é efetuada por um processo análogo às secções de aço, mas naturalmente tendo em conta a secção de betão para resistir a esforços de compressão bem como os varões de aço para resistir a esforços de tração (caso sejam verificadas as condições impostas na regulamentação). Tendo em conta a introdução destes dois novos elementos na secção, poderá resultar numa secção não simétrica em relação ao seu eixo neutro de flexão, pelo que em geral a classificação da secção dependerá dos esforços registados na peça (flexão simples, composta e/ou desviada ou pelo simples sentido do momento fletor atuante), sendo esta definida pela menor classe registada nos elementos de aço comprimidos da secção.

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 de tensões. No caso particular das almas dos perfis, a classe das mesmas depende da posição do eixo neutro de flexão, 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 – Parte 1.1* mais precisamente na secção 5.5.1 (CEN, 2004c) indica que a classificação de almas até à Classe 3 deve ser efetuada com base numa distribuição plástica de tensões.

Para a classificação das secções mistas deverão utilizar-se 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.

Nos casos específicos de secções mistas de Classes 1 ou 2 a armadura de laje apenas poderá ser contabilizada para a classificação das mesmas se cumprir duas condições:

- Aço de ductilidade B ou C, sendo tal classificação definida no Quadro C1 da norma EN 1992 – Parte 1.1 (CEN, 2003b);
- Armadura mínima na largura efetiva do banzo de betão definida pela expressão 3.3.

$$A_s \geq \rho_s A_c = A_{s,req}, \quad (3.3)$$

sendo:

$$\rho_s = \delta \frac{f_{yd} f_{ctm}}{235 f_{sk}} \sqrt{k_c}; \quad (3.4)$$

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 N/mm²);

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

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c/(2z_0)}; \quad (3.5)$$

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_o (ver subcapítulo 3.3.4).

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 no betão.

Sempre que os banzos de aço estão conectados ao banzo de betão respeitando as imposições de espaçamento de conetores definidas na secção 6.6.5.5 da norma EN 1994 – Parte 1.1 (CEN, 2004c) podem ser tidos como não suscetíveis de sofrerem fenómenos de encurvadura local e serem portanto considerados de Classe 1.

Nos casos em que a alma do perfil metálico 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 serão mais elevados, sendo estes definidos pelo Quadro 3.1. Especificações para a conexão entre os dois materiais em tais casos são definidas na secção 5.3.3 da norma EN 1994 – Parte 1.1 (CEN, 2004c).

Quadro 3.1 – Classificação de banzos: de aço para secções parcialmente revestidas de betão (Adaptado de CEN, 2004).

		<p>Distribuição de tensões: (Elemento sob compressão)</p>
Classe	Tipo perfil	Limites
1	Laminado ou Soldado	$c_f/t \leq 9\varepsilon$
2		$c_f/t \leq 14\varepsilon$
3		$c_f/t \leq 20\varepsilon$

Os valores limites da relação entre o comprimento e a espessura dos elementos de aço comprimidos para a classificação das secções são apresentados no quadro 5.2 da *EN 1993 Parte 1.1* (CEN, 2004a).

3.3.2 – Imperfeições

Existem dois tipos de imperfeições: imperfeições globais em pórticos ou imperfeições locais em elementos considerados individualmente (Reis e Camotim, 2001 *apud* Calado e Santos, 2010). Para uma correta modelação e análise estrutural de um edifício, as referidas imperfeições deverão ser consideradas, sendo que as mesmas podem ser derivadas a tensões residuais no elemento ou mesmo imperfeições geométricas (como falta de verticalidade, retilinearidade, de planura ou ajustamento), assim com pequenas excentricidades nas ligações de estrutura existentes antes da aplicação do carregamento.

No caso das imperfeições locais dos elementos mistos, segundo a *secção 5.3.2.1* da norma *EN 1994 Parte 1-1* (CEN, 2004c), poderão ser dispensadas caso a análise a utilizar seja de primeira ordem. No caso de ser efetuada uma análise de segunda ordem, as imperfeições dos elementos poderão ser dispensadas apenas se for verificada a condição apresentada na expressão 3.6.

$$\bar{\lambda} \leq 0.5 * \sqrt{\frac{N_{pl.Rk}}{N_{Ed}}}, \quad (3.6)$$

sendo:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.Rk}}{N_{cr}}}, \quad (3.7)$$

N_{cr} – Esforço normal crítico elástico para o modo de encurvadura aplicável, calculado com a rigidez de flexão $(EI)_{eff}$, determinada com base na expressão (6.40) da *EN 1994 Parte 1-1* (CEN, 2004c);

N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço normal;

$N_{pl.Rk}$ – Valor característico da resistência plástica à compressão do elemento, definido pela expressão (6.30) da *EN 1994 Parte 1-1* (CEN, 2004c).

Para a verificação da estabilidade dos elementos ao longo do seu comprimento, tal como especifica a *secção 5.3.2.1 (1)* da norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c), as imperfeições deverão ser sempre consideradas. O processo mais recorrente para traduzir as imperfeições locais consiste em considera-las nos processos de dimensionamento através de curvas de encurvadura, com exceção dos casos onde se está perante flexão composta desviada, onde tal incorporação deverá ser tida em conta através de um sistema de forças equivalentes a aplicar nos elementos no plano no qual é esperada a rotura (caso tal não seja evidente, deve-se a análise em ambas as direções). Estas são definidas com base na *secção 5.3.2.3* da norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c).

As forças equivalentes associadas às imperfeições globais da estrutura (necessárias para a estabilidade global da mesma) são especificadas na norma *EN 1993 Parte 1.1 – Projeto de estruturas de aço*, mais propriamente na *secção 5.3.2* (CEN, 2004a). A aplicação das mesmas deverá ser feita de modo a criar o efeito mais desfavorável na estrutura, podendo estas terem direções distintas para diferentes casos de carga (mas nunca em simultâneo).

3.3.3 – Largura efetiva dos banzos para o *Shear Lag*

3.3.3.1 – Definição de *Shear Lag*

Segundo a teoria elementar de flexão de peças lineares, assume-se como válida a hipótese de conservação de secções planas. No entanto, em vigas com secções transversais com banzos de grande largura, tal consideração poderá conduzir a erros consideráveis. Nesses casos, devido às distorções registadas no plano dos banzos (de betão no caso particular de peças mistas), os

deslocamentos longitudinais no plano dos mesmos serão inferiores aos que se registam nas interseções com as vigas metálicas.

Tal fenómeno, ilustrado pela Figura 3.1, é denominado por *Shear Lag*, tendo como consequência uma distribuição não uniforme de tensões normais ao longo dos banzos, registando-se valores máximos das mesmas sobre as vigas metálicas de apoio e mínimos nos pontos mais afastados das mesmas. De facto, segundo Lamas (1979), tais resultados afastar-se-ão dos obtidos utilizando a teoria elementar de flexão (Simões da Silva e Gervásio, 2007), sendo que tal diferença é visível na mesma figura.

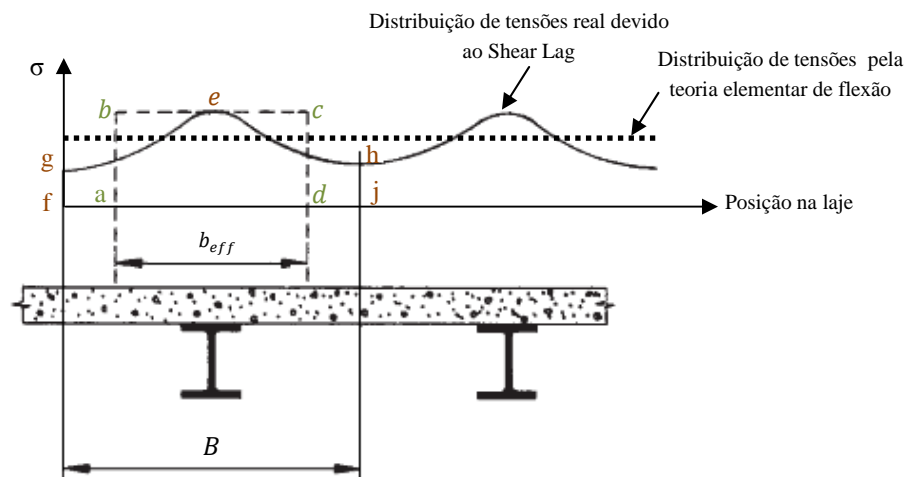


Figura 3.1 – Fenómeno *Shear Lag* (adaptado de Johnson, 1994).

Uma correta avaliação do fenómeno de *Shear Lag* implicaria o recurso a métodos numéricos. No entanto, tendo como base a Figura 3.1, a teoria elementar de flexão poderá fornecer a correta tensão normal máxima (Ponto “e”) se a largura real dos banzos “ B ” for substituída por uma largura efetiva “ b_{eff} ” por forma a contabilizar o efeito do *Shear Lag*, sendo a área definida pelo contorno “ $abcd$ ” equivalente à área definida pelo contorno “ $fgehj$ ” (Johnson, 1994).

A referida largura efetiva será influenciada pelos seguintes parâmetros:

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

No que diz respeito a modelação de estruturas, o efeito do Shear Lag será assim um condição que poderá impor uma variação de rigidez ao longo do desenvolvimento longitudinal das vigas, pois o cálculo da inércia das secções serão (dependendo ainda do tipo de análise e da solicitação) efetuados com base nesses valores de larguras efetivas.

3.3.3.2 – Determinação de Largura efetiva

A determinação da largura efetiva está prevista pela norma *EN 1994 Parte 1.1*, mais propriamente na secção 5.4.1.2. De acordo com a mesma, as larguras efetivas são baseadas nas distâncias entre as secções de momento fletor nulo. O regulamento propõe que a largura eficaz do banzo de betão de uma viga seja determinada a partir das seguintes expressões:

- Para meio vão ou a nível de um apoio intermédio:

$$b_{eff,i} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3.8)$$

- Num apoio extremo:

$$b_{eff,i} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (3.9)$$

sendo:

$$\beta_i = (0.55 + 0.025 * L_e / b_{ei}) \leq 1; \quad (3.10)$$

b_0 – Distância entre os centros dos conectores 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 de uma viga. Deverá ser considerado igual a $L_e/8$ mas sem ser superior à largura b_i . O valor de L_e é definido pela Figura 3.2;

b_i – Distância entre o conector extremo (ou simplifadamente medido partindo do folheto 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.

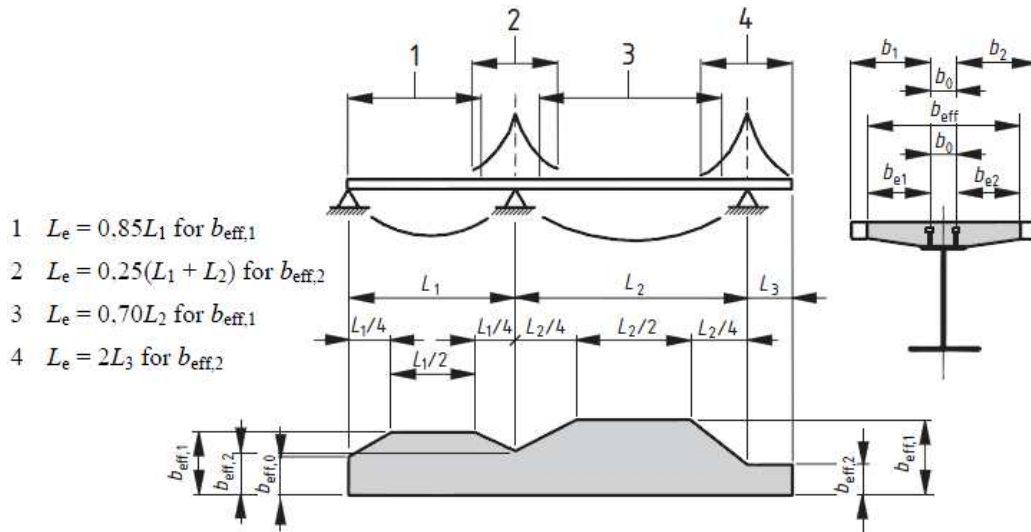


Figura 3.2 – Valores de L_e para o cálculo da largura efetiva dos banzos de betão para o *Shear Lag* (adaptado de CEN, 2004c)

No caso de vigas simplesmente apoiadas, a largura efetiva do banzo de betão poderá ser considerada a dada pela expressão 3.11.

$$b_{eff,i} = \frac{L_e}{4} + b_0 \tag{3.11}$$

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).

3.3.4 – Contabilização dos efeitos da fluência e retração do betão

Em vigas mistas correntes (com um banzo misto), os efeitos da fluência do betão poderão ser contabilizados utilizando coeficientes de homogeneização (n_L) para o betão. Tais coeficientes (em função do tipo de carregamento) são obtidos pela expressão 3.12.

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_L), \tag{3.12}$$

sendo:

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

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante para as ações de curta duração, de acordo com a norma *EN 1992 – Projeto de estruturas de betão, Parte 1.1* no *Quadro 3.1* ou *Quadro 11.3.1*;

φ_L – Coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ de acordo com a norma *EN 1992 – Projeto de estruturas de betão, Parte 1.1* na *secção 3.1.4* ou *11.3.3*, em função da idade (t) do betão na data considerada e idade (t_0) na data 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.

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. Tal hipótese poderá ser igualmente utilizada para o pré-esforço por deformações impostas se a idade da totalidade do betão dos tramos aos quais for aplicado o pré-esforço for superior a 14 dias. No que toca à retração do banzo de betão, o regulamento indica que se deverá considerar que a idade do carregamento é igual a um dia.

Nos casos onde a distribuição de momentos fletores é significativamente alterada pela fluência (por exemplo, em estruturas híbridas constituídas por vãos mistos e não mistos) deverão 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.

Para os casos onde se recorra à utilização de 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.

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 se revelem de Classe 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. Caso tal efeito seja significativo (na presença de grandes vãos por exemplo) poderá ser introduzido na modelação através de uma variação de temperatura definida tendo em conta a extensão de retração do betão em causa.

Como simplificação dos processos apresentados, em estruturas que satisfaçam a expressão 3.1 (sendo portanto a análise global da estrutura de primeira ordem), que não se destinem a

armazenamento assim como não sejam pré-esforçadas, os efeitos da fluência nas vigas mistas poderão ser considerados substituindo as áreas de betão A_c por áreas equivalentes efetivas de aço A_c/n , quer para as ações de curta duração, quer para as de longa duração. A variável n é o coeficiente de homogeneização nominal para um módulo de elasticidade efetivo do betão $E_{c,eff}$, sendo este considerado igual a $E_{cm}/2$ (para tais casos – análise de primeira ordem).

Em elementos mistos com secção duplamente simétrica sob compressão, o valor de cálculo da rigidez de flexão efetiva para usar na análise global da estrutura ($EI_{eff,II}$) deverá ser determinada pela expressão 3.13.

$$(EI_{eff,II}) = K_o(E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c), \quad (3.13)$$

sendo:

$K_{e,II}$ – Coeficiente de correção que deverá ser igual a 0,5;

K_o – Coeficiente de calibração que deverá ser considerado igual a 0,9;

E_a – Módulo de elasticidade do aço estrutural;

I_a – Momento de inércia da secção de aço estrutural;

E_s – Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço para betão armado;

I_s – Momento de inércia das armaduras;

I_c – Momento de inércia da secção de betão não fendilhado.

A influência dos efeitos de longa duração sobre a rigidez de flexão efetiva elástica deverá ser considerada reduzindo o módulo de elasticidade do betão E_{cm} de acordo com a expressão 3.14.

$$E_{cm,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed}/N_{ed})\varphi_t}, \quad (3.14)$$

Sendo $N_{G,Ed}$ o valor de cálculo da parte permanente de esforço normal de compressão atuante.

A aplicação prática da expressão 3.14 revela-se pouco prática na modelação de uma estrutura porticada mista. Tal consideração é facilmente perceptível tendo em conta a quantidade de elementos sob compressão presentes num edifício, sendo que para cada um deles a relação $N_{G,Ed}/N_{ed}$ será distinta (para além de haverem várias combinações de ações). Deste modo, é geralmente admitido um valor genérico para $E_{cm,eff}$ facilitando assim a modelação do mesmo (Calado e Santos 2010) – por exemplo $E_{cm}/2$.

3.3.5 – Contabilização dos efeitos fendilhação do betão

Outra dificuldade associada à modelação de estruturas mistas prende-se com o facto de contabilizar os efeitos da fendilhação do betão. As zonas de betão fendilhado 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 aço, entre outros fatores.

Para a contabilização de tais efeitos, a norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c) estabelece duas metodologias possíveis a aplicar numa análise elástica linear: o método geral e o método simplificado.

O método geral pressupõe o cálculo dos esforços para as combinações características de ações incluindo os efeitos de longa duração e considerando a rigidez de flexão $E_a I_1$ nas secções não fendilhadas. Esta análise é a análise não fendilhada.

Nas zonas em que a tração na fibra extrema do betão corresponde à envolvente dos efeitos globais excede o dobro da resistência à tração simples do betão (expressão 3.15) a rigidez de flexão deverá ser reduzida para $E_a I_2$ (calculada com o momento de inércia da secção efetiva de aço equivalente, calculado desprezando o betão tracionado mas incluindo a armadura).

$$\sigma_{t,max} > 2 * f_{ctm} \quad (3.15)$$

Esta distribuição de rigidez poderá ser utilizada tanto para os ULS como para os SLS, sendo que com a mesma se encontram novas distribuições de esforços e deformações, sendo denominada esta por “análise fendilhada”.

O diagrama de esforços obtido a partir de uma análise fendilhada conduzirá a esforços inferiores nas zonas dos apoios intermédios de vigas mistas em comparação com os obtidos com recurso a uma análise não fendilhada. Esta diminuição estará associada à diminuição da rigidez de flexão nessas mesmas zonas, que irá provocar uma redistribuição de momentos fletores para as zonas menos esforçadas do elemento.

Note-se que tal metodologia revela-se complexa quando a sua aplicação se estende a uma estrutura e não apenas a um elemento isolado. A determinação das zonas a serem tidas como fendilhadas (através da análise da tensão de tração no betão) irá requerer um processo iterativo, uma vez que após a aplicação da referida rigidez não fendilhada, as tensões no betão irão variar, fazendo variar por sua vez a largura da zona fendilhada. Deste modo, aplicar o

referido processo a todas as vigas do edifício revelar-se-ia moroso, pelo que, sempre que possível, recorre-se ao método simplificado.

O método simplificado poderá ser aplicado em casos onde se tenham vigas mistas 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. Nos casos onde todas as relações entre vão adjacentes sejam de pelo menos 0,6 (mais curto/mais comprido) a rigidez de flexão fendilhada $E_a I_2$ poderá ser aplicada ao longo de 15% da extensão de cada vão contando a partir dos apoios, sendo que nas restantes zonas se considerará a rigidez de flexão não fendilhada $E_a I_1$.

Tal metodologia tem por base estudos numéricos realizados por R. Johnson e R. Buckby em 1979. De acordo com os mesmos, a variação do valor da redistribuição de momentos fletores na zona dos apoios intermédios era inferior a 5% quando o comprimento a 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.

É facilmente perceptível o facto do método simplificado (tal como o próprio nome indica) reduzir o esforço e complexidade de cálculo, uma vez que o mesmo determina o comprimento da zona fendilhada em função, apenas, do comprimento dos vãos adjacentes. O erro associado a esta simplificação prende-se ao 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 registado é aproximadamente uniforme e semelhante em todos os vãos (Campos, 2010).

3.3.6 – Influência do grau de conexão nos esforços de dimensionamento

Excetuando os casos onde se efetue uma análise não linear, segundo a norma EN 1994 Parte 1.1 (CEN, 2004c), os efeitos da separação e do escorregamento ao nível das interfaces entre o betão e o aço poderão ser desprezados nos casos em que tal conexão for concebida de acordo com a secção 6.6 da mesma norma (tanto em termos de grau de conexão ou ductilidade como em disposições construtivas). No caso das verificações aos SLS são estabelecidas considerações adicionais que são expostas no subcapítulo 3.5.5 da presente dissertação.

3.3.7 – Influência das fases e faseamento da construção

Tal como foi referido no Capítulo 2, o processo construtivo da estrutura ganha um importante relevo na construção mista, sendo que todos os efeitos referentes ao mesmo deverão ser tidos

em conta na modelação e análise da estrutura. De acordo com o referido, nos elementos tipo laje ou viga poder-se-á adotar duas metodologias para o processo construtivo: construção escorada ou não escorada.

Para além do carregamento registado, as dimensões das vigas ou lajes assim como a capacidade do perfil ou chapa de aço para resistir ao peso do betão “fresco”, influenciarão a escolha entre uma solução escorada ou não escorada.

Note-se que, mesmo para vãos superiores a 3 metros, é possível dispensarem-se os escoramentos (tanto nas vigas como na laje), sendo que para tal é recorrente realizar-se a betonagem da laje por fases. Para além disso, tal como referido, no caso das vigas pode recorrer-se a contra flechas.

A definição na fase de construção entre uma solução com recurso (ou não) a escoramentos irá influenciar consideravelmente tanto as tensões como as deformações registadas nos elementos estruturais, sendo necessário 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 (Calado e Santos 2010).

Note-se que tais efeitos deixam de ter significado numa análise plástica uma vez que a capacidade plástica da secção é uma propriedade independente do faseamento construtivo, dependendo das características reológicas e geométricas dos elementos. Já num dimensionamento elástico, as tensões normais nos elementos serão obtidas pelo princípio da sobreposição de efeitos (obtidas com a soma de tensões nas diversas fases da construção), sendo portanto inteiramente dependentes do faseamento construtivo.

Segundo a norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c) tais efeitos poderão ser desprezados para uma análise de Estados Limites Últimos que não seja o de fadiga, para os elementos mistos que possuam uma classe de secção igual ou inferior a dois e nos quais não seja necessário ter em conta a encurvadura lateral.

Para a análise dos SLS o processo construtivo deverá ser considerado, sendo que a metodologia para considerar tais efeitos é descrita no subcapítulo 3.5.5.

3.3.8 – Efeitos da temperatura

Tal como sucede com os efeitos da fluência e da retração do betão ou mesmo na influência do faseamento da construção, a norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c) estabelece que os efeitos da temperatura poderão ser desprezados para uma análise de ULS que não seja o de

fadiga, para os elementos mistos que possuam uma classe de secção igual ou inferior a dois e nos quais não seja necessário ter em conta a encurvadura lateral. Para todos os restantes casos, a ação da temperatura deverá ser considerada de acordo com a norma *EN 1991 Parte 1.5: Ações térmicas*.

Note-se que apesar de um perfil de aço e uma peça de betão apresentarem propriedades bastante distintas, o facto de possuírem um coeficiente de dilatação térmico linear bastante próximo possibilita uma boa compatibilidade entre ambos os materiais, no que se refere aos efeitos térmicos. Segundo o Quadro C1 do Anexo C da norma EN 1991 – Parte 1-5 (CEN, 2003), os coeficientes de dilatação térmicos do aço e do betão são respetivamente $\alpha_c = 12 * 10^{-6}$ e $\alpha_c = 10 * 10^{-6}$, podendo estes ser tidos como aproximadamente iguais e de valor $10 * 10^{-6}$.

3.3.9 – Incorporação de pré-esforço por deformações impostas controladas

No caso de soluções pré-esforçadas por meio de deformações impostas controladas, devem ser levados em consideração os efeitos dos eventuais desvios em relação aos valores admitidos, das deformações impostas e da rigidez nos esforços devem ser considerados nas análises tanto para ULS como SLS.

De acordo com a norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c), os valores característicos das ações resultantes da aplicação do pré-esforço poderão ser calculados com base nos valores característicos das propriedades dos materiais e da deformação imposta (caso as deformações impostas sejam controladas).

3.4 – Influência da rigidez dos pavimentos em estruturas mistas

3.4.1 – Efeito de diafragma dos pavimentos

A metodologia de dimensionamento de estruturas porticadas mistas assume usualmente a condição de que os pavimentos comportam apenas cargas ortogonais ao seu plano, servindo estes de meio de transmissão dos esforços verticais para as vigas e pilares constituintes da estrutura. Para a resistência às ações horizontais, são recorrentemente aplicados sistemas adicionais de travamento horizontal na estrutura (como contraventamentos nos pórticos metálicos, paredes resistentes – *Shear walls* – ou núcleos resistentes em betão armado).

Para a rigidez horizontal da estrutura é frequentemente desprezada a contribuição da rigidez dos pavimentos, sendo assumido, portanto, que estes não comportam cargas no seu plano. Tal

condição corresponde à realidade uma vez que tais elementos apresentam uma considerável rigidez no seu plano, permitindo que estes funcionem como um meio de transmissão de cargas horizontais (diafragmas).

Existe bibliografia que defende que, em estruturas correntes (tanto mistas com em betão armado), os pavimentos poderão ser tidos como suficientemente rígidos no seu plano para que o facto da sua consideração como infinitamente rígidos no mesmo plano introduza um erro suficientemente pequeno para ser desprezado. Com tal consideração, cada pavimento ficará sujeito apenas a deslocamentos e/ou rotação de corpo rígido (Higgins e Dubas, 1979).

Tendo o pavimento uma rigidez considerável no seu plano, será razoável assumir que este se comporta como um diafragma capaz de transmitir cargas horizontais das extremidades do edifício para as zonas mais interiores do mesmo (onde frequentemente se situam os núcleos resistentes). De um modo geral, as cargas horizontais introduzidas no diafragma devidas à ação do vento na estrutura são de pequena grandeza pelo que tais esforços serão prontamente absorvidos pelo diafragma. No caso da ação sísmica, para além das forças de inércia na direção transversal ao diafragma, as forças introduzidas no plano do mesmo poderão ter uma ordem de grandeza considerável, pelo que os esforços introduzidos poderão requerer um estudo adicional do mesmo (Higgins e Dubas 1979).

Será de destacar o facto de tal consideração ser válida apenas nos casos em que as deformações dos pavimentos nos seus próprios planos serão tão pequenas que os esforços adicionais gerados nos elementos estruturais devidos a essas mesmas deformações poderão ser considerados como desprezáveis, podendo então o pavimento ser tido como rígido. A consideração incorreta de uma rigidez infinita do pavimento poderá introduzir erros apreciáveis na modelação da estrutura, pelo que é aconselhável realizar-se uma análise preliminar do tipo de pavimento, avaliando a sua rigidez, a influência da mesma no comportamento da estrutura e a possibilidade de surgirem esforços adicionais nos elementos estruturais do edifício.

Em estruturas onde sejam aplicados pavimentos com uma pequena altura (especialmente mistos), com aberturas consideráveis e/ou onde a rigidez lateral das mesmas sejam obtidas com recurso a alguns pórticos contraventados ou a núcleos e/ou paredes resistentes, a admissão de uma rigidez infinita dos pavimentos poderá conduzir a erros significativos na modelação (Higgins e Dubas 1979, Naeim e Boppana, 2001).

Segundo Naeim e Boppana (2001) será comedido considerar-se tanto os pavimentos em laje maciça, mistos betonados *in situ* ou pré-fabricados com betonagem de acabamento *in situ*

como rígidos. Por outro lado, nos casos em que se recorram a soluções pré-fabricadas sem betonagem de acabamento, soluções com painéis *polywood* ou com chapa metálica sem serem preenchidos com betão será razoável assumirem-se estes como flexíveis. No entanto, graves erros poderão ser cometidos caso não se tenha em atenção a influência das zonas de elevada rigidez presentes no edifício, especialmente em estruturas com pavimentos mistos onde o comportamento do mesmo está dependente de um maior conjunto de variáveis (características da chapa, conexão de corte na chapa, conexão de corte aos elementos estruturais, propriedades reológicas do betão, armadura de reforço, etc.).

A resposta típica de estruturas com zonas pontuais de elevada rigidez em planta em que os pavimentos funcionem como diafragmas, quando sujeitas a ações horizontais de significativa ordem de grandeza poderá ser ilustrada pela Figura 3.3. Tal comportamento poderá levar ao desenvolvimento de fissuras nos cantos tracionados da laje, sendo que um incorreto dimensionamento da mesma ou uma ineficiente amarração da laje às zonas mais resistentes (devido ao elevado esforço de corte registado em tais zonas), poderá traduzir-se na separação dos dois elementos. A referida separação resultará num acentuado aumento do esforço de torção nos elementos resistentes (*Shear walls*), aumento esse que poderá conduzir ao colapso da estrutura (Naeim e Boppana, 2001).

Nota: Nas Figuras 3.3 e 3.4 a tracejado estão representadas as configurações deformadas dos diafragmas sujeitos a carregamento horizontal. “SW” representará a posição das paredes resistentes (*Shear Walls*) nos mesmos.

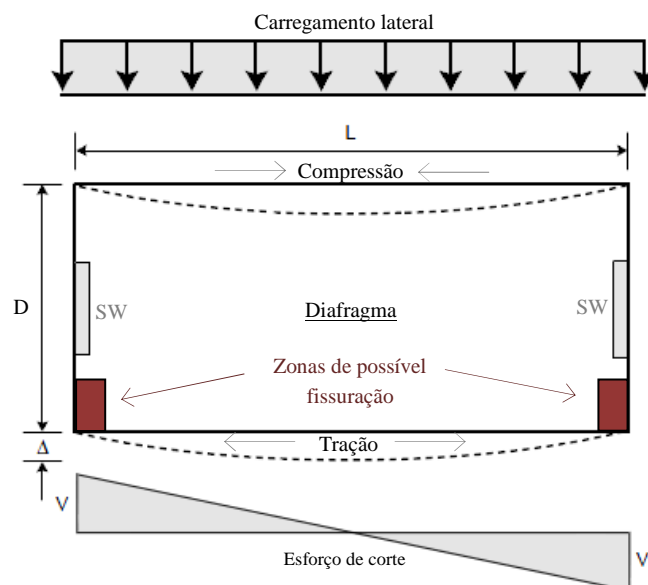


Figura 3.3 – Comportamento típico de um diafragma sob carga no seu plano.

Um conceito que será relevante expor será o facto de o comportamento do diafragma estar não só ligado às suas propriedades reológicas e geométricas, mas também com a tipologia de edifício onde se encontra aplicado. Deste modo, o comportamento do mesmo dependerá não só da sua própria rigidez mas também da rigidez do edifício (Figura 3.4).

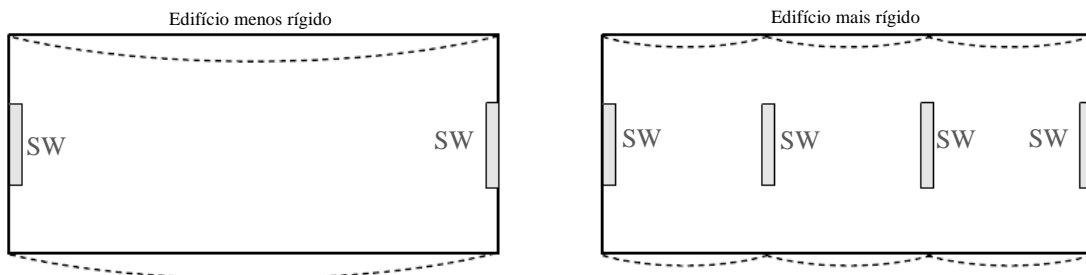


Figura 3.4 – Comportamento de diafragmas com rigidez idêntica aplicados em edifícios com rigidez diferente.

Um fator que influenciará o esforço de corte registado no diafragma será o facto de existirem mudanças bruscas de secção dos elementos resistentes a cargas horizontais adjacentes ao mesmo (e conseqüente mudança de rigidez), pelo que sempre que possível tais mudanças deverão ser evitadas (Naeim e Boppana, 2001).

Ao longo das últimas décadas o efeito de diafragma em pavimentos mistos tem merecido destaque no âmbito da investigação científica principalmente na América do Norte. A investigação nesta área preza-se essencialmente em avaliar os esforços adicionais gerados pelo efeito de diafragma no elemento assim como avaliar o seu comportamento em rotura.

Segundo Porter e Greimann (1982) um pavimento misto com comportamento de diafragma poderá apresentar os seguintes modos de rotura:

- Comportamento global de diafragma:

- 1) Esforço de corte (Figura 3.5):

- a) Rotura diagonal da laje (*diagonal tension crack*): Surge quando o betão atinge a sua tensão limite, surgindo fissuração com uma inclinação de aproximadamente 45° tendo como referência a orientação das nervuras;
- b) Rotura longitudinal (paralela às nervuras da chapa - *crack parallel to corrugation*): Surge quando a camada de betão superior à laje é relativamente fina.

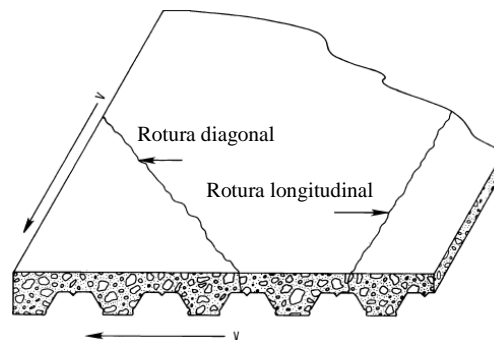


Figura 3.5 – Modos de rotura: rotura por corte (Porter e Greimann, 1982).

- 2) Falha por instabilidade: Característica de pavimentos com alta relação vão-livre/espessura, mas que geralmente é impedida pela ação da laje de betão;
- 3) Rotura localizada: Surge quando o diafragma é sujeito a uma distribuição de esforço de corte não uniforme, provocando concentração de tensões. Geralmente é característica de zonas onde se registem carregamentos concentrados significativos, reações de apoio significativas e/ou com a presença de vigas de extremidade flexíveis.

- Interface Aço-Betão:

- 1) Força de corte na interface Aço-Betão paralela às nervuras: Similar à rotura registada para o usual carregamento vertical;
- 2) Força de corte na interface Aço-Betão perpendicularmente às nervuras: Nestes casos o betão interage com as superfícies inclinadas da chapa perfilada, podendo ocorrer levantamento do betão nos casos onde a chapa for suficientemente rígida, ou o próprio betão poderá levar à deformação da chapa se a mesma for suficientemente flexível.

Associada à ocorrência dos referidos modos de rotura estará a rigidez da chapa perfilada, assim como a relação entre a conexão de corte na direção das nervuras e perpendicularmente às mesmas.

- Falha na interface aço-betão na extremidade da laje:

- 1) Solda nas extremidades: Nestes casos a carga é transferida através da chapa metálica. Os modos de rotura deste tipo de soluções estão associados pelo direto corte nas soldas, encurvadura das chapas e/ou rasgo da mesma em torno da solda. Para além do referido, poderá ocorrer ainda rotura pelo elemento de betão.

2) Ligação com recurso a conetores: No casos em que os conetores têm uma altura superior à nervura da chapa perfilada, as forças são transferidas diretamente pelo betão. A rotura neste tipo de caso estará associada à rotura do conetor ou pelo betão na proximidade do conetor.

A regulamentação europeia não fornece metodologias de dimensionamento para os referidos elementos estruturais (diafragmas mistos), revelando-se, este, um campo que merece, sem dúvida, ser alvo de investigação no futuro.

Nos Estados Unidos da América existem duas metodologias definidas para a avaliação dos diafragmas mistos Aço-betão, podendo estas serem tidas como úteis ferramentas para a análise dos referidos elementos estruturais a nível europeu. Tais metodologias são as propostas pelas seguintes publicações:

- Seismic Design for Buildings – The Tri Service Manual (Tri-Services Manual, 1982);
- Steel Deck Institute: Diaphragm Design Manual (SDI, 1995).

3.4.2 – Aplicação dos conceitos à análise de estruturas mistas

Os conceitos expostos, no que diz respeito ao efeito de diafragma dos pavimentos, terão uma importância considerável em estruturas mistas onde se registre a presença de núcleos (ou paredes) resistentes em betão armado, pois sendo estes muito rígidos irão impor na estrutura o comportamento apresentado nas Figuras 3.3 e 3.4. Em tais casos revela-se indispensável avaliar o comportamento dos pavimentos assumindo a sua deformabilidade axial assim como os esforços adicionais gerados nos elementos estruturais do edifício (nomeadamente o aumento do esforço de corte nas ancoragens aos elementos de resistência a ações horizontais do edifício). Para tais tipos de estrutura revela-se portanto essencial incorporar a laje na modelação da estrutura.

No caso de estruturas de pequeno porte (onde os usuais contraventamentos metálicos sejam suficientes, não existindo portanto zonas pontuais de elevada rigidez horizontal) o efeito de diafragma dos pavimentos ganha um menor relevo uma vez que sendo a estrutura globalmente menos rígida, a rigidez dos mesmos revela-se incomparavelmente superior a outras fontes de deformabilidade da estrutura (nomeadamente a suscetibilidade de deformação horizontais dos pilares). Deste modo, as configurações deformadas do referido tipo de estruturas para ações horizontais traduzem, de forma aproximada, um movimento de corpo rígido, não sendo de esperar grandes esforços adicionais na estrutura derivados da deformabilidade axial do pavimento (ao contrário dos casos ilustrados na Figura 3.3).

3.4.3 – Influência da rigidez dos pavimentos na modelação de estruturas mistas

Recorrendo-se a um software de cálculo estrutural, a laje poderá ser introduzida diretamente no modelo estrutural, sendo que deste modo será à partida utilizada uma rigidez realista do elemento, tendo-se portanto em conta os esforços adicionais resultantes da deformação da mesma. Por vezes, a complexidade adicional de modelação (associados à incorporação das já referidas não linearidades) ou esforço de cálculo requerido no processo poderá levar à aplicação de modelações mais simplificadas.

Em oposição à metodologia apresentada, é frequente o recurso a elementos diagonais metálicos que unam as extremidades de pórticos consecutivos, traduzindo assim um comportamento aproximado da estrutura no que toca ao efeito de diafragma dos pavimentos. Associada a tal metodologia estará implícita a determinação de uma solução com recurso às referidas diagonais que reproduzam uma rigidez axial aproximada do pavimento (destacados a vermelho na Figura 3.6)

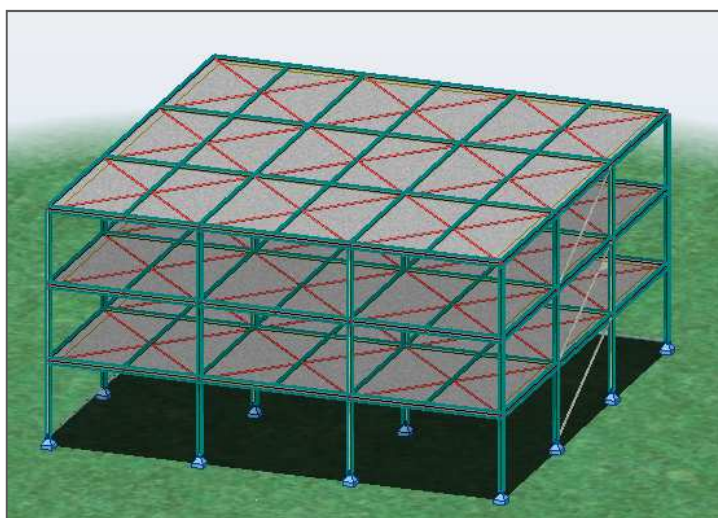


Figura 3.6 – Simulação da rigidez axial dos pavimentos co recurso a elementos diagonais metálicos de união entre pórticos consecutivos.

Nos casos onde sejam aplicadas as metodologias de análise fendilhada ou não fendilhada preconizadas pelo Eurocódigo 4 (CEN, 2004c) a aproximação da rigidez axial dos pavimentos é efetuada geralmente com recurso aos referidos elementos diagonais. Note-se que tal como exposto no presente capítulo, a validade (e segurança) na aplicação do referido processo estará limitada à não existência de elementos com elevada rigidez horizontal (usuais estruturas porticadas mistas com travamentos horizontais metálicos).

No subcapítulo 4.7 é apresentada uma proposta de metodologia para a determinação das características das referidas diagonais metálicas de simulação do pavimento..

3.5 – Metodologias de análise global da estrutura

3.5.1 – Generalidades

A análise global de uma estrutura permite obter os esforços e deslocamentos necessários para as previstas verificações para Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço. Para se efetuar uma adequada análise global da estrutura, deverão ser tidos em conta todas as não linearidades descritas nos subcapítulos anteriores.

Com as considerações expostas, comprova-se que a maior dificuldade associada à análise de estrutura mista estará, sem dúvida, associada à diminuição de rigidez de flexão do elemento misto devido à fendilhação do betão. De facto, a fendilhação do betão assume nos elementos mistos uma importância acrescida pelo facto de só ocorrer em zonas de momentos fletores negativos, contrariamente ao que sucede nas correntes vigas de betão armado. Influenciando a fendilhação a posição do eixo neutro de flexão, esta influência assim quer a classificação da secção do elemento, quer a distribuição de esforços e deformações que nele ocorrem, sendo facilmente perceptível a importância de considerar de forma adequada este fenómeno.

No caso de uma estrutura mista Aço-Betão, as diferentes metodologias de análise global da estrutura são contempladas no Capítulo 5 da norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c), sendo elas sintetizadas pelo fluxograma apresentado na Figura 3.3.

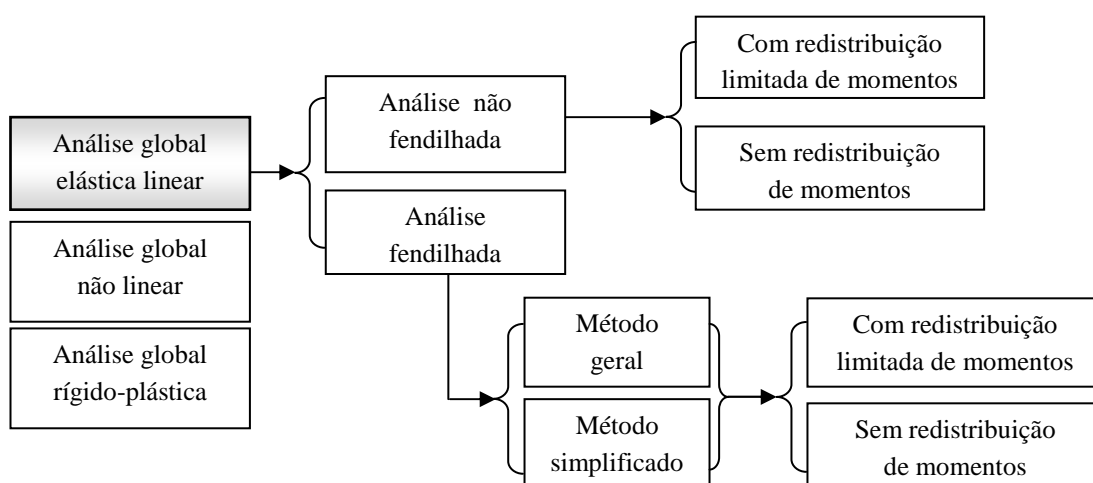


Figura 3.3 – Metodologias de análise global de estruturas mistas.

3.5.2 – Análise global elástica linear

3.5.2.1 – Introdução

A análise elástica linear, é a análise mais recorrente na modelação de estruturas. Esta pode ser aplicada a qualquer elemento estrutural independentemente da classe da sua secção transversal. Esta poderá ser de primeira ordem como de segunda ordem (dependendo do tipo de estrutura, conforme referido no subcapítulo 3.2.5).

Para a aplicação deste tipo de análise (ou de qualquer outro) será necessário conhecer a rigidez de flexão de cada um dos elementos estruturais do edifício (nomeadamente vigas e pilares), sendo essas várias rigidezes, tal como foi exposto, função de parâmetros como a largura efetiva dos banzos (devido ao *Shear Lag*) ou devido à fluência, retração e fendilhação do betão (que influenciará o coeficiente de homogeneização da secção de betão).

Para este tipo de análise a norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c) define que apesar das larguras efetivas para a contabilização do efeito do *Shear Lag* apresentarem valores inferiores nas zonas dos apoios intermédios, é razoável admitir que estas tomem valores constantes ao longo de cada vão da viga mista no caso de se efetuar uma análise não fendilhada (sendo que tal consideração ganhará ainda maior peso casos se efetue uma análise não fendilhada). A referida simplificação prende-se ao facto de se considerar que o efeito do *Shear Lag* tem pouca influência nos resultados quando comparado com o efeito da fendilhação do betão. Dentro destas linhas, os valores admitidos para uma largura efetiva constante ao longo da viga deverão ser os correspondentes às zonas de meio vão da mesma, uma vez que a maior parte do vão se encontra sujeito a momentos fletores positivos.

3.5.2.2 – Análise elástica linear não fendilhada

A aplicação de uma análise elástica linear não fendilhada estará limitada aos casos em que as tensões máximas de tração nas fibras extremas do betão, referentes à envolvente dos efeitos globais, não exceda o dobro da resistência à tração simples do betão ($\sigma_{t,max} \leq 2 * f_{ctm}$). De acordo com o apresentado nos subcapítulos anteriores, tal tipologia de análise traduz-se na aplicação de uma rigidez de flexão (não fendilhada) constante $E_a I_1$ ao longo dos elementos, sendo desprezada a rigidez da armadura longitudinal da laje na sua determinação.

Quanto ao coeficiente de homogeneização da secção de betão, numa análise de primeira ordem, este poderá, simplificada, ser obtido através de um coeficiente de homogeneização nominal estimado com recurso ao módulo de elasticidade efetivo do betão

$E_{c,eff}$ (sendo este considerado igual a $E_{cm}/2$). Nos restantes casos, terá que ser utilizada a metodologia não simplificada apresentada no subcapítulo 3.3.4 da presente dissertação.

A largura efetiva do banzo de betão (visto a análise ser elástica), poderá ser considerada constante em cada tramo, sendo esta igual à largura efetiva a meio vão nos tramos centrais ($b_{eff,1}$) e nos tramos em consola à largura efetiva desse mesmo tramo ($b_{eff,2}$). Apesar da referida simplificação, será sempre mais conservativo considerar as diferentes larguras efetivas estipuladas pelo regulamento para as secções de apoio ou meio vão.

Para elementos mistos com secção duplamente simétrica sujeitos a compressão, a rigidez de flexão a considerar será $(EI)_{eff,II}$.

3.5.2.3 – Análise elástica linear fendilhada

A análise global elástica linear fendilhada de estruturas mistas revela-se a metodologia mais corrente, uma vez que permitirá um dimensionamento dos elementos mais otimizado. Tal como referido, este tipo de análise deverá ser aplicado sempre que as tensões máximas de tração nas fibras extremas do betão referentes à envolvente dos efeitos globais excedam o dobro da resistência à tração simples do betão ($\sigma_{t,max} > 2 * f_{ctm}$).

Para a contabilização da fendilhação do betão, é geralmente aplicado o Método Simplificado (apresentado no subcapítulo 3.3.5). Neste serão consideradas rigidezes de flexão distintas, $E_a I_1$ e $E_a I_2$, rigidez de flexão não fendilhada e fendilhada, respetivamente. No que toca à largura efetiva dos banzos de betão, deverão ser consideradas as 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.

Na aplicação do Método Geral, tal como referido, são estimadas de forma mais rigorosa as zonas onde o betão se encontra fendilhado, analisando-se, para tal, as zonas onde as tensões máximas de tração nas fibras extremas do betão referentes à envolvente dos efeitos globais excedem o dobro da resistência à tração simples do betão ($\sigma_{t,max} > 2 * f_{ctm}$).

Quanto ao coeficiente de homogeneização da secção de betão, tal como na análise não fendilhada, caso se efetue uma análise de primeira ordem, este poderá simplificarmente ser obtido através de um coeficiente de homogeneização nominal estimado com recurso ao módulo de elasticidade efetivo do betão $E_{c,eff}$, sendo este considerado igual a $E_{cm}/2$. Nos restantes casos, terá que ser utilizada a metodologia não simplificada apresentada no subcapítulo 3.3.4 da presente dissertação.

No caso de elementos mistos com secção duplamente simétrica sujeitos a compressão, a rigidez de flexão a considerar será $(EI)_{eff,II}$.

3.5.2.4 – Análise elástica linear com redistribuição limitada de momentos fletores

Segundo a norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c), nos casos onde seja aplicada uma análise global elástica linear (que não seja de segunda ordem), será possível aplicar uma redistribuição limitada de momentos fletores às vigas contínuas e aos pórticos, para a verificação dos estados limites que não sejam de fadiga. Focando a aplicabilidade do conceito a elementos exclusivamente mistos, o regulamento apresenta o seguinte conjunto de restrições:

- A viga é constituída por ligações rígidas e de resistência total ou por ligações deste tipo e articuladas;
- No caso de uma viga mista parcialmente revestida de betão, ou a capacidade de rotação é suficiente para o grau de redistribuição adotado, ou é desprezada a contribuição do revestimento de betão armado comprimido no cálculo do momento fletor resistente nas secções de momento fletor reduzido;
- Cada tramo tem altura uniforme;
- Não é necessário ter em conta a encurvadura lateral.

O principal objetivo da aplicação da redistribuição de momentos fletores será aproximar os resultados de uma análise global elástica linear com uma análise global plástica, considerando-se assim o comportamento não linear dos materiais, associado à cedência do aço ou a fendilhação do betão antes de ser atingida a carga máxima admissível no elemento.

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, aproximando por sua vez estes aos momentos fletores resistentes, obtendo-se assim uma otimização no dimensionamento estrutural. Para tal, geralmente (para uma carga gravítica uniformemente distribuída) nas zonas de apoios intermédios (momentos negativos) os momentos serão reduzidos, enquanto que nas zonas de meio vão (momentos positivos) os momentos sofrerão uma ligeira amplificação.

No Quadro 3.2 são estabelecidas 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 3.2 – Limites de redistribuição de momentos negativos (adaptado de Calado, 2010).

Classe da secção na zona de momentos negativos		1	2	3	4	
Para uma 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
Para uma 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 deverão ser redistribuídos.

3.5.3 – Análise não linear

Para além dos vários tipos de análises globais lineares apresentados, a norma *EN 1994 Parte 1.1 (CEN, 2004c)* apresenta a possibilidade de aplicação de uma análise global não linear tanto para os ULS como para os SLS, desde que seja nela admitido um comportamento não linear adequado para os materiais. Este tipo de análise poderá ser tanto de primeira como de segunda ordem.

A norma *EN 1994 Parte 1.1 (CEN, 2004c)* apresenta pouco detalhe sobre este tipo de análise, remetendo para a informação existente nas normas *EN 1992 Parte 1.1 (CEN, 2003b)* e para a *EN 1993 Parte 1.1 (CEN, 2004a)*, referindo apenas que deverão ser tidos em conta o comportamento da conexão de corte, bem como os efeitos das deformações geométricas da estrutura.

3.5.4 – Análise rígido-plástica

Uma análise rígido-plástica representa uma metodologia de análise perfeitamente conhecida e prevista na regulamentação europeia, permitindo determinar a distribuição de esforços em

estruturas hiperestáticas. Tal análise baseia-se na hipótese de plastificação de algumas secções da estrutura, geralmente através da formação de rótulas plásticas, e na consequente redistribuição de esforços para zonas menos esforçadas da estrutura.

Segundo Johnson (1994), a redistribuição de momentos neste tipo de análise será maior do que a obtida na análise elástica, podendo mesmo superar cerca de 58% em situações de cargas concentradas ou vãos de comprimentos desiguais.

O processo de formação do mecanismo de colapso é um processo sequencial, sendo que a determinação das capacidades de rotação da secção onde se localizam as rótulas plásticas se revela complexa. Tal capacidade poderá ser limitada pela encurvadura do perfil de aço ou pelo esmagamento do betão à compressão. Para contornar tal particularidade, as normas EN 1993 Parte 1.1 (CEN, 2004a) e *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c) impõem limitações à utilização deste método, garantindo deste modo que a secção possui a capacidade de rotação necessária sem que haja redução da sua resistência, sendo elas definidas na *secção 5.4.5* da mesma. Devido a tais restrições, a referida análise estará restringida a elementos com secções transversais de Classe 1 ou 2.

Note-se que a aplicação da referida análise será assim um processo simplificado uma vez que os esforços de dimensionamento são independentes tanto das ações nos vãos adjacentes, da variação de rigidez ao longo da viga, da sequência e do método construtivo, assim como dos efeitos da temperatura, fluência e retração do betão.

3.5.5 – Análise global para Estados Limites de Serviço

Par a avaliação dos SLS (limitação de tensões, deformações, vibrações e fendilhação do betão) a norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c) indica que seja efetuada uma análise global elástica da estrutura, sendo que os efeitos não lineares descritos nos subcapítulos anteriores da presente dissertação deverão ser considerados.

Os efeitos da interação entre os elementos de aço e os elementos de betão, para além dos casos onde se registre uma conexão total, apenas poderão ser desprezados se:

- 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 conetores não inferior a metade dos necessários para uma conexão total, ou os esforços resultantes de um comportamento elástico e atuantes nos conetores nos SLS não excedam P_{Rd} .

sendo P_{Rd} o valor de cálculo da resistência ao corte de um conector. Para o conector tipo *Stud*, tal valor definido na secção 6.6.3 da norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c).

No que toca aos efeitos da fendilhação do betão, estes podem ser tidos em conta através dos métodos apresentados para estados limites últimos: Método geral ou Método simplificado. No entanto, para os SLS a mesma norma estabelece uma metodologia alternativa, sendo esta apresentada na secção 7.3.1 da norma *EN 1994 Parte 1.1* (CEN, 2004c).

A referida metodologia consiste em considerar uma redistribuição do valor dos momentos flectores atuantes no elemento, sendo válida para classes de secção transversal inferior a 4. Nos apoios internos em que a tensão de tração na fibra extrema do betão for superior a $1.5 * f_{ctm}$ deve multiplicar-se o momento fletor obtido através de uma análise não fendilhada por um fator de redução, f_1 (definido na Figura 3.4), sendo os correspondentes aumentos aplicados nos tramos adjacentes. Tal fator poderá ser obtido através de duas curvas:

- 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.

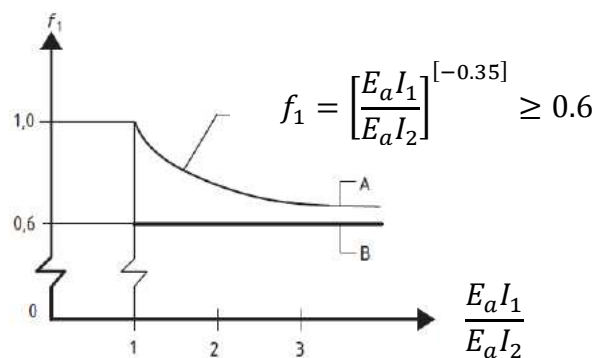


Figura 3.4 – Fatores de redução para os momentos flectores nos apoios (CEN, 2004c)

Para a contabilização dos efeitos do processo construtivo para os SLS, o regulamento apresenta um método simplificado que se baseia na multiplicação do momento fletor no apoio 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.

4 DEFINIÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIS A ANALISAR

4.1 – Generalidades

Tendo em conta os conceitos expostos no capítulo 3, as metodologias fornecidas pelas normas europeias para a modelação de estruturas mistas serão aplicadas a um edifício metálico e misto de 3 pisos (Figura 3.1). Foram utilizadas 3 tipologias de análise elástica linear (Quadro 4.1): modelos com aplicação de uma análise não fendilhada e análise fendilhada (método simplificado) e modelo com a aplicação direta do pavimento no modelo. Para o edifício considerado foram recriados 12 modelos estruturais sendo neles variada a tipologia de laje (mista ou maciça) assim como a altura da mesma (16 centímetros e 20 centímetros). O software de cálculo utilizado foi o Robot Structural Analysis (Autodesk, 2012).

Quadro 4.1 – Tipologias de modelação recriadas.

Tipo de análise	Tipos de laje	Alturas de laje (cm)
<u>Não fendilhada</u>	Mista	16
		20
	Maciça	16
		20
<u>Fendilhada pelo método simplificado</u> : consideração de um comprimento de zona fendilhada junto aos apoios de 15% do comprimento do vão das vigas;	Mista	16
		20
	Maciça	16
		20
<u>Inclusão direta do pavimento no modelo</u>	Mista	16
		20
	Maciça	16
		20

A geometria da solução adotada consiste numa estrutura porticada com 3 pisos, malha de pilares metálicos quadrangular com espaçamento de 6 metros entre elementos e uma altura de 3 metros, apoiando o pavimento num conjunto de vigas que traduzem um vão de laje ativo de 3 metros. Para tal, para além das vigas de união de pórticos, foram introduzidas vigas secundárias com eixo longitudinal na direção de menor inércia do edifício (pilares solicitados na sua direção de menor inércia) traduzindo um espaçamento entre vigas consecutivas de 3 metros (Figura 4.1) nessa mesma direção e de 6 metros nas vigas com eixo longitudinal na direção de maior inércia do edifício (pilares solicitados na sua direção de maior inércia), conforme se descreve na Figura 4.1.

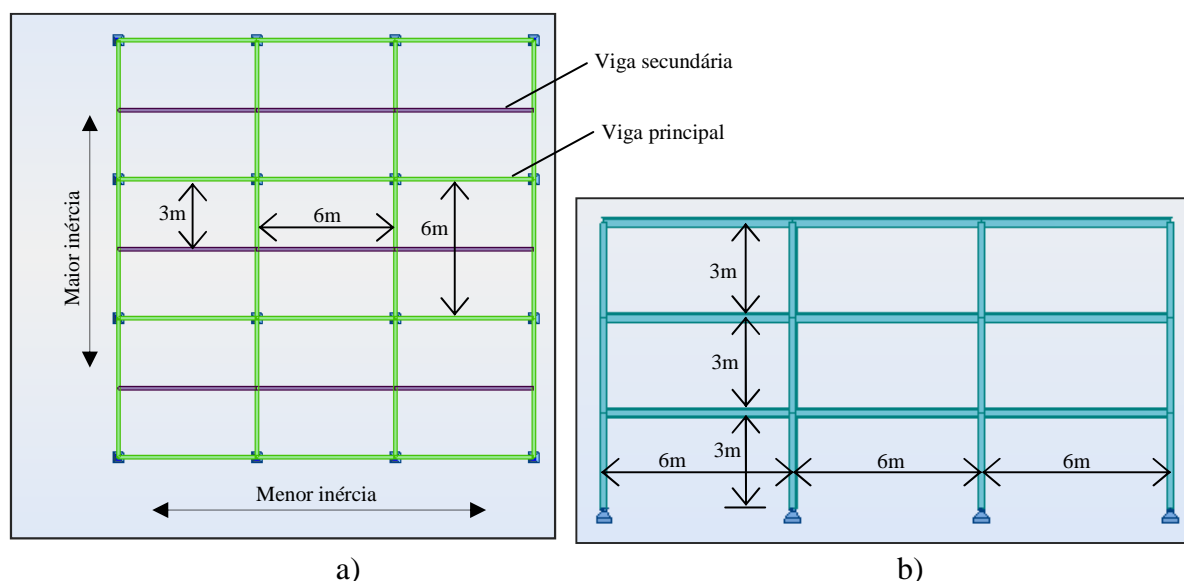


Figura 4.1 – Solução estrutural adotada: a) vista em planta b) vista em alçado.

Na conceção dos modelos, de forma a focar o trabalho na comparação entre as diversas formas de modelar a estrutura, foram, sempre que possível, desprezados efeitos que de uma forma ou de outra seriam iguais de modelo para modelo, não influenciando assim a comparação pretendida entre as soluções estruturais (apenas variaria a ordem de grandeza dos esforços de igual forma em todos os modelos). As simplificações traduziram-se na não consideração dos efeitos de excentricidades (nomeadamente nas ligações entre elementos estruturais), contabilização de imperfeições globais dos elementos, efeitos da retração do betão e interação terreno estrutura (tendo sido considerados todos os apoios como rotulados e verticalmente infinitamente rígidos).

4.2 – Ações consideradas

No que toca às ações consideradas, para além do peso próprio dos elementos estruturais estabeleceu-se uma carga uniformemente distribuída nos pavimentos de 2 kN/m^2 simulando as restantes cargas permanentes presentes no edifício. Tendo-se admitido que o edifício seria destinado a escritórios, de acordo com a norma EN 1990 (CEN, 2002) considerou-se uma sobrecarga uniformemente distribuída nos pavimentos de 3 kN/m^2 .

No respeitante às ações horizontais, no âmbito do presente trabalho não faria sentido o cálculo minucioso da ação do vento e da ação sísmica. Para simular os efeitos de tais ações foram considerados 4 cenários de carga horizontais:

- Carga uniformemente distribuída de 1 kN/m^2 numa fachada de maior inércia (Figura 4.2).

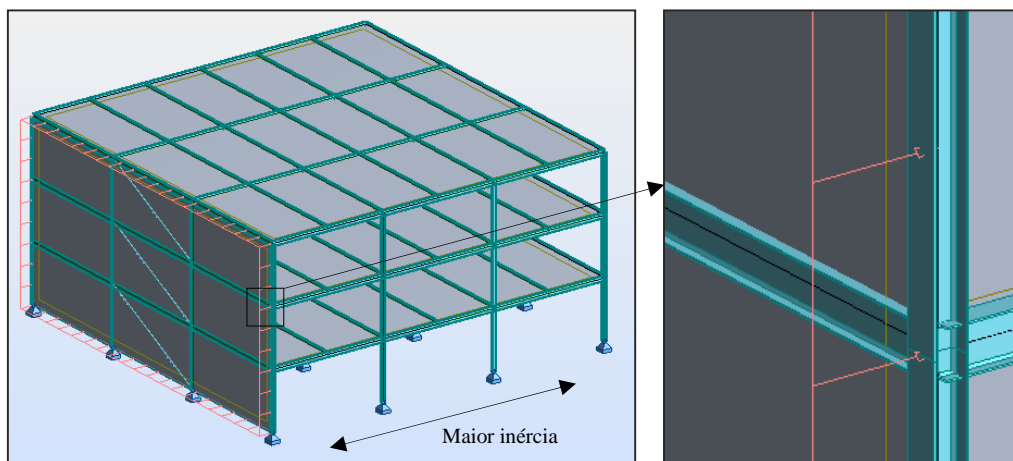


Figura 4.2 – Carga uniformemente distribuída de 1 kN/m^2 numa fachada de maior inércia.

- Carga uniformemente distribuída de 1 kN/m^2 numa fachada de menor inércia (Figura 4.3).

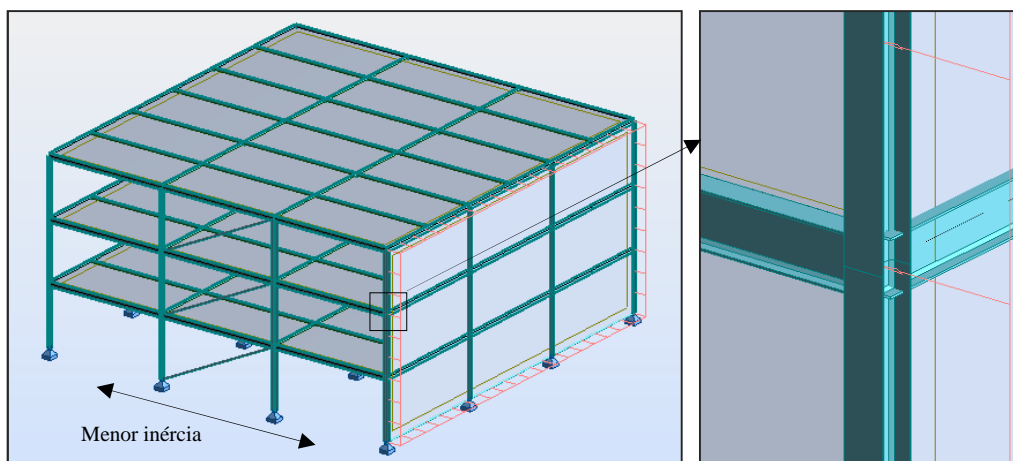


Figura 4.3 – Carga uniformemente distribuída de 1 kN/m^2 numa fachada de menor inércia.

- Carga uniformemente distribuída de 1 kN/m^2 numa largura entre dois pilares consecutivos da fachada de maior inércia (simulação de efeito de torção no edifício, Figura 4.4).

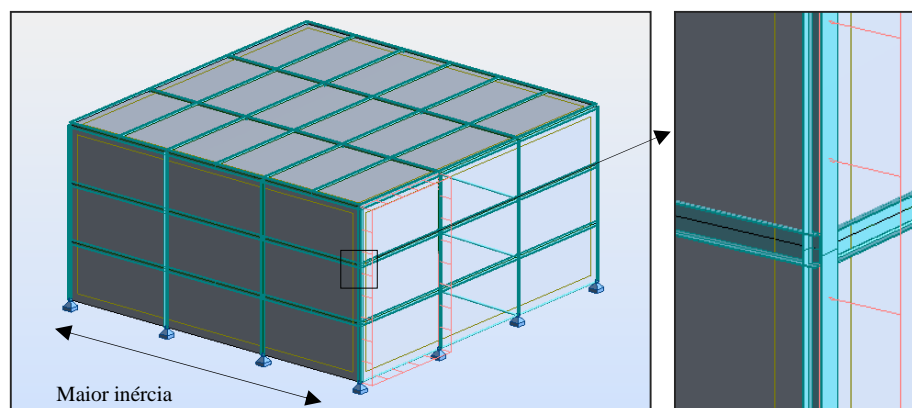


Figura 4.4 – Carga uniformemente distribuída de 1 kN/m^2 numa largura entre dois pilares consecutivos da fachada de maior inércia (assimétrica).

- Carga uniformemente distribuída de 1 kN/m^2 numa largura entre dois pilares consecutivos da fachada de menor inércia (simulação de efeito de torção no edifício, Figura 4.5).

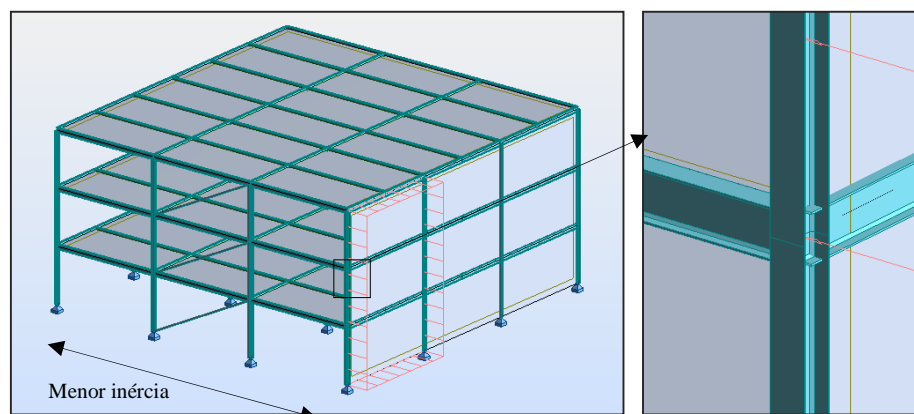


Figura 4.5 – Carga uniformemente distribuída de 1 kN/m^2 numa largura entre dois pilares consecutivos da fachada de menor inércia (assimétrica).

4.3 – Distribuição de carregamento pelos elementos estruturais

Relativamente às ações verticais, estas foram distribuídas na direção do menor vão entre vigas do edifício (que neste caso se revela de 3 metros, sendo o maior vão de 6 metros) visto que o funcionamento usual de lajes mistas (ou lajes maciças com a menor direção com dimensão menor ou igual a metade da maior direção) remete para tal comportamento. Tais considerações são ilustradas na Figura 4.6a onde é apresentada a distribuição de cargas verticais nas vigas do edifício. Quanto às cargas horizontais, assumiu-se que estas seriam

exclusivamente transmitidas para os pilares (condição geralmente verificada nesta tipologia de estruturas - Figura 4.6b).

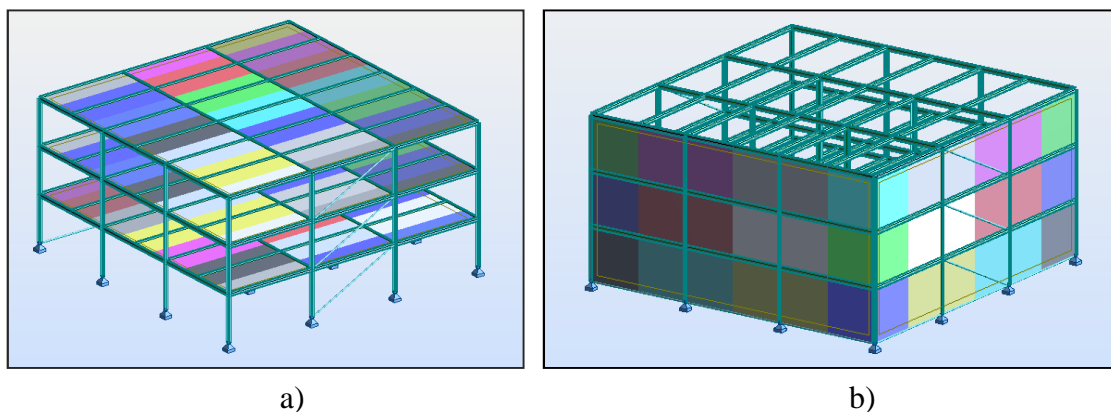


Figura 4.6 – Distribuição de cargas: a) verticais nas vigas b) horizontais nos pilares.

4.4 – Solução estrutural adotada

Com base nas ações descritas foi efetuado um pré-dimensionamento elástico da solução. No caso dos pilares, foram aplicadas as disposições fornecidas pela norma EN 1993 – Parte 1.1 (CEN, 2004a), tanto para a resistência da secção como para a segurança ao nível do elemento (fenómenos de encurvadura), tendo-se admitido através do mesmo secções HEA240. Note-se que tal pré-dimensionamento teve-se ainda em conta o comportamento global da estrutura (α_{cr}). O aço admitido pertence à classe S355. Quando à laje mista foram utilizadas as tabelas de dimensionamento *O Feliz* (O Feliz, 2011). Tendo como base as ações verticais admitidas estabeleceu-se uma altura mínima de laje de 16 centímetros, sendo que as propriedades da chapa utilizada são apresentadas na Figura 4.7. O betão assumido pertence à classe C25/30, a armadura de laje $\varnothing 16/0.15\text{m}$ com aço da classe S500 com um recobrimento de 5 cm.



Figura 4.7 – Geometria da chapa perfilada admitida (dimensões em milímetros).

No caso das vigas, com base nas características da laje com altura de 16 centímetros e através de um pré-dimensionamento elástico à flexão simples (e com base nas ações definidas), estabeleceu-se o uso de perfis IPE270 tanto para as vigas secundárias como para as vigas principais. A classe do aço utilizado foi novamente S355.

Para a solução estrutural adotada aplicou-se um sistema de contraventamento com recurso a barras de secção circular ocas rotuladas nas extremidades que unem diagonalmente a base e o topo de pórticos centrais de extremidade do edifício (destacadas a vermelho na Figura 4.8).

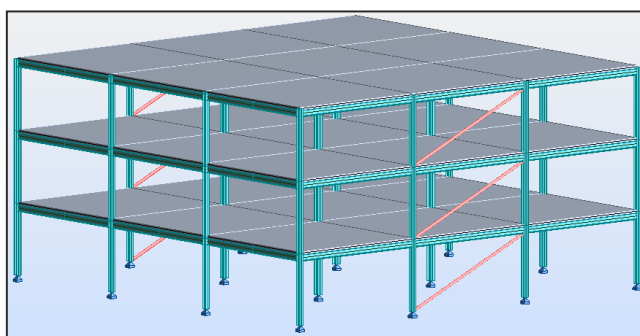


Figura 4.8 – Sistema de contraventamento aplicado.

Com base nas ações admitidas e mais uma vez através do modelo com a incorporação direta da laje, foram dimensionados os referidos contraventamentos tanto a nível da secção (resistência da mesma), do elemento (à encurvadura por flexão devido ao esforço axial) e por fim, tendo em conta o multiplicador crítico da estrutura (α_{cr}). Com base no referido, a secção adotada foi uma secção circular de 16.8cm de diâmetro com 10mm de espessura. O processo de dimensionamento teve por base a norma EN 1993 – Parte 1.1 (CEN, 2004a).

4.5 – Ligações

Na direção de menor inércia da estrutura (pilares a trabalhar na sua menor inércia) as ligações viga-pilar e viga-viga (no caso das vigas secundárias com as vigas principais) foram tidas como rotuladas, consideração que será a mais natural nestes casos uma vez que as mesmas são concebidas na alma dos elementos estruturais, sendo, portanto, difícil conseguirem-se definir ligações com considerável rigidez e resistência à flexão.

No caso da direção de maior inércia da estrutura (pilares a trabalhar na sua maior inércia) as ligações viga-pilar intermédias foram tidas como rígidas. Note-se que tal consideração será conseguida com facilidade nos casos de ligações mistas visto que existirá continuidade da armadura de laje, conferindo assim à ligação uma elevada rigidez de flexão. Quanto às

ligações de extremidade, tal consideração foi igualmente admitida mas com a condicionante de que a armadura de laje teria que ser amarrada de forma conveniente nas extremidades.

4.6 – Larguras efetivas dos banzos de betão das vigas mistas

Tendo como base os conceitos definidos no subcapítulo 3.3.3 da presente dissertação foram calculadas as larguras efetivas dos banzos de betão para as vigas mistas. Recapitulando a solução estrutural, todas as vigas terão um vão de 6 metros assim como um afastamento de 3 e 6 metros, respetivamente, nas direções de menor e maior inércia da estrutura. Os valores obtidos são apresentados no Quadro 4.2 sendo completados pela Figura 4.9.

Quadro 4.2 – Larguras efetivas dos banzos de betão das vigas mistas.

		$L_1(m)$	$L_2(m)$	$b_1(m)$	$b_2(m)$	$L_e(m)$	β	$b_{eff\ max}=b_1+ b_2$ (m)	$b_{eff} (m)$
Vigas periféricas	Apoio intermédio (1)	6	6	1.5	0	3	-	1.5	0.375
	Apoio de extremidade (2)	6	6	1.5	0	3	0.75	1.5	0.281
	Meio vão interior (3)	6	6	1.5	0	4.2	-	1.5	0.525
	Meio vão de extremidade (4)	6	6	1.5	0	5.1	-	1.5	0.635
Vigas interiores	Apoio intermédio (5)	6	6	1.5	1.5	3	-	3	0.75
	Apoio de extremidade (6)	6	6	1.5	1.5	3	0.75	3	0.562
	Meio vão interior (7)	6	6	1.5	1.5	4.2	-	3	1.05
	Meio vão de extremidade (8)	6	6	1.5	1.5	5.1	-	3	1.275

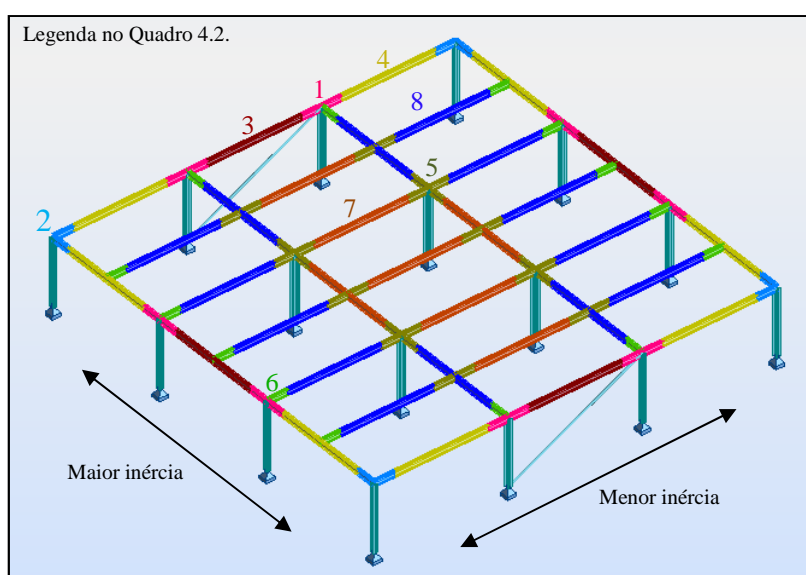


Figura 4.9 – Larguras efetivas dos banzos de betão das vigas mistas: aplicação do método simplificado para contabilização dos efeitos da fendilhação.

Nota: Apenas se apresentam os resultados das vigas com eixo longitudinal na direção de menor inércia do edifício pois (sendo os vãos - L_1 e L_2 - iguais em ambas as direções) será nesta direção que existirá uma maior restrição para o tamanho do b_{eff} .

4.7 – Rigidez de flexão e axial das vigas para análise não fendilhada

Tendo como base as Figuras 4.10 e 4.11 (respetivamente viga sujeita a momento fletor positivo e momento fletor negativo – convenção de resistência de materiais), nos Quadros 4.3 a 4.6 são apresentados os resultados referentes ao cálculo dos momentos de inércia (em torno do eixo neutro elástico) das secções para os vários tipos de laje: mista e maciça de 16 e 20 cm.

Para o cálculo das referidas propriedades, recorreu-se ao Teorema de Steiner sendo que, no caso da análise não fendilhada, as hipóteses de cálculo assumidas foram:

- Eixo neutro baricêntrico (esforço axial desprezável – flexão simples);
- Contribuição da armadura de laje em compressão desprezada;
- Contribuições do betão entre as nervuras e da chapa perfilada desprezadas;
- O momento de inércia das armaduras foi desprezado;
- A armadura de laje em cada secção é definida com base na distribuição de $\varnothing 16//0.15m$ na largura efetiva do banzo de betão;
- As distribuições de tensões têm por base a secção com o banzo de betão homogeneizado em aço (b_n);
- Influência do grau de conexão não relevante;
- Análise de primeira ordem: $E_{c,eff} = E_{cm}/2$

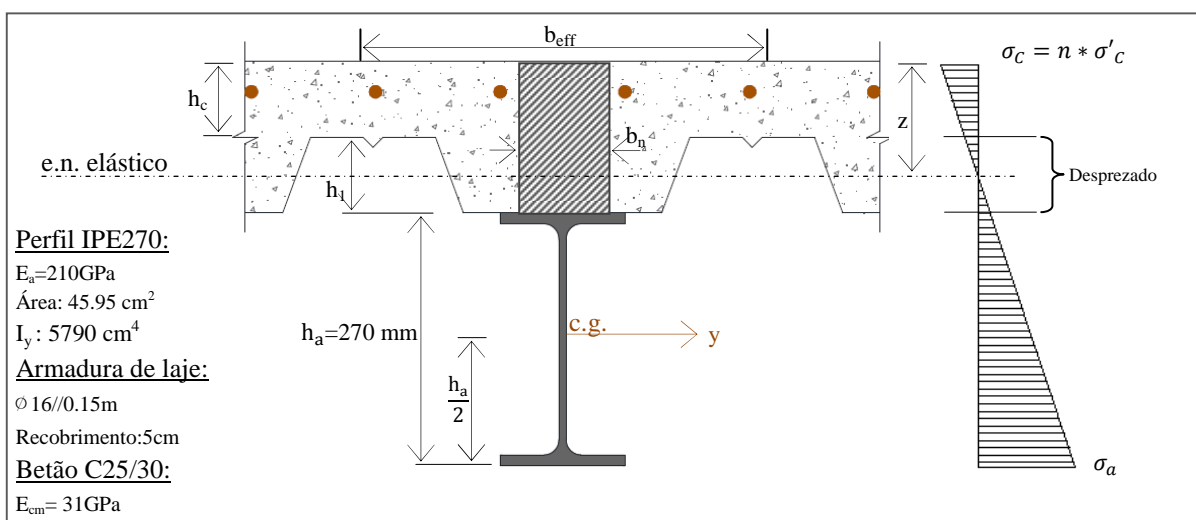


Figura 4.10 – Análise não fendilhada: secção sujeita a momento positivo (meio vão).

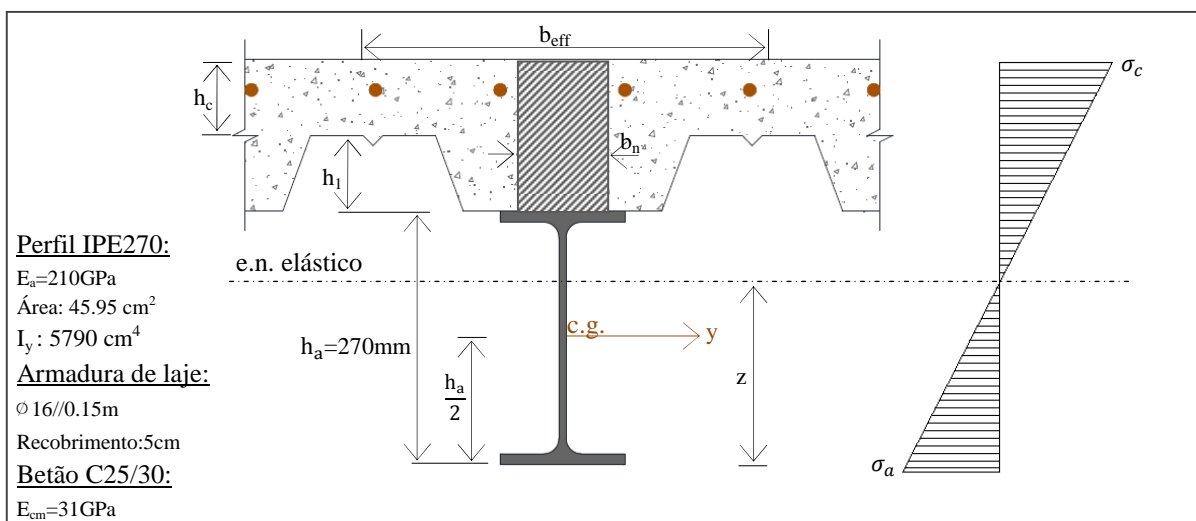


Figura 4.11 – Análise não fendilhada: secção sujeita a momento negativo (apoios).

Quadro 4.3 – Momentos de inércia das vigas para análise não fendilhada – Laje mista 16cm.

Laje mista – 16 cm											
Secção		b_{eff} (m)	h_c (m)	h_1 (m)	$E_c=E_{cm}/2$ (GPa)	$n = E_a/E_c$	b_n (mm)	A_s (cm^2)	$A_h=h_c*b_n$ (cm^2)	Z (mm)	I_h (cm^4)
Vigas interiores	Apoio intermédio	0.75	0.1	0.06	15.5	13.55	0.055	10.05	101.30	278.9	22452
	Apoio de extremidade	0.562	0.1	0.06	15.5	13.55	0.042	7.54	87.40	261.5	20378
	Meio vão interior	1.05	0.1	0.06	15.5	13.55	0.078	-	123.45	136.9	23773
	Meio vão de extremidade	1.275	0.1	0.06	15.5	13.55	0.094	-	140	127.8	25116
Vigas periféricas	Apoio intermédio	0.375	0.1	0.06	15.5	13.55	0.028	5.02	73.60	236.9	17485
	Apoio de extremidade	0.281	0.1	0.06	15.5	13.55	0.021	3.77	66.70	220.3	15562
	Meio vão interior	0.525	0.1	0.06	15.5	13.55	0.039	-	84.70	171.3	18846
	Meio vão de extremidade	0.637	0.1	0.06	15.5	13.55	0.047	-	93	161.5	20222

Quadro 4.4 – Momentos de inércia das vigas para análise não fendilhada – Laje mista 20 cm.

Laje mista – 20 cm											
Secção		b_{eff} (m)	h_c (m)	h_1 (m)	$E_c=E_{cm}/2$ (GPa)	$n = E_a/E_c$	b_n (m)	A_s (cm^2)	$A_h=h_c*b_n$ (cm^2)	Z (m)	I_h (cm^4)
Vigas interiores	Apoio intermédio	0.75	0.14	0.06	15.5	13.55	0.055	10.05	123.40	301	28622
	Apoio de extremidade	0.562	0.14	0.06	15.5	13.55	0.042	7.54	104.70	292.3	26081
	Meio vão interior	1.05	0.14	0.06	15.5	13.55	0.078	-	154.40	148.7	30231
	Meio vão de extremidade	1.275	0.14	0.06	15.5	13.55	0.094	-	177.70	138.5	31866
Vigas periféricas	Apoio intermédio	0.375	0.14	0.06	15.5	13.55	0.028	5.02	84.70	265.4	22458
	Apoio de extremidade	0.281	0.14	0.06	15.5	13.55	0.021	3.77	75	246.4	19960
	Meio vão interior	0.525	0.14	0.06	15.5	13.55	0.039	-	100	187.2	24165
	Meio vão de extremidade	0.637	0.14	0.06	15.5	13.55	0.047	-	111.80	176.1	25883

Quadro 4.5 – Momentos de inércia das vigas para análise não fendilhada – Laje maciça 16cm.

Laje maciça – 16 cm											
Secção		b_{eff} (m)	h_c (m)	h_1 (m)	$E_c=E_{cm}/2$ (GPa)	$n =$ E_a/E_c	b_n (m)	A_s (cm ²)	$A_h=h_c*b_n$ (cm ²)	Z (m)	I_h (cm ⁴)
Vigas interiores	Apoio intermédio	0.75	0.16	0	15.5	13.55	0.055	10.05	134.5	283.8	22665
	Apoio de extremidade	0.562	0.16	0	15.5	13.55	0.042	7.54	112.3	269.5	20745
	Meio vão interior	1.05	0.16	0	15.5	13.55	0.078	-	169.9	136.9	23935
	Meio vão de extremidade	1.275	0.16	0	15.5	13.55	0.09	-	196.5	127.8	25288
Vigas periféricas	Apoio intermédio	0.375	0.16	0	15.5	13.55	0.028	5.02	90.2	247.9	18085
	Apoio de extremidade	0.281	0.16	0	15.5	13.55	0.021	3.77	79.1	232.2	16272
	Meio vão interior	0.525	0.16	0	15.5	13.55	0.039	-	107.9	171.3	19312
	Meio vão de extremidade	0.637	0.16	0	15.5	13.55	0.047	-	121.1	161.5	20586

Quadro 4.6 – Momentos de inércia das vigas para análise não fendilhada – Laje maciça 20cm.

Laje maciça – 20 cm											
Secção		b_{eff} (m)	h_c (m)	h_1 (m)	$E_c=E_{cm}/2$ (GPa)	$n =$ E_a/E_c	b_n (m)	A_s (cm ²)	$A_h=h_c*b_n$ (cm ²)	Z (m)	I_h (cm ⁴)
Vigas interiores	Apoio intermédio	0.75	0.2	0	15.5	13.55	0.055	10.05	156.6	308.2	28750
	Apoio de extremidade	0.562	0.2	0	15.5	13.55	0.042	7.54	129	293.7	26167
	Meio vão interior	1.05	0.2	0	15.5	13.55	0.078	-	200.9	148.7	30582
	Meio vão de extremidade	1.275	0.2	0	15.5	13.55	0.09	-	234.1	138.5	32595
Vigas periféricas	Apoio intermédio	0.375	0.2	0	15.5	13.55	0.028	5.02	101.3	270.8	22676
	Apoio de extremidade	0.281	0.2	0	15.5	13.55	0.021	3.77	87.4	253.7	20306
	Meio vão interior	0.525	0.2	0	15.5	13.55	0.039	-	123.4	187.2	24304
	Meio vão de extremidade	0.637	0.2	0	15.5	13.55	0.047	-	140	176.1	25979

Para o caso de uma análise elástica linear não fendilhada, tal como foi referido anteriormente, é permitido pela regulamentação europeia – Eurocódigo 4 – (CEN, 2004c) que simplificada se assuma uma rigidez de flexão constante para as vigas com o valor do meio vão das mesmas. Pela análise dos resultados obtidos para as quatro tipologias de laje é facilmente perceptível tal consideração, uma vez que os valores do momento de inércia para as secções de apoio são bastante próximos dos valores encontrados para os respetivos meios vãos.

Deste modo, na modelação com recurso a uma análise elástica linear não fendilhada será aplicada uma rigidez de flexão constante nas vigas tendo por base o valor registado a meio vão das mesmas. Tal consideração prende-se como referido pelo facto de a viga estar predominantemente exposta a momento fletor positivo.

4.8 – Rigidez de flexão e axial das vigas para análise fendilhada

Tendo como base as Figuras 4.12 e 4.13 (respetivamente peça sujeita a momento fletor positivo e momento fletor negativo – convenção de resistência de materiais) nos Quadros 4.7 a 4.10 são apresentados resultados referentes ao cálculo dos momentos de inércia (em torno do eixo neutro elástico) das secções para os vários tipos de laje: mista e maciça de 16 e 20 cm. Para o cálculo das referidas propriedades recorreu-se a um processo análogo ao da análise fendilhada sendo as hipóteses de cálculo assumidas idênticas mas com a particularidade de que nesta análise o betão sujeito a tração ser desprezado.

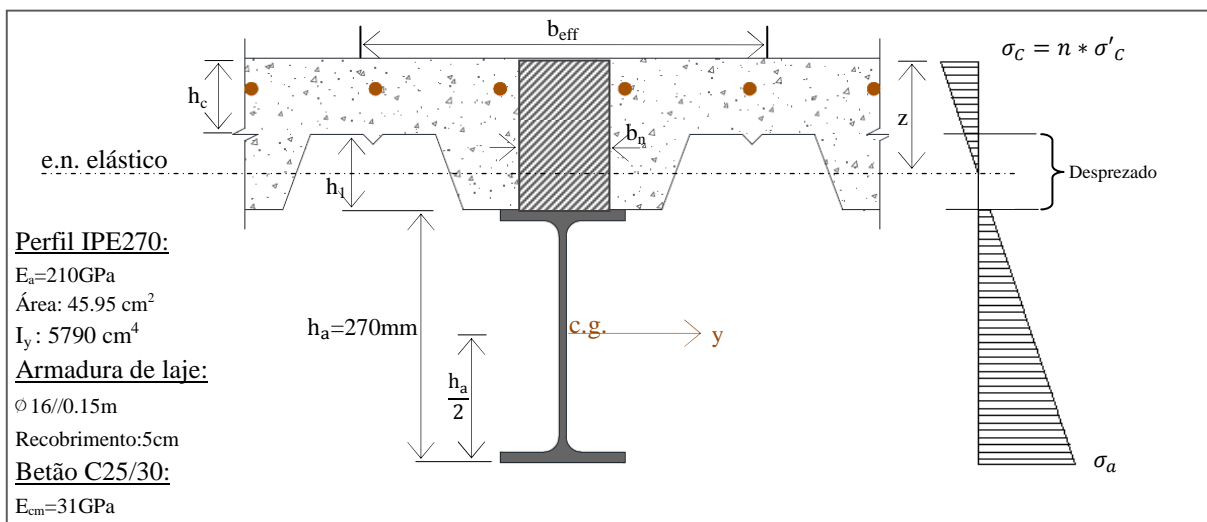


Figura 4.12 – Análise fendilhada: secção sujeita a momento positivo.

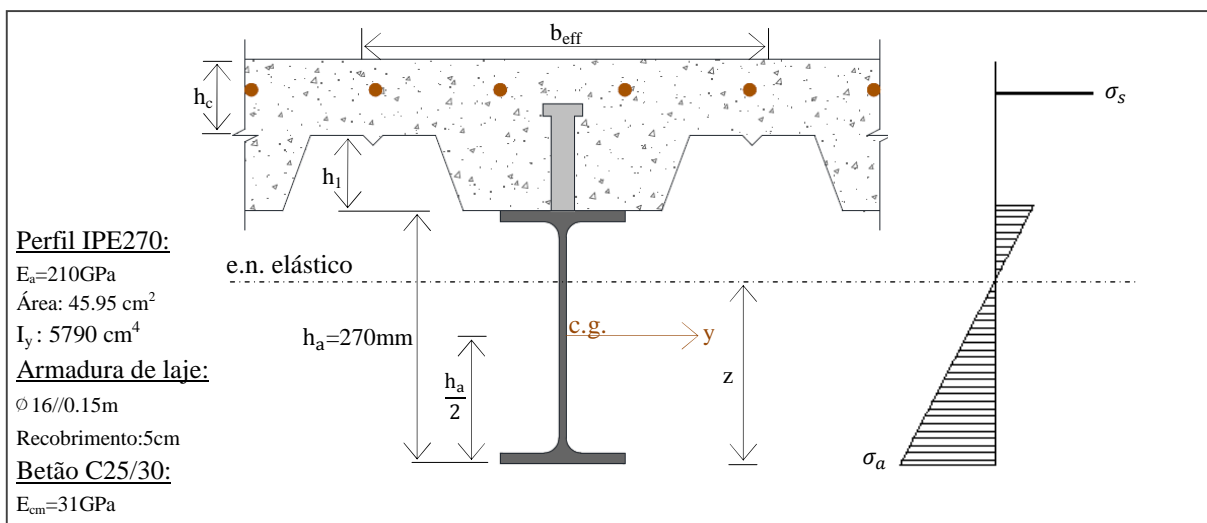


Figura 4.13 – Análise fendilhada: secção sujeita a momento negativo.

Quadro 4.7 – Momentos de inércia das vigas para análise fendilhada – Laje mista 16 cm.

Laje mista – 16 cm											
Secção		b_{eff} (m)	h_c (m)	h_1 (m)	$E_c=E_{cm}/2$ (GPa)	$n = E_a/E_c$	b_n (m)	A_s (cm ²)	$A_h=h_c*b_n$ (cm ²)	Z (m)	I_h (cm ⁴)
Vigas interiores	Apoio intermédio	0.75	0.1	0.06	15.5	13.55	0.055	10.05	101.3	179	10741
	Apoio de extremidade	0.562	0.1	0.06	15.5	13.55	0.042	7.54	87.4	169.5	9678
	Meio vão interior	1.05	0.1	0.06	15.5	13.55	0.078	-	123.4	136.9	23774
	Meio vão de extremidade	1.275	0.1	0.06	15.5	13.55	0.09	-	140	127.8	25116
Vigas periféricas	Apoio intermédio	0.375	0.1	0.06	15.5	13.55	0.028	5.02	73.6	159.2	8510
	Apoio de extremidade	0.281	0.1	0.06	15.5	13.55	0.021	3.77	66.7	153.6	7881
	Meio vão interior	0.525	0.1	0.06	15.5	13.55	0.039	-	84.7	171.3	18846
	Meio vão de extremidade	0.637	0.1	0.06	15.5	13.55	0.047	-	93	161.5	20222

Quadro 4.8 – Momentos de inércia das vigas para análise fendilhada – Laje mista 20 cm.

Laje mista – 20 cm											
Secção		b_{eff} (m)	h_c (m)	h_1 (m)	$E_c=E_{cm}/2$ (GPa)	$n = E_a/E_c$	b_n (m)	A_s (cm ²)	$A_h=h_c*b_n$ (cm ²)	Z (m)	I_h (cm ⁴)
Vigas interiores	Apoio intermédio	0.75	0.14	0.06	15.5	13.55	0.055	10.05	123.4	186.2	12490
	Apoio de extremidade	0.562	0.14	0.06	15.5	13.55	0.042	7.54	104	175.2	11051
	Meio vão interior	1.05	0.14	0.06	15.5	13.55	0.078	-	154.4	148.7	30231
	Meio vão de extremidade	1.275	0.14	0.06	15.5	13.55	0.09	-	177.7	138.5	31886
Vigas periféricas	Apoio intermédio	0.375	0.14	0.06	15.5	13.55	0.028	5.02	87.4	163.1	9470
	Apoio de extremidade	0.281	0.14	0.06	15.5	13.55	0.021	3.77	75	156.6	8620
	Meio vão interior	0.525	0.14	0.06	15.5	13.55	0.039	-	100.2	187.2	24165
	Meio vão de extremidade	0.637	0.14	0.06	15.5	13.55	0.047	-	111.8	176.1	25883

Quadro 4.9 – Momentos de inércia das vigas para análise fendilhada – Laje maciça 16 cm.

Laje maciça – 16 cm											
Secção		b_{eff} (m)	h_c (m)	h_1 (m)	$E_c=E_{cm}/2$ (GPa)	$n = E_a/E_c$	b_n (m)	A_s (cm ²)	$A_h=h_c*b_n$ (cm ²)	Z (m)	I_h (cm ⁴)
Vigas interiores	Apoio intermédio	0.75	0.16	0	15.5	13.55	0.055	10.05	134.5	178.9	10741
	Apoio de extremidade	0.562	0.16	0	15.5	13.55	0.042	7.54	112.4	169.5	9678
	Meio vão interior	1.05	0.16	0	15.5	13.55	0.078	-	170	136.9	23935
	Meio vão de extremidade	1.275	0.16	0	15.5	13.55	0.09	-	196.5	127.8	25288
Vigas periféricas	Apoio intermédio	0.375	0.16	0	15.5	13.55	0.028	5.02	90.2	159.2	8510
	Apoio de extremidade	0.281	0.16	0	15.5	13.55	0.021	3.77	79.2	153.6	7881
	Meio vão interior	0.525	0.16	0	15.5	13.55	0.039	-	108	171.3	19313
	Meio vão de extremidade	0.637	0.16	0	15.5	13.55	0.047	-	121.2	161.5	20586

Quadro 4.10 – Momentos de inércia das vigas para análise fendilhada – Laje maciça 20 cm.

Laje maciça – 20 cm											
Secção		b_{eff} (m)	h_c (m)	h_1 (m)	$E_c=E_{cm}/2$ (GPa)	$n = E_a/E_c$	b_n (m)	A_s (cm ²)	$A_h=h_c*b_n$ (cm ²)	Z (m)	I_h (cm ⁴)
Vigas interiores	Apoio intermédio	0.75	0.2	0	15.5	13.55	0.055	10.05	156.7	186.2	12490
	Apoio de extremidade	0.562	0.2	0	15.5	13.55	0.042	7.54	129	175.2	11051
	Meio vão interior	1.05	0.2	0	15.5	13.55	0.078	-	201	148.7	30582
	Meio vão de extremidade	1.275	0.2	0	15.5	13.55	0.09	-	234.2	138.5	32595
Vigas periféricas	Apoio intermédio	0.375	0.2	0	15.5	13.55	0.028	5.02	101.3	163.1	9470
	Apoio de extremidade	0.281	0.2	0	15.5	13.55	0.021	3.77	87.5	156.6	8620
	Meio vão interior	0.525	0.2	0	15.5	13.55	0.039	-	123.5	178.2	24304
	Meio vão de extremidade	0.637	0.2	0	15.5	13.55	0.047	-	140.1	176.1	25979

4.9 – Elementos de simulação da rigidez axial da laje para análises não fendilhada e fendilhada

Para se proceder à simulação da rigidez axial do pavimento foram recriados dois modelos base:

- Laje mista quadrada com 16 cm de altura e 6x6 m² de área apoiada em vigas IPE270 sujeita a carregada axial assimétrico tal como apresentado na Figura 4.14;

O facto de se utilizar apenas uma laje mista com altura de 16 cm prende-se com o facto desta ser a laje menos rígida (de entre os modelos ensaiados no âmbito da dissertação), podendo-se aplicar os resultados do referido estudo de uma forma conservativa a todas as restantes lajes.

As condições do ensaio realizado foram as seguintes: Encastramento da laje em dois cantos e apoiada verticalmente nos restantes dois; análise da laje por elementos finitos quadrangulares de 0.5x0.5m².

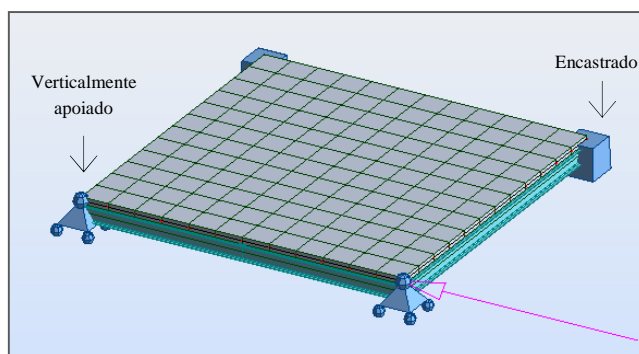


Figura 4.14 – Modelo I: determinação da rigidez axial da laje mista.

- Uma piso da estrutura admitida com laje mista de altura 16 cm com o carregamento apresentado na Figura 4.10.

As condições do ensaio realizado foram as seguintes: análise da laje por elementos finitos quadrangulares de $0.5 \times 0.5 \text{ m}^2$; todas as restantes condições definidas na solução estrutural.

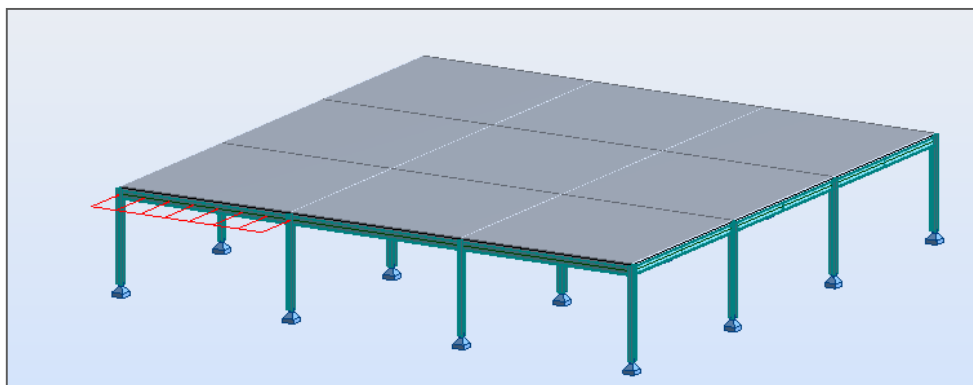


Figura 4.15 – Modelo II: determinação da rigidez axial da laje mista.

Para se proceder à estimativa da rigidez axial do pavimento dos dois modelos apresentados foram retiradas as lajes e introduzidos elementos diagonais metálicos conforme apresentado na Figura 4.16a e 4.16b. A rigidez de flexão dos elementos foram as estimadas pela análise não fendilhada, sendo que no bloco de laje da Figura 4.16a tal rigidez remete para as vigas centrais. Através de um processo iterativo foi-se aproximando o comportamento entre os dois pares de modelos com a variação dos elementos diagonais metálicos, tendo servido como elemento de comparação o deslocamento horizontal máximo na direção do carregamento.

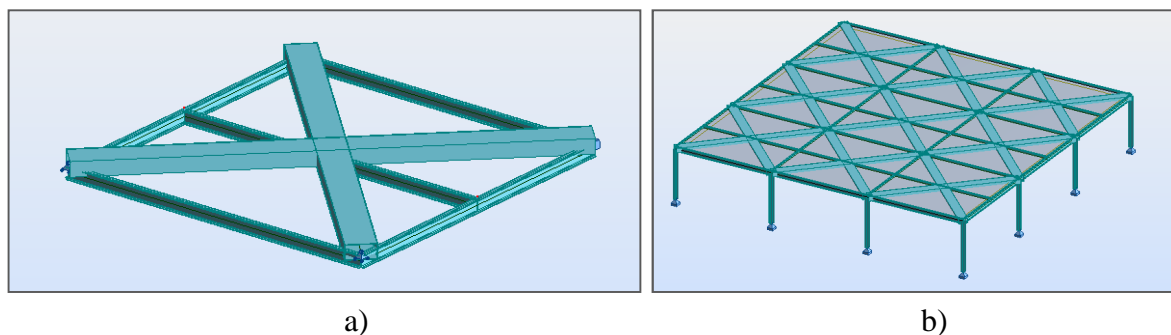


Figura 4.16 – Simulação da rigidez da laje: a) Modelo I b) Modelo II.

A análise dos dois modelos revelou-se necessária uma vez que o uso exclusivo do modelo da Figura 4.14 iria resultar em elementos diagonais de elevado porte (devido à elevada rigidez

axial da laje), o que poderia conduzir a uma sobre estimação da secção dos elementos metálicos de simulação do pavimento. Tal foi comprovado uma vez que as secções estimadas pela análise do Modelo I (Figura 4.14) traduziriam uma solução não pelo lado da segurança no Modelo II (Figura 4.15) (o modelo com as diagonais metálicas reproduzia uma menor deformada do que com a laje). A divergência registada prende-se com o facto de no Modelo II a rigidez da laje será conciliada com outras fontes de deformabilidade do edifício (como é o caso da deformação horizontal dos pilares).

Com a aplicação do referido processo, concluiu-se que, com o uso de uma secção metálica retangular oca com 27cm de altura (altura do perfil metálico base das vigas mistas), 54 de largura (dobro da altura do perfil metálico base das vigas mistas) e com 1cm de espessura para os elementos diagonais se conseguiria aproximar o comportamento do pavimento. No que toca à modelação, os elementos foram assumidos como rotulados nas suas extremidades e o seu peso próprio tido como nulo.

4.10 – Classificação das secções transversais dos elementos estruturais

Tal como referido anteriormente, a Classe da secção transversal para além de caracterizar o comportamento da mesma influenciará o tipo de análise que se deverá aplicar. No âmbito da presente dissertação, uma vez que não se pretende entrar no campo do dimensionamento estrutural mas sim da obtenção dos esforços para tal, a importância do conhecimento da classe de secção prende-se com o valor da redistribuição de momentos flectores permitida que (tal como se verifica pelo Quadro 3.2) depende da classe da mesma.

A classificação dos elementos foi feita com base na distribuição plástica de tensões, visto ser espectável que as secções sejam de Classe 1 ou 2. As condicionantes por fenómenos de encurvadura local que ditam a Classe da secção, tal como é do conhecimento geral, são relevantes no caso do elemento de aço estar à compressão. No que toca ao banzo superior, assumiu-se que este estaria convenientemente conectado ao banzo de betão, não sendo portanto suscetível de sofrer fenómenos de encurvadura (de acordo com o referido no subcapítulo 3.6).

Para a classificação da secção das vigas analisou-se apenas a situação mais desfavorável: Secção sobre um apoio com a maior largura efetiva do banzo de betão (logo, maior armadura). A questão de se analisar com a maior largura efetiva do banzo de betão prende-se com o facto de, desta forma, o eixo neutro plástico ser mais próximo do banzo superior do perfil, expondo assim a alma do mesmo a uma maior altura sujeita a compressão (sendo assim mais desfavorável para a classificação da secção).

Note-se que o facto da laje ser mista ou maciça, de altura 16 ou 20, será irrelevante pois para além de o betão ser desprezado em ambos os casos por se encontrar em tração, a posição do eixo neutro plástico será calculada exclusivamente equilibrando das forças de compressão com as forças de tração (sendo tais forças independentes da posição das armaduras). O processo de classificação dos elementos é sintetizado pelo Quadro 4.17, sendo completados pela Figura 4.17.

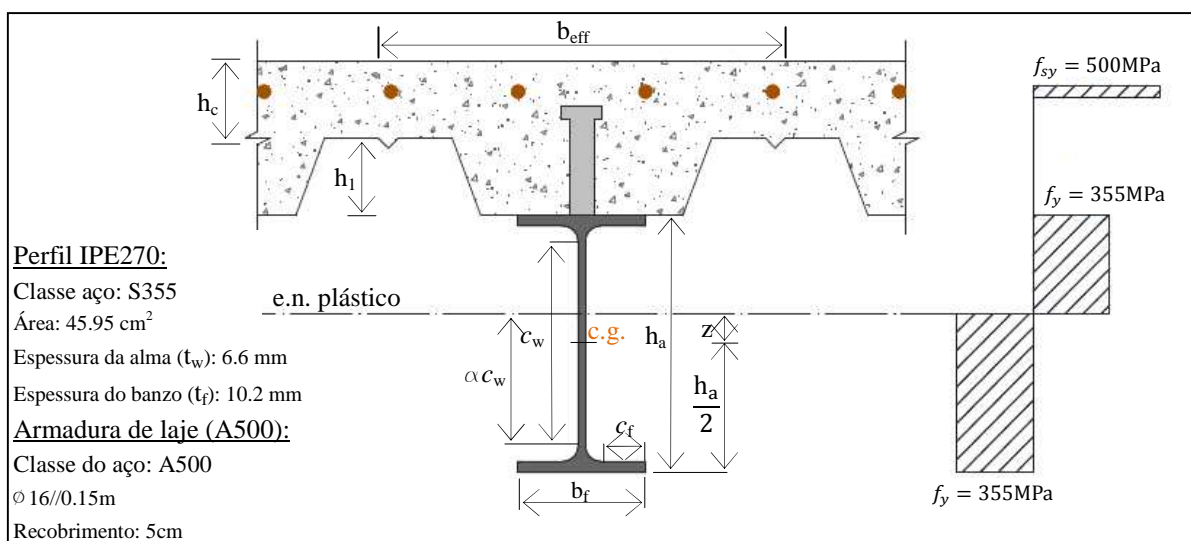


Figura 4.17 – Análise plástica da secção de apoio (sujeita a momento negativo).

Quadro 4.11 – Classificação da de secção de apoio.

Viga interior: Secção de apoio intermédio (Altura de laje:16cm)										
Posição do eixo neutro – Eixo neutro na alma se:										
$F_a > F_s$, sendo $F_a = A_a * f_y = 1631.23kN$ e $F_s = A_{sprov} * f_{sy} = 436.95 kN \rightarrow O.K.$										
$2 * b_f * t_f * f_y < F_a - F_s \leftrightarrow 977.67kN < 1194.28 kN \rightarrow O.K.$										
b_{eff} (m)	b_f (mm)	A_s - na largura do b_{eff} (cm ²)	h_a (mm)	c_w (mm)	c_f (mm)	z (mm)	αc_w (mm)	α	$\frac{c_w}{t_w}$	$\frac{c_f}{t_f}$
0.75	135	Ø 16/0.15m→10.05	270	219.6	98.4	93	188.8	0.93	33.27	4.8
Limites para Classe 1: de acordo com EN 1993 (CEN, 2004a)										
Aço	ϵ	Alma à flexão				Banzo em consola comprimido				
S355	0.81	$\alpha > 0.5 \rightarrow c_w/t_w \leq \frac{396\epsilon}{13 * \alpha - 1} = 28.92$				$c_f/t_f \leq 9 * \epsilon = 7.29$				
Limites para Classe 2: de acordo com EN 1993 (CEN, 2004a)										
Aço	ϵ	Alma à flexão				Banzo em consola comprimido				
S355	0.81	$\alpha > 0.5 \rightarrow c_w/t_w \leq \frac{456\epsilon}{13 * \alpha - 1} = 33.3$				$c_f/t_f \leq 10 * \epsilon = 8.1$				
Classificação da secção										
Alma de Classe 2 e Banzo de Classe 1 → Secção de Classe 2										

Para além do referido, pretendendo-se obter um maior grau de rigor no trabalho, verificou-se a armadura mínima necessária para assegurar a capacidade de rotação das secções (expressão 3.1) uma vez que pela classificação efetuada anteriormente garantiu-se que todas as secções nos apoios serão de Classe 1. No quadro 4.11 apresentam-se os resultados para as quatro tipologias de laje aplicadas, sendo perceptível que a armadura pré-dimensionada ($\varnothing 16//0.15m$) verifica a referida condição para todos os casos.

Quadro 4.12 – Armaduras mínimas da laje para garantir a capacidade de rotação das secções.

A _{s,min} para capacidade de rotação (Análise não fendilhada, secções de Classe 2)										
Laje mista altura 16 cm										
Secção:	b_{eff}	n_o	Z _{e.n. elástico} *	z_0	h_c	K_c	δ	ρ_s	A _{s,min} (cm ²)	A _{s,prov**} (cm ²)
Vigas exteriores: apoios interiores	0.375	6.77	0.274	0.106	0.1	0.679	1	0.00647	2.43	5.02
Vigas exteriores: apoios exteriores	0.281	6.77	0.257	0.123	0.1	0.712	1	0.00663	1.87	3.76
Vigas interiores: apoios interiores	0.75	6.77	0.312	0.068	0.1	0.575	1	0.00595	4.47	10.05
Vigas interiores: apoios exteriores	0.563	6.77	0.298	0.082	0.1	0.623	1	0.0062	3.49	7.53
Laje mista altura 20 cm										
Secção:	b_{eff}	n_o	Z _{e.n. elástico} *	z_0	h_c	K_c	δ	ρ_s	A _{s,min} (cm ²)	A _{s,prov**} (cm ²)
Vigas exteriores: apoios interiores	0.375	6.77	0.306	0.074	0.14	0.514	1	0.00563	2.96	5.02
Vigas exteriores: apoios exteriores	0.281	6.77	0.288	0.092	0.14	0.568	1	0.00592	2.34	3.76
Vigas interiores: apoios interiores	0.75	6.77	0.343	0.037	0.14	0.344	1	0.00461	4.84	10.05
Vigas interiores: apoios exteriores	0.563	6.77	0.329	0.051	0.14	0.421	1	0.0051	4.02	7.53
Laje maciça altura 16 cm										
Secção:	b_{eff}	n_o	Z _{e.n. elástico} *	z_0	h_c	K_c	δ	ρ_s	A _{s,min} (cm ²)	A _{s,prov**} (cm ²)
Vigas exteriores: apoios interiores	0.375	6.77	0.28	0.07	0.16	0.466	1	0.00536	3.22	5.02
Vigas exteriores: apoios exteriores	0.281	6.77	0.266	0.084	0.16	0.512	1	0.00562	2.54	3.76
Vigas interiores: apoios interiores	0.75	6.77	0.309	0.041	0.16	0.339	1	0.00458	5.51	10.05
Vigas interiores: apoios exteriores	0.563	6.77	0.298	0.052	0.16	0.393	1	0.00492	4.44	7.53
Laje maciça altura 20 cm										
Secção:	b_{eff}	n_o	Z _{e.n. elástico} *	z_0	h_c	K_c	δ	ρ_s	A _{s,min} (cm ²)	A _{s,prov**} (cm ²)
Vigas exteriores: apoios interiores	0.375	6.77	0.305	0.065	0.20	0.395	1	0.00494	3.71	5.02
Vigas exteriores: apoios exteriores	0.281	6.77	0.29	0.08	0.20	0.444	1	0.00524	2.95	3.76
Vigas interiores: apoios interiores	0.75	6.77	0.333	0.037	0.20	0.271	1	0.00409	6.14	10.05
Vigas interiores: apoios exteriores	0.563	6.77	0.323	0.047	0.20	0.322	1	0.00446	5.02	7.53
Classe do aço estrutural: S355; Classe aço das armaduras: A500, f _{yd} =500MPa										
Classe do betão: C25/30, f _{ctm} =2.6MPa										
* - medido desde a base do perfil, determinado com base na Figura 4.11 com o coeficiente de homogeneização $n_o = E_a(GPa)/E_c(GPa) = 210/31 = 6.67$										
** - Armadura referente a $\varnothing 16//0.15m$ distribuída na largura do banzo efetivo de betão.										

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 – Introdução

No presente capítulo são apresentados os resultados referentes às tipologias de solução estudadas. A título ilustrativo, na Figura 5.1 são representados os modelos concebidos para a análise não fendilhada, fendilhada e com incorporação direta do pavimento. Note-se que a diferença entre a análise não fendilhada e fendilhada prende-se exclusivamente com a variação da inércia das vigas. Na Figura 5.1a é visível a introdução dos elementos diagonais de simulação da rigidez dos pavimentos definidas no subcapítulo 4.9.

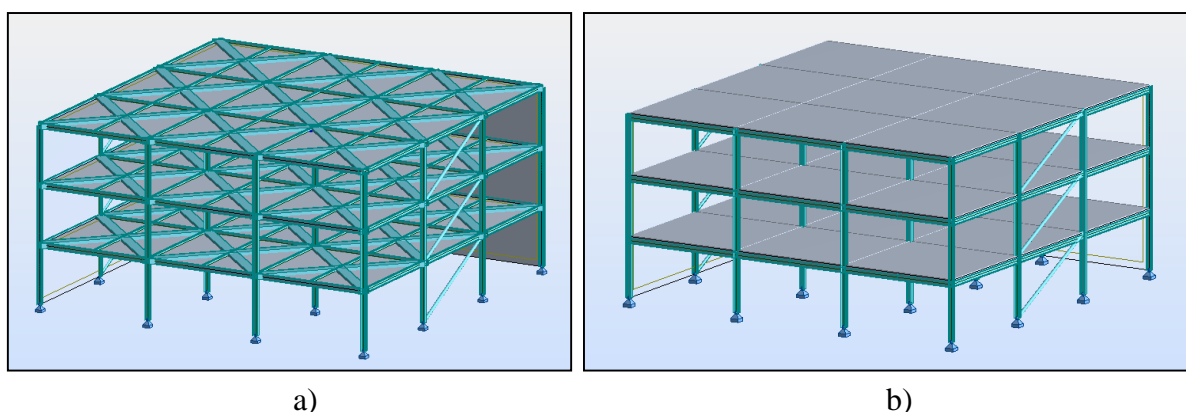


Figura 5.1 – Modelos concebidos: a) Análises não fendilhada e fendilhada; b) Modelo com incorporação direta da laje.

Pela classificação da secção efetuada no subcapítulo 4.10, é expectável que todas as secções transversais sujeitas a momento negativo sejam de Classe 2. Deste modo, as percentagens de redistribuição de momento serão definidas para essa mesma Classe (ver Quadro 3.2).

Os cinco casos de carga considerados são os referentes às cargas verticais (peso próprio dos elementos, restantes cargas permanentes e sobrecarga), assim como as quatro ações horizontais admitidas (ver subcapítulo 4.2). Note-se que o peso próprio das vigas foi desprezado (mas não o da laje), sendo que tal medida prende-se com o objetivo de eliminar quaisquer desvios nos resultados devidos ao peso das vigas homogeneizadas. Assim, garante-se que os casos de carga serão idênticos entre todos os modelos.

Com a análise dos modelos reproduzidos, concluiu-se que o multiplicador crítico de todas as soluções seria superior a 10 unidades, permitindo, assim, a análise de primeira ordem

realizada bem como as simplificações assumidas associadas à mesma. Para além disso, concluiu-se que para todas as tipologias de modelação atingiam a sua carga crítica através do mesmo modo de instabilidade global (Figura 5.2), sendo ele mobilizado devido à ação horizontal uniforme com a direção de menor inércia do edifício (ver Figura 4.3).

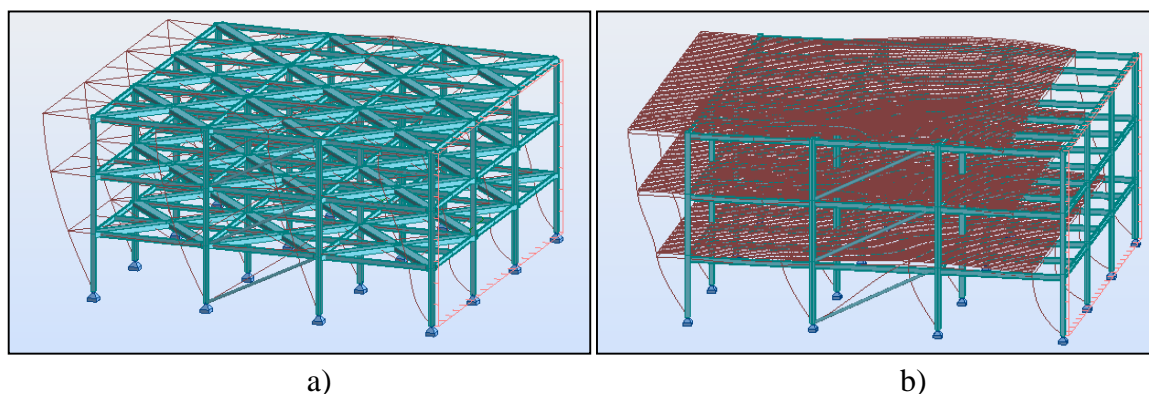


Figura 5.2 – Modo de instabilidade global condicionante: a) Análises não fendilhada e fendilhada; b) Modelo com incorporação direta da laje.

O objetivo primordial na comparação entre os modelos será averiguar as diferenças nos esforços de dimensionamento dos elementos estruturais do edifício.

Para os pilares serão avaliados o esforço axial máximo de compressão (N_{max-}) e de tração (N_{max+}), o momento fletor máximo na sua maior e menor inércia ($M_{max,y}$ e $M_{max,z}$ respetivamente) assim como o deslocamento máximo horizontal registado nos pilares. Quanto aos contraventamentos, será apresentado o esforço axial máximo de compressão.

No caso das vigas, são apresentados os momentos fletores máximos positivos e negativos dados pela software de cálculo estrutural para a análise não fendilhada e fendilhada, sendo posteriormente aplicadas as respetivas redistribuições (as máximas permitidas). Como nos modelos com a incorporação direta da laje o software de cálculo não permitir retirar diretamente os momentos fletores mas apenas as tensões normais (vigas e laje), calcularam-se as tensões normais através dos momentos fletores redistribuídos provenientes das análises não fendilhada e fendilhada a fim de se conseguir estabelecer comparações entre os modelos.

Para tal foram calculadas as tensões normais máximas de tração ($\sigma_{max+ Aço}$) e mínimas de compressão ($\sigma_{max- Aço}$) no aço para as secções de meio vão e de apoio, respetivamente, assim como a tensão máxima de compressão no betão ($\sigma_{max- Betão}$) para as secções de meio vão. Por fim, são ainda apresentadas as deformações verticais máximas registadas nas vigas.

O cálculo das referidas tensões tiveram como base as posições dos eixos neutros e inércias calculadas nos subcapítulos 4.7 e 4.8, tendo sido obtidas pela expressão da tensão normal de Resistência dos Materiais (expressão 5.1).

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}y, \quad (5.1)$$

sendo:

N – Esforço axial (admitido como nulo no caso das vigas);

A – Área da secção transversal;

M – Momento fletor registado na secção;

I – Momento de inércia da secção;

y – Distância entre a posição do eixo neutro elástico e a fibra onde se quer calcular a tensão.

Por fim, será avaliado o comportamento global do edifício através dos deslocamentos horizontais máximos globais (δ_{hgc} na direção do carregamento; δ_{hg} na direção perpendicular ao carregamento), assim como a rotação θ do mesmo (Figura 5.3). Para avaliar tais parâmetros apenas se usaram os casos de carga horizontais.

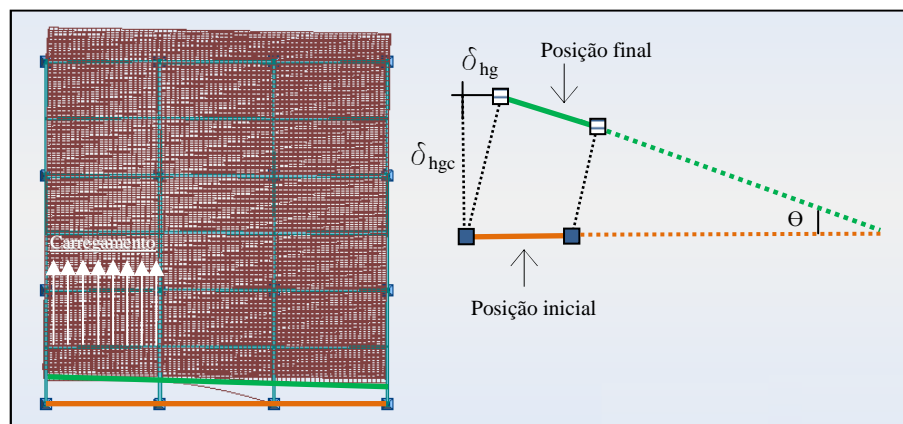


Figura 5.3 – Metodologia para o cálculo da rotação do edifício.

5.2 – Esforços e deformações nos elementos estruturais

5.2.1 – Resultados: análise não fendilhada

Na análise não fendilhada as vigas foram modeladas com rigidez constante, correspondente à rigidez do meio vão (tal como anteriormente referido). A redistribuição de momentos fletores nas vigas (visto o aço pertencer à classe S355 e as secções transversais serem de Classe 2) será de 30%. O tempo de cálculo médio para o presente tipo de análise, com recurso ao software Robot (Autodesk, 2012), foi de, sensivelmente, de 10 segundos.

5.2.1.1 – Lajes mistas

Quadro 5.1 – Resultados: pilares e contraventamentos, análise não fendilhada, lajes mistas.

	Caso de carga	Pilares					Contraventamentos
		N_{max-} (kN)	N_{max+} (kN)	$M_{max,y}$ (kNm)	$M_{max,z}$ (kNm)	$\delta_{max,h}$ nos pilares (cm)	N_{max-} (kN)
Laje mista 16cm	Cargas verticais	892.70	0	49.22	4.32	0.3411	0.85
	Horizontal uniforme: menor inércia	25.59	59.87	0.41	5.83	0.171	78
	Horizontal uniforme: maior inércia	11.86	11.14	28.84	0.59	0.864	0.28
	Horizontal assimétrico: menor inércia	12.89	31.64	0.66	2.92	0.096	42.5
	Horizontal assimétrico: maior inércia	8.29	8.28	9.90	0.26	0.317	16.55
Laje mista 20cm	Cargas verticais	1006.38	0	51.11	4.40	0.384	0.89
	Horizontal uniforme: menor inércia	25.56	59.75	0.43	5.83	0.170	78.12
	Horizontal uniforme: maior inércia	11.88	11.10	28.59	0.52	0.807	0.28
	Horizontal assimétrico: menor inércia	12.78	31.48	0.68	2.92	0.094	42.45
	Horizontal assimétrico: maior inércia	8.23	8.21	9.92	0.23	0.298	16.52

Quadro 5.2 – Resultados: vigas principais, análise não fendilhada, lajes mistas.

Vigas principais									
Tipologia de laje	Caso de carga	M_{max+} (kNm)	M_{max-} (kNm)	M_{red+} (kNm)	M_{red-} (kNm)	σ_{max-} Aço (MPa)	σ_{max+} Aço (MPa)	σ_{max-} Betão (MPa)	$\delta_{max,v}$ (cm)
Mista 16 cm	Cargas verticais	124.05	122.65	160.85	85.86	103.31	193.54	5.28	0.691
Mista 20 cm	Cargas verticais	142.45	137.55	183.72	96.29	100.16	191.12	5.15	0.692

Quadro 5.3 – Resultados: vigas secundárias, análise não fendilhada, lajes mistas.

Vigas secundárias					
Tipologia de laje	Caso de carga	M_{max+} (kNm)	σ_{max+} Aço (MPa)	σ_{max-} Betão (MPa)	$\delta_{max,v}$ total (cm)
Mista 16cm	Cargas verticais	108.00	129.95	3.55	0.691+0.809=1.500
Mista 20cm	Cargas verticais	121.50	126.39	3.41	0.692+0.714=1.406

Sobre os resultados apresentados será importante esclarecer que as tensões de compressão no betão (σ_{max-} Betão) já são afetadas do coeficiente de homogeneização, pelo que correspondem à tensão σ'_c , representada nas Figuras 4.10 e 4.12.

Quanto aos deslocamentos verticais das vigas ($\delta_{max,v}$), esclarece-se apenas que, no caso das vigas secundárias, os valores destacados a azul referem-se aos deslocamentos das vigas principais, sendo os valores destacados a vermelho os deslocamentos exclusivamente associados à deformação das vigas secundárias. Compreende-se tal princípio uma vez que as vigas secundárias apoiam nas vigas principais.

5.2.1.2 – Lajes maciças

Quadro 5.4 – Resultados: pilares e contraventamentos, análise não fendilhada, lajes maciças.

		Pilares					Contraventamentos
Caso de carga		N_{max-} (kN)	N_{max+} (kN)	$M_{max,y}$ (kNm)	$M_{max,z}$ (kNm)	$\delta_{max,h}$ nos pilares (cm)	N_{max-} (kN)
Laje maciça 16cm	Cargas verticais	1003.65	0	55.36	4.83	0.383	0.89
	Horizontal uniforme: menor inércia	25.60	59.86	0.41	5.82	0.169	78.11
	Horizontal uniforme: maior inércia	11.81	11.10	28.79	0.58	0.860	0.28
	Horizontal assimétrico: menor inércia	12.89	31.65	0.65	2.92	0.094	42.50
	Horizontal assimétrico: maior inércia	8.30	8.29	9.9	0.25	0.315	16.56
Laje maciça 20cm	Cargas verticais	1117.86	0	56.42	4.82	0.427	0.92
	Horizontal uniforme: menor inércia	25.56	59.74	0.44	5.83	0.168	78.11
	Horizontal uniforme: maior inércia	11.93	11.15	28.59	0.53	0.804	0.28
	Horizontal assimétrico: menor inércia	12.79	31.49	0.67	2.92	0.093	42.46
	Horizontal assimétrico: maior inércia	8.27	8.25	9.87	0.23	0.296	16.53

Quadro 5.5 – Resultados: vigas principais, análise não fendilhada, lajes maciças.

Vigas principais									
Tipologia de laje	Caso de carga	M_{max+} (kNm)	M_{max-} (kNm)	M_{red+} (kNm)	M_{red-} (kNm)	σ_{max-} Aço (MPa)	σ_{max+} Aço (MPa)	σ_{max-} Betão (MPa)	$\delta_{max,v}$ (cm)
Maciça 16cm	Cargas verticais	139.62	137.92	180.00	96.54	115.38	216.30	5.90	0.775
Maciça 20cm	Cargas verticais	158.59	152.72	204.41	106.90	108.72	207.87	5.60	0.760

Quadro 5.6 – Resultados: vigas secundárias, análise não fendilhada, lajes maciças.

Vigas secundárias					
Tipologia de laje	Caso de carga	M_{max+} (kNm)	σ_{max+} Aço (MPa)	σ_{max-} Betão (MPa)	$\delta_{max,v}$ total (cm)
Maciça 16cm	Cargas verticais	121.50	129.07	3.52	0.775+0.903=1.678
Maciça 20cm	Cargas verticais	135.00	137.29	3.70	0.760+0.785=1.545

5.2.2 – Resultados: análise fendilhada

Na análise fendilhada, as vigas foram modeladas com rigidez variável, fazendo-se distinção entre a rigidez dos apoios (fendilhada – numa extensão de 15% do vão da viga, contando partindo dos mesmo) e meio vão (não fendilhada – no restante comprimento das vigas). A redistribuição de momentos flectores nas vigas (visto o aço pertencer à classe S355 e as

secções transversais serem de Classe 2) será de 15%. O tempo de cálculo médio para o presente tipo de análise foi de, sensivelmente, 15 segundos.

5.2.2.1 – Lajes mistas

Quadro 5.7 – Resultados: pilares e contraventamentos, análise fendilhada, lajes mistas.

		Pilares					Contraventamentos
Caso de carga		N_{max-} (kN)	N_{max+} (kN)	$M_{max,y}$ (kNm)	$M_{max,z}$ (kNm)	$\delta_{max,h}$ nos pilares (cm)	N_{max-} (kN)
Laje mista 16cm	Cargas verticais	883.28	0	45.71	4.38	0.338	0.86
	Horizontal uniforme: menor inércia	25.67	60.16	0.33	5.82	0.173	78.13
	Horizontal uniforme: maior inércia	11.47	10.95	29.54	0.73	1.099	0.27
	Horizontal assimétrico: menor inércia	13.20	32.10	0.57	2.91	0.096	42.63
	Horizontal assimétrico: maior inércia	8.48	8.41	10.04	0.32	0.395	16.67
Laje mista 20cm	Cargas verticais	993.83	0	47.68	4.51	0.380	0.90
	Horizontal uniforme: menor inércia	25.66	60.09	0.34	5.82	0.171	78.12
	Horizontal uniforme: maior inércia	11.57	11.02	29.54	0.73	1.035	0.27
	Horizontal assimétrico: menor inércia	13.14	32.02	0.57	2.91	0.095	42.61
	Horizontal assimétrico: maior inércia	8.43	8.41	10.05	0.31	0.374	16.66

Quadro 5.8 – Resultados: vigas principais, análise fendilhada, lajes mistas.

Vigas principais									
Tipologia de laje	Caso de carga	M_{max+} (kNm)	M_{max-} (kNm)	M_{red+} (kNm)	M_{red-} (kNm)	σ_{max-} Aço (MPa)	σ_{max+} Aço (MPa)	σ_{max-} Betão (MPa)	$\delta_{max,v}$ (cm)
Mista 16cm	Cargas verticais	140.64	94.49	168.99	66.14	110.21	203.34	5.55	0.807
Mista 20cm	Cargas verticais	162.26	102.92	193.14	72.04	107.38	200.91	5.42	0.810

Quadro 5.9 – Resultados: vigas secundárias, análise fendilhada, lajes mistas.

Vigas secundárias					
Tipologia de laje	Caso de carga	M_{max+} (kNm)	σ_{max+} Aço (MPa)	σ_{max-} Betão (MPa)	$\delta_{max,v}$ total (cm)
Mista 16cm	Cargas verticais	108.00	129.95	3.55	0.807+0.809=1.616
Mista 20cm	Cargas verticais	121.50	126.39	3.41	0.810+0.714=1.524

Sendo as vigas secundárias rotuladas (e por isso apenas sujeitas a momento fletor positivo) o facto de se aplicar uma análise não fendilhada ou fendilhada não irá alterar tanto os esforços como a deformação do elemento, uma vez que a rigidez de flexão das mesmas será igual em ambas as análises (de valor constante igual à rigidez do meio vão da mesma).

5.2.2.2 – Lajes maciças

Quadro 5.10 – Resultados: pilares e contraventamentos, análise fendilhada, lajes maciças.

		Pilares					Contraventamentos
Caso de carga		N_{max-} (kN)	N_{max+} (kN)	$M_{max,y}$ (kNm)	$M_{max,z}$ (kNm)	$\delta_{max,h}$ nos pilares (cm)	N_{max-} (kN)
Laje maciça 16cm	Cargas verticais	992.96	0	51.38	4.89	0.380	0.90
	Horizontal uniforme: menor inércia	25.68	60.15	0.32	45.81	0.170	78.12
	Horizontal uniforme: maior inércia	11.44	10.93	28.52	0.72	1.097	0.27
	Horizontal assimétrico: menor inércia	13.21	32.11	0.55	2.91	0.095	42.64
	Horizontal assimétrico: maior inércia	8.51	8.43	10.03	0.31	0.394	16.68
Laje maciça 20cm	Cargas verticais	1103.54	0	52.6	4.96	0.422	0.93
	Horizontal uniforme: menor inércia	25.66	60.09	0.34	5.82	0.168	78.11
	Horizontal uniforme: maior inércia	11.58	11.03	29.54	0.72	1.034	0.27
	Horizontal assimétrico: menor inércia	13.15	32.03	0.56	2.91	0.094	42.62
	Horizontal assimétrico: maior inércia	8.45	8.44	10.04	0.31	0.037	16.66

Quadro 5.11 – Resultados: vigas principais, análise fendilhada, lajes maciças.

Vigas principais									
Tipologia de laje	Caso de carga	M_{max+} (kNm)	M_{max-} (kNm)	M_{red+} (kNm)	M_{red-} (kNm)	σ_{max-} Aço (MPa)	σ_{max+} Aço (MPa)	σ_{max-} Betão (MPa)	$\delta_{max,v}$ (cm)
Maciça 16cm	Cargas verticais	158.42	106.01	190.22	74.20	123.65	227.33	6.20	0.905
Maciça20cm	Cargas verticais	180.99	113.49	215.04	79.44	118.41	218.68	5.90	0.897

Quadro 5.12 – Resultados: vigas secundárias, análise fendilhada, lajes maciças.

Vigas secundárias					
Tipologia de laje	Caso de carga	M_{max+} (kNm)	σ_{max+} Aço (MPa)	σ_{max-} Betão (MPa)	$\delta_{max,v}$ total (cm)
Maciça 16cm	Cargas verticais	121.50	129.07	3.52	0.905+0.903=1.808
Maciça 20cm	Cargas verticais	135.00	137.29	3.70	0.897+0.785=1.682

5.2.3 – Resultados: análise com incorporação direta das lajes na modelação

Sobre a modelação com incorporação direta do pavimento apenas se destaca o facto das lajes terem sido discretizadas em elementos finitos quadrangulares com área de $0.5 \times 0.5 \text{ m}^2$. O tempo de cálculo médio para o presente tipo de análise foi de sensivelmente 8 minutos.

O grau de conexão entre os dois materiais admitido pelo software de cálculo estrutural remete para um conexão total entre os mesmos.

Com o objetivo de eliminar quaisquer erros introduzidos pela estimativa dos pesos próprios das lajes, comparativamente aos modelos para as análises não fendilhada e fendilhada, os mesmos foram introduzidos manualmente, por forma a garantir-se a não variação de carregamento entre modelos. Por fim, pelas razões já referidas, o peso próprio das vigas metálicas foi novamente desprezado.

Por simplicidades, apenas foram avaliadas as tensões máximas (de compressão e de tração) no aço para as vigas.

5.2.3.1 – Lajes mistas

Quadro 5.13 – Resultados: pilares e contraventamentos, modelos com laje, lajes mistas.

		Pilares					Contraventamentos
Caso de carga		N_{max-} (kN)	N_{max+} (kN)	$M_{max,y}$ (kNm)	$M_{max,z}$ (kNm)	$\delta_{max,h}$ nos pilares (cm)	N_{max-} (kN)
Laje mista 16cm	Cargas verticais	982.40	0	46.05	22.63	0.372	4.26
	Horizontal uniforme: menor inércia	20.35	54.02	0.57	5.69	0.141	76.17
	Horizontal uniforme: maior inércia	12.14	11.15	29.01	0.7	0.819	0.28
	Horizontal assimétrico: menor inércia	10.74	29.48	0.6	2.89	0.082	41.81
	Horizontal assimétrico: maior inércia	8.66	8.27	11.28	0.43	0.331	18.79
Laje mista 20cm	Cargas verticais	1108.60	0	43.01	26.76	0.419	5.01
	Horizontal uniforme: menor inércia	19.38	52.83	0.64	5.76	0.137	76.07
	Horizontal uniforme: maior inércia	12.38	11.35	28.66	0.5	0.763	0.29
	Horizontal assimétrico: menor inércia	10.15	28.75	0.62	2.89	0.079	41.71
	Horizontal assimétrico: maior inércia	8.37	8.09	11.15	0.38	0.309	18.73

Quadro 5.14 – Resultados: vigas principais, modelo com laje, laje mista.

Vigas principais				
Tipologia de laje	Caso de carga	σ_{max-} Aço (MPa)	σ_{max+} Aço (MPa)	$\delta_{max,v}$ (cm)
Mista 16cm	Cargas verticais	140.65	87.42	0.665
Mista 20 cm	Cargas verticais	123.35	73.99	0.618

Quadro 5.15 – Resultados: vigas secundárias, modelos com laje, lajes mistas.

Vigas secundárias			
Tipologia de laje	Caso de carga	σ_{max+} Aço (MPa)	$\delta_{max,v}$ (cm)
Mista 16cm	Cargas verticais	62.19	0.665+0.708=1.363
Mista 20cm	Cargas verticais	52.90	0.618+0.639=1.257

5.2.3.2 – Lajes maciças

Quadro 5.16 – Resultados: pilares e contraventamentos, modelo com laje, lajes maciças.

		Pilares					Contraventamentos
Caso de carga		N_{max-} (kN)	N_{max+} (kN)	$M_{max,y}$ (kNm)	$M_{max,z}$ (kNm)	$\delta_{max,h}$ nos pilares (cm)	N_{max-} (kN)
Laje maciça 16cm	Cargas verticais	1103.57	0	54.96	21.26	0.417	4.91
	Horizontal uniforme: menor inércia	19.70	53.20	0.60	5.74	0.140	76.11
	Horizontal uniforme: maior inércia	12.34	11.34	29.12	0.69	0.820	0.29
	Horizontal assimétrico: menor inércia	10.1	29.11	0.59	2.12	0.080	41.79
	Horizontal assimétrico: maior inércia	8.44	8.23	11.31	0.41	0.330	18.78
Laje maciça 20cm	Cargas verticais	1228.33	0	49.80	20.06	0.464	5.66
	Horizontal uniforme: menor inércia	18.62	51.94	0.66	5.78	0.136	76.02
	Horizontal uniforme: maior inércia	12.55	11.51	28.72	0.53	0.763	0.29
	Horizontal assimétrico: menor inércia	9.75	28.29	0.61	2.89	0.078	41.69
	Horizontal assimétrico: maior inércia	8.15	8.02	11.17	0.37	0.309	18.72

Quadro 5.17 – Resultados: vigas principais, modelos com laje, lajes maciças.

Vigas principais				
Tipologia de laje	Caso de carga	σ_{max-} Aço (MPa)	σ_{max+} Aço (MPa)	$\delta_{max,v}$ (cm)
Maciça 16cm	Cargas verticais	160.75	93.05	0.672
Maciça 20 cm	Cargas verticais	135.51	71.90	0.622

Quadro 5.18 – Resultados: vigas secundárias, modelos com laje, lajes maciças.

Vigas secundárias			
Tipologia de laje	Caso de carga	σ_{max+} Aço (MPa)	$\delta_{max,v}$ (cm)
Maciça 16cm	Cargas verticais	53.31	0.672+0.745=1.417
Maciça 20cm	Cargas verticais	43.84	0.622+0.661=1.283

5.3 – Deformações globais do edifício: Deslocamentos máximos e rotações

Sobre o comportamento global do edifício, é relevante referir que, pela análise dos modelos, tal como se esperava, o mesmo apresenta um comportamento próximo do idealizado para um corpo rígido ao nível dos pavimentos (Figura 5.3).

Com isto, refira-se, as deformações no plano dos pavimentos (e consequentes esforços introduzidos na estrutura) pelo seu funcionamento como um diafragma horizontal (caracterizado pelas Figuras 3.3 e 3.4) não apresentam relevância na presente tipologia de estrutura (como seria de esperar).

Em seguida, no Quadros 5.19, 5.20 e 5.21, são apresentados os resultados obtidos para as deformações e rotação globais do edifício, para os três tipos de modelo considerados com as referidas variações nas propriedades da laje.

Quadro 5.19 – Deslocamentos horizontais e rotações máximos: análise não fendilhada

		Caso de carga			
		Horizontal uniforme: menor inércia	Horizontal uniforme: maior inércia	Horizontal assimétrico: menor inércia	Horizontal assimétrico: maior inércia
Laje mista 16cm	$\Delta(\delta_{gh};\delta_{ghc}), (cm)$	(≈0;0.1390)	(≈0;0.8640)	(0.0261;0.0727)	(0.0269;0.3150)
	Rotação (Θ, graus)	≈0	≈0	0.00231	0.01003
Laje mista 20cm	$\Delta(\delta_{gh};\delta_{ghc}), (cm)$	(≈0;0.1374)	(≈0;0.8070)	(0.0256;0.0716)	(0.0264;0.2952)
	Rotação (Θ, graus)	≈0	≈0	0.00228	0.00940
Laje maciça 16cm	$\Delta(\delta_{gh};\delta_{ghc}), (cm)$	(≈0;0.1370)	(≈0;0.8600)	(0.0258;0.0716)	(0.0265;0.3130)
	Rotação (Θ, graus)	≈0	≈0	0.00228	0.00996
Laje maciça 20cm	$\Delta(\delta_{gh};\delta_{ghc}), (cm)$	(≈0;0.1360)	(≈0;0.8040)	(0.0253;0.0707)	(0.0261;0.2939)
	Rotação (Θ, graus)	≈0	≈0	0.00225	0.00936

Quadro 5.20 – Deslocamentos horizontais e rotações máximos: análise fendilhada

		Caso de carga			
		Horizontal uniforme: menor inércia	Horizontal uniforme: maior inércia	Horizontal assimétrico: menor inércia	Horizontal assimétrico: maior inércia
Laje mista 16cm	$\Delta(\delta_{gh};\delta_{ghc}), (cm)$	(≈0;0.1394)	(≈0;1.0987)	(0.0270;0.0735)	(0.0275;0.3939)
	Rotação (Θ, graus)	≈0	≈0	0.00233	0.01253
Laje mista 20cm	$\Delta(\delta_{gh};\delta_{ghc}), (cm)$	(≈0;0.1377)	(≈0;1.0348)	(0.0266;0.0726)	(0.0271;0.3720)
	Rotação (Θ, graus)	≈0	≈0	0.00231	0.01184
Laje maciça 16cm	$\Delta(\delta_{gh};\delta_{ghc}), (cm)$	(≈0;0.1370)	(≈0;1.0972)	(0.0266;0.0724)	(0.0271;0.3928)
	Rotação (Θ, graus)	≈0	≈0	0.00230	0.01250
Laje maciça 20cm	$\Delta(\delta_{gh};\delta_{ghc}), (cm)$	(≈0;0.1359)	(≈0;1.0338)	(0.0263;0.0717)	(0.0268;0.3713)
	Rotação (Θ, graus)	≈0	≈0	0.00228	0.01182

Quadro 5.21 – Deslocamentos horizontais e rotações máximos: modelos com laje

		Caso de carga			
		Horizontal uniforme: menor inércia	Horizontal uniforme: maior inércia	Horizontal assimétrico: menor inércia	Horizontal assimétrico: maior inércia
Laje mista 16cm	$\Delta(\delta_{gh};\delta_{ghc}), (cm)$	(≈0;0.1223)	(≈0;0.8191)	(0.0253;0.0661)	(0.0272;0.3296)
	Rotação (Θ, graus)	≈0	≈0	0.00210	0.01049
Laje mista 20cm	$\Delta(\delta_{gh};\delta_{ghc}), (cm)$	(≈0;0.1196)	(≈0;0.7626)	(0.0245;0.0646)	(0.0264;0.3082)
	Rotação (Θ, graus)	≈0	≈0	0.00206	0.00981
Laje maciça 16cm	$\Delta(\delta_{gh};\delta_{ghc}), (cm)$	(≈0;0.1211)	(≈0;0.8199)	(0.02512;0.0656)	(0.0268;0.3290)
	Rotação (Θ, graus)	≈0	≈0	0.00209	0.01047
Laje maciça 20cm	$\Delta(\delta_{gh};\delta_{ghc}), (cm)$	(≈0;0.1185)	(≈0;0.7628)	(0.0244;0.0641)	(0.0261;0.3076)
	Rotação (Θ, graus)	≈0	≈0	0.00204	0.00979

5.4 – Análise de resultados

5.4.1 – Comparação entre análises não fendilhadas e análises fendilhadas

No que toca aos contraventamentos, pela análise dos resultados apresentados, é de fácil perceção que o esforço axial que condicionará o seu dimensionamento não apresenta variações significativas quer para diferentes tipos de laje, quer para as diferentes tipologias de análise, sendo o seu valor máximo registado para ambas as análises e todas as tipologias de laje sempre para o caso de carga de ação horizontal uniforme na menor inércia do edifício.

No caso dos pilares, pelo estudo dos Quadros 5.1, 5.2, 5.7 e 5.10, é perceptível que, para ambas as análises e para as diferentes tipologias de laje, os casos de carga que reproduzem um dado esforço máximo ou deformação máxima apresentam uma constância. Por outras palavras: o esforços máximos axial de compressão (N_{max-}) e momento na maior inércia ($M_{max,y}$) do pilar serão sempre para o caso de carga das ações verticais; o esforços máximos axial de tração (N_{max+}) e momento na menor inércia ($M_{max,z}$) do pilar serão sempre para o caso de carga da ação horizontal uniforme na maior inércia do edifício; o deslocamento máximo horizontal ao nível dos pilares ($\delta_{max,h}$) é sempre registado para a ação horizontal uniforme na maior inércia do edifício. Deste modo, no Quadro 5.22, os valores dos esforços/deslocamento mencionados são referentes aos referidos casos de carga associados.

Quadro 5.22 – Comparação entre análise não fendilhada e fendilhada: Pilares

Pilares: Análise não fendilhada e fendilhada						
Tipologia de laje	Tipo de análise	N_{max-} (kN)	N_{max+} (kNm)	$M_{max,y}$ (kNm)	$M_{max,z}$ (kNm)	$\delta_{max,h}$ (cm)
Mista 16cm	Não fendilhada	892.70	59.87	49.22	5.83	0.864
Mista 16cm	Fendilhada	883.28	60.16	45.71	5.82	1.099
Diferença (%):		1.15	0.48	7.68	0.17	21.38
Tipologia de laje	Tipo de análise	N_{max-} (kN)	N_{max+} (kNm)	$M_{max,y}$ (kNm)	$M_{max,z}$ (kNm)	$\delta_{max,h}$ (cm)
Mista 20cm	Não fendilhada	1006.38	59.75	51.11	5.83	0.807
Mista 20cm	Fendilhada	993.83	60.09	47.68	5.82	1.035
Diferença (%):		1.26	0.57	7.19	0.17	22.03
Tipologia de laje	Tipo de análise	N_{max-} (kN)	N_{max+} (kNm)	$M_{max,y}$ (kNm)	$M_{max,z}$ (kNm)	$\delta_{max,h}$ (cm)
Maciça 16cm	Não fendilhada	1003.65	59.86	55.36	5.82	0.860
Maciça 16cm	Fendilhada	992.96	60.15	51.38	5.81	1.097
Diferença (%):		1.08	0.48	7.75	0.17	21.60
Tipologia de laje	Tipo de análise	N_{max-} (kN)	N_{max+} (kNm)	$M_{max,y}$ (kNm)	$M_{max,z}$ (kNm)	$\delta_{max,h}$ (cm)
Maciça 20cm	Não fendilhada	1117.86	59.74	56.42	5.83	0.804
Maciça 20cm	Fendilhada	1103.54	60.09	52.6	5.82	1.034
Diferença (%):		1.30	0.58	7.26	0.17	22.24

Pela análise do Quadro 5.22, é notório que os esforços axiais máximos (tanto de compressão como de tração) assim como o momento fletor máximo na direção de menor inércia do pilar ($M_{max,z}$) serão muito pouco influenciados quer pelo tipo de análise quer pela tipologia de laje. No momento máximo fletor, na direção de maior inércia do pilar ($M_{max,y}$), estes revelam-se mais conservativos utilizando uma análise não fendilhada (cerca de 7-8% maiores comparativamente a uma análise fendilhada). Note-se que a variação do esforço axial de compressão nos pilares entre análises (embora pequena) está relacionada com a redistribuição de esforços para os pilares menos esforçados traduzida pela aplicação da análise fendilhada.

Quanto aos deslocamentos horizontais, é evidente que estes são maiores (cerca de 20%) para uma análise não fendilhada. Caso os efeitos de segunda ordem sejam relevantes, a aplicação da referida análise ganha então um especial relevo. Recordando, a aplicação de uma análise de segunda ordem (não linear) implicaria para o presente caso a inclusão dos efeitos de fluência e retração do betão por um método mais preciso (subcapítulo 3.3.4). Por fim, destaca-se o facto de tanto a tipologia como a altura de laje não surtirem grandes variações ou diferenças entre as análises.

No quadro 5.23 são apresentados os resultados para as vigas principais resultantes das análises não fendilhadas e fendilhadas.

Quadro 5.23 – Comparação entre análise não fendilhada e fendilhada: Vigas principais

Vigas Principais: Análise não fendilhada e fendilhada (caso de carga: ações verticais)							
Tipologia de laje	Tipo de análise	M_{red+} (kNm)	M_{red-} (kNm)	$\sigma_{max-Aço}$ (MPa)	$\sigma_{max+Aço}$ (MPa)	$\sigma_{max-Betão}$ (MPa)	$\delta_{max,v}$ (cm)
Mista 16cm	Não fendilhada	160.85	85.86	103.31	193.54	5.28	0.691
Mista 16cm	Fendilhada	168.99	66.14	110.21	203.34	5.55	0.807
Diferença (%):		4.82	29.82	6.26	4.82	4.86	14.37
Tipologia de laje	Tipo de análise	M_{red+} (kNm)	M_{red-} (kNm)	$\sigma_{max-Aço}$ (MPa)	$\sigma_{max+Aço}$ (MPa)	$\sigma_{max-Betão}$ (MPa)	$\delta_{max,v}$ (cm)
Mista 20cm	Não fendilhada	183.72	96.29	100.16	191.12	5.15	0.692
Mista 20cm	Fendilhada	193.14	72.04	107.38	200.91	5.42	0.810
Diferença (%):		4.88	33.66	6.72	4.87	4.98	14.57
Tipologia de laje	Tipo de análise	M_{red+} (kNm)	M_{red-} (kNm)	$\sigma_{max-Aço}$ (MPa)	$\sigma_{max+Aço}$ (MPa)	$\sigma_{max-Betão}$ (MPa)	$\delta_{max,v}$ (cm)
Maciça 16cm	Não fendilhada	180.00	96.54	115.38	216.30	5.90	0.775
Maciça 16cm	Fendilhada	190.22	74.20	123.65	227.33	6.20	0.905
Diferença (%):		5.37	30.11	6.69	4.85	4.84	14.36
Tipologia de laje	Tipo de análise	M_{red+} (kNm)	M_{red-} (kNm)	$\sigma_{max-Aço}$ (MPa)	$\sigma_{max+Aço}$ (MPa)	$\sigma_{max-Betão}$ (MPa)	$\delta_{max,v}$ (cm)
Maciça 20cm	Não fendilhada	204.41	106.90	108.72	207.87	5.60	0.760
Maciça 20cm	Fendilhada	215.04	79.44	118.41	218.68	5.90	0.897
Diferença (%):		4.95	34.57	8.18	4.94	5.08	15.27

Com os resultados apresentados no Quadro 5.23, é perceptível que a análise fendilhada condicionará, para todos os tipos de laje, os esforços de dimensionamento das vigas principais. Note-se que, apesar de o momento de dimensionamento negativo ser maior pela análise não fendilhada, o facto de na análise fendilhada tal secção ter uma inércia menor (uma vez que o betão se encontra fendilhado) resultará numa maior tensão de compressão no aço (σ_{max-}).

Para além do referido, é notório que as diferenças são mais acentuadas para maiores alturas de laje, especialmente para os casos de lajes maciças. Por fim, no que diz respeito aos deslocamentos verticais, é notório que estes se revelam igualmente maiores para uma análise fendilhada. No entanto, é relevante lembrar que o Eurocódigo 4 (CEN, 2004c) prevê uma correção (por meio de redistribuição de momentos) para os SLS (subcapítulo 3.5.5), pelo que será de esperar que os valores obtidos para as análises não fendilhadas se aproximem dos atingidos através de uma análise fendilhada.

No Quadro 5.24, comparam-se os resultados para os deslocamentos e rotação globais do edifício em função da tipologia da laje para ambas as análises. Pela análise dos Quadros 5.19, 5.20 e 5.21, poder-se-á constatar que o maior deslocamento horizontal ocorre sempre para o caso de carga horizontal uniforme com a direção de maior inércia, sendo que a maior rotação e deslocamento perpendicular à direção da carga ocorre para o caso de carga horizontal assimétrica na direção de maior inércia. Deste modo, no Quadro 5.24, os valores dos deslocamentos/rotação mencionados são relativos aos referidos casos de carga associados.

Quadro 5.24 – Comparação entre análise não fendilhada e fendilhada: Deslocamentos horizontais e rotação globais máximos

Deslocamentos e rotação globais				
Tipologia de laje	Tipo de análise	δ_{gh} (cm)	δ_{ghc} (cm)	Θ (graus)
Mista 16cm	Não fendilhada	0.0269	0.8640	0.01003
Mista 16cm	Fendilhada	0.0275	1.0987	0.01253
Diferença (%):		2.18	21.36	19.95
Tipologia de laje	Tipo de análise	δ_{gh} (cm)	δ_{ghc} (cm)	Θ (graus)
Mista 20cm	Não fendilhada	0.0264	0.8070	0.00940
Mista 20cm	Fendilhada	0.0271	1.0348	0.01184
Diferença (%):		2.58	22.01	20.60
Tipologia de laje	Tipo de análise	δ_{gh} (cm)	δ_{ghc} (cm)	Θ (graus)
Maciça 16cm	Não fendilhada	0.0265	0.8600	0.00996
Maciça 16cm	Fendilhada	0.0271	1.0972	0.01250
Diferença (%):		2.21	21.62	20.32
Tipologia de laje	Tipo de análise	δ_{gh} (cm)	δ_{ghc} (cm)	Θ (graus)
Maciça 20cm	Não fendilhada	0.0261	0.8040	0.00936
Maciça 20cm	Fendilhada	0.0268	1.0338	0.01182
Diferença (%):		2.61	22.23	20.81

Com a análise do Quadro 5.24, é evidente que a aplicação de uma análise fendilhada se revela mais conservativa no que toca aos deslocamentos e rotação globais do edifício. Além disso, pode-se salientar que a tipologia de laje, assim como a altura de laje, não provocam perturbações em tais diferenças entre análises. Avaliando a ordem de grandeza dos deslocamentos, apercebe-se a pequena insignificância das referidas variações. Por último, como é do senso comum, comprova-se que com o uso de uma laje de maior altura ou de uma laje maciça comparativamente a uma laje mista surge um aumento de rigidez da estrutura, sendo que tal aumento se traduz na diminuição dos referidos deslocamentos e rotação.

5.4.2 – Comparação entre modelos previstos pelo Eurocódigo 4 e com incorporação direta da laje

Sobre os modelos com incorporação direta das lajes é de salientar, antes de mais, que os mesmos não contemplam os efeitos não lineares da fluência e fendilhação do betão, pelo que os resultados de tensões nos elementos metálicos extraídos dos mesmos não podem, de maneira nenhuma, ser diretamente comparados com os obtidos com as análises não fendilhadas e fendilhadas (onde as vigas foram modeladas através de secções homogeneizadas, incorporando, ainda que parcialmente, os referidos efeitos).

A grande vantagem em modelar a estrutura com a inclusão direta do pavimento está associada ao facto da rigidez no plano dos pavimentos (e conseqüente deformabilidade) ser levada em consideração na análise do edifício. O grande entrave para a aplicação das referidas soluções prende-se como facto de não existirem documentos normativos que forneçam um caminho para ter em conta os efeitos não lineares da fluência e fendilhação do betão. Quanto ao *Shear Lag*, *a priori*, este será considerado na análise por elementos finitos da laje.

Uma possibilidade para contabilizar tais efeitos poderá ser atribuir ao elemento de casca representativo da laje um módulo de elasticidade adequado que tenha em conta os efeitos da fluência do betão. O valor do referido módulo de elasticidade efetivo poderá ser estimado com base nos princípios fornecidos tanto no Eurocódigo 4 como no Eurocódigo 2.

No caso da fendilhação, destaca-se a referencia de Simões da Silva *et al.* (2010) que efetua um pequeno estudo para a inclusão dos efeitos não lineares da fendilhação em tais soluções, por meio da aplicação de uma espessura equivalente ao elemento de betão. O encurtamento da espessura da laje fará diminuir a sua rigidez e, conseqüente, a sua capacidade resistente. Deste modo, com tal diminuição, regista-se uma migração dos esforços presentes na mesma para os elementos de apoio (vigas), sendo que tal fenómeno simulará (de certa forma), os efeitos da fendilhação do betão. Note-se que a referida diminuição de espessura surge (em comparação com a altura real) um aumento maior dos esforços nas zonas de momentos positivos (condição que se regista por ação da fendilhação do betão). Por fim, resta referir o

conservadorismo da solução descrita, uma vez que para além do aumento na zona de momentos positivos, regista-se um aumento de momento nas zonas de momento negativo.

Outra forma de evitar uma análise não linear do problema seria incorporar os efeitos da fendilhagem do betão através de uma redistribuição de esforços (semelhante às aplicadas nas análises não fendilhadas e fendilhadas, eventualmente com a aplicação de espessuras de laje distintas para zonas fendilhadas e não fendilhadas), sendo que os valores da mesma requereriam investigação.

No entanto, o estudo da incorporação por forma indireta dos efeitos da fluência e fendilhagem do betão na referida tipologia de modelação, ultrapassa o âmbito de aplicação da presente dissertação.

Com a análise do referido tipo de modelação, pretende-se avaliar a influência dos referidos efeitos não lineares nos esforços dos elementos, uma vez que as diferenças registadas entre os modelos com laje e os dois modelos previstos pelo Eurocódigo 4 (CEN, 2004c) estarão exclusivamente associadas ao facto dos mesmos estarem a ser desprezados. Para além disso, será avaliada a influência da introdução da laje no comportamento global da estrutura.

Em seguida, são apresentados os resultados obtidos para os dois modelos previstos pelo Eurocódigo 4, assim como os referentes aos modelos com inclusão da laje mas desprezando os efeitos da fluência e fendilhagem do betão, fazendo-se referência às principais conclusões deduzidas pela análise dos mesmos.

Relativamente aos esforços nos pilares, a única diferença registada foi que o maior momento fletor na direção de menor inércia do pilar passou a ser condicionado pelo caso de carga das ações verticais, sendo o seu valor significativamente maior.

Quadro 5.25 – Comparação entre modelos: Pilares.

Pilares						
Tipologia de laje	Tipo de análise	N_{max-} (kN)	N_{max+} (kNm)	$M_{max,y}$ (kNm)	$M_{max,z}$ (kNm)	$\delta_{max,h}$ (cm)
Mista 16cm	Não fendilhada	892.70	59.87	49.22	5.83	0.864
Mista 16cm	Fendilhada	883.28	60.16	45.71	5.82	1.099
Mista 16cm	Com laje	982.40	54.02	46.05	22.63	0.819
Mista 20cm	Não fendilhada	1006.38	59.75	51.11	5.83	0.807
Mista 20cm	Fendilhada	993.83	60.09	47.68	5.82	1.035
Mista 20cm	Com laje	1108.60	52.83	43.01	26.76	0.763
Maciça 16cm	Não fendilhada	1003.65	59.86	55.36	5.82	0.860
Maciça 16cm	Fendilhada	992.96	60.15	51.38	5.81	1.097
Maciça 16cm	Com laje	1103.57	53.20	54.96	21.26	0.820
Maciça 20cm	Não fendilhada	1117.86	59.74	56.42	5.83	0.804
Maciça 20cm	Fendilhada	1103.54	60.09	52.6	5.82	1.034
Maciça 20cm	Com laje	1228.33	51.94	49.80	20.06	0.763

O facto dos esforços axiais de compressão nos pilares serem maiores nos modelos sem consideração dos referidos efeitos não lineares faz sentido, uma vez, que não existindo redistribuição de momentos, os esforços ir-se-ão, de certo modo, concentrar nos pilares centrais (mais esforçadas), pelo que o esforço axial máximo será maior. Por fim, é visível que os mesmo modelos (tal como esperado) apresentam uma maior rigidez horizontal, pelo que o deslocamento horizontal nos pilares se revela menor.

Quadro 5.26 – Comparação entre modelos: Vigas principais.

Vigas Principais (caso de carga: ações verticais)						
Tipologia de laje	Tipo de análise	M_{red+} (kNm)	M_{red-} (kNm)	$\sigma_{max-Aço}$ (MPa)	$\sigma_{max+Aço}$ (MPa)	$\delta_{max,v}$ (cm)
Mista 16cm	Não fendilhada	160.85	85.86	103.31	193.54	0.691
Mista 16cm	Fendilhada	168.99	66.14	110.21	203.34	0.807
Mista 16cm	Com laje(E=31Mpa)	-	-	140.65	87.42	0.665
Mista 20cm	Não fendilhada	183.72	96.29	100.16	191.12	0.692
Mista 20cm	Fendilhada	193.14	72.04	107.38	200.91	0.810
Mista 20cm	Com laje	-	-	123.35	73.99	0.618
Maciça 16cm	Não fendilhada	180.00	96.54	115.38	216.30	0.775
Maciça 16cm	Fendilhada	190.22	74.20	123.65	227.33	0.905
Maciça 16cm	Com laje	-	-	160.75	93.05	0.672
Maciça 20cm	Não fendilhada	204.41	106.90	108.72	207.87	0.760
Maciça 20cm	Fendilhada	215.04	79.44	118.41	218.68	0.897
Maciça 20cm	Com laje	-	-	135.51	71.90	0.622

Pela análise do Quadro 5.26 são visíveis os efeitos que as não linearidades referidas surtem nos modelos para análises não fendilhadas e fendilhadas, destacando-se as maiores tensões de compressão no perfil metálico das vigas nas análises com a inclusão da laje. Refira-se que a diferença se revela tanto maior quanto menor for a altura de laje. Par além disso, o facto das tensões de compressão no aço serem mais elevadas nestes modelos suporta os aumentos registados nos esforços axiais nos pilares.

Quanto às vigas secundárias (Quadro 5.27), não sendo estas afetadas pelo efeito da fendilhação (pois são elementos rotulados), as diferenças presentes dizem respeito exclusivamente aos efeitos da fluência do betão. É perceptível que a inclusão de tais efeitos surtem um aumento significativo tanto das tensões de tração no perfil metálico como das tensões de compressão no betão. Tal diferença, refira-se, revela-se tanto maior quanto maior for a altura de laje, sendo de destacar o acentuado efeito registado para a laje maciça de maior altura.

Quadro 5.27 – Comparação entre modelos: Vigas secundárias.

Vigas secundárias (caso de carga: ações verticais)				
Tipologia de laje	Tipo de análise	M_{max+} (kNm)	$\sigma_{max+ Aço}$ (MPa)	δ_{max} vertical apenas da viga secundária (cm)
Mista 16cm	Não fendilhada e fendilhada	108.00	129.95	0.809
Mista 16cm	Com laje	-	62.19	0.708
Mista 20cm	Não fendilhada e fendilhada	121.50	126.39	0.714
Mista 20cm	Com laje	-	52.90	0.639
Maciça 16cm	Não fendilhada e fendilhada	121.50	129.07	0.903
Maciça 16cm	Com laje	-	53.31	0.745
Maciça 20cm	Não fendilhada e fendilhada	135.00	137.29	0.785
Maciça 20cm	Com laje	-	43.84	0.661

Quadro 5.28 – Comparação entre modelos: Deslocamentos horizontais e rotação globais máximos.

Deslocamentos e rotação globais				
Tipologia de laje	Tipo de análise	δ_{gh} (cm)	δ_{ghc} (cm)	Θ (graus)
Mista 16cm	Não fendilhada	0.0269	0.8640	0.01003
Mista 16cm	Fendilhada	0.0275	1.0987	0.01253
Mista 16cm	Com laje	0.0272	0.8191	0.01049
Mista 20cm	Não fendilhada	0.0264	0.8070	0.00940
Mista 20cm	Fendilhada	0.0271	1.0348	0.01184
Mista 16cm	Com laje	0.0264	0.7626	0.00981
Maciça 16cm	Não fendilhada	0.0265	0.8600	0.00996
Maciça 16cm	Fendilhada	0.0271	1.0972	0.01250
Maciça 16cm	Com laje	0.0268	0.8199	0.01047
Maciça 20cm	Não fendilhada	0.0261	0.8040	0.00936
Maciça 20cm	Fendilhada	0.0268	1.0338	0.01182
Maciça 16cm	Com laje	0.0261	0.7628	0.00979

Com a análise do Quadro 5.28, é perceptível que a presença dos efeitos não lineares da fluência e fendilhação do betão não causam uma variação considerável no comportamento global do edifício. Note-se ainda que nas análises não fendilhadas e fendilhadas, o efeito de diafragma dos pavimentos foi simulado por meio de diagonais metálicas de união entre pórticos consecutivos (subcapítulo 4.9) que reproduzem por defeito a rigidez axial dos pavimentos no seu próprio plano. Deste modo, é de esperar que, na verdade, tais efeitos sejam ainda menos notórios (no respeitante a deslocamentos e rotação globais).

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Com o trabalho desenvolvido na presente dissertação, poder-se-á concluir que os esforços de dimensionamento dos elementos estruturais (para a tipologia de edifício analisada), obtidos através dos dois processos com recurso a vigas de secção homogeneizada previstos pelo Eurocódigo 4 (análise não fendilhada e análise fendilhada), são bastante próximos:

- Os esforços axiais de compressão nos contraventamento podem ser considerados idênticos entres modelações;
- No caso dos pilares, as diferenças nos esforços obtidos entre as duas análises não se revelam significativas (sempre abaixo dos 10%). Refira-se que, caso a análise seja de segunda ordem, a aplicação de uma análise fendilhada revela-se mais conservativa uma vez que reproduz deslocamentos máximos maiores ao nível dos pilares (cerca de 20% maiores).
- Para as vigas principais, apesar dos resultados com aplicação de uma análise fendilhada serem mais conservativos, as diferenças registadas permitem que se aplique uma análise não fendilhada (processo mais expedito) com um certo grau de confiança, uma vez que para todos os esforços comparados a diferença entre análises nunca atingiu os 10%. No caso das vigas secundárias, sendo estas tidas como rotuladas, os esforços de dimensionamento não são influenciados pelo tipo de análise;
- Quanto ao comportamento global do edifício, concluiu-se que a aplicação de uma análise fendilhada ou não fendilhada reproduzem o mesmo modo de instabilidade global, não sendo de esperar grandes variações relativamente a deslocamentos horizontais globais ou na própria rotação do edifício.

Quanto à fiabilidade dos resultados obtidos pelas modelações previstas pelo Eurocódigo 4, é relevante referir que existirá um erro cometido pela não incorporação direta da laje na modelação. Aplicar uma análise não linear para ter em conta os efeitos da fluência, retração e fendilhação do betão à tipologia de modelação com laje apresentada, e comparar os resultados daí obtidos com os apresentados na presente dissertação seria um bom seguimento para o trabalho desenvolvido.

Ainda sobre a influência da laje, constatou-se que a deformabilidade no plano dos pavimentos (devido ao efeito de diafragma) revela-se não significativa para a tipologia de estrutura analisada, o que de certo modo será favorável à fiabilidade dos resultados obtidos pelas duas metodologias (com recurso a vigas de secção homogeneizada) previstas pelas normas europeias.

Como sugestão de trabalhos futuros, indica-se a investigação na temática do efeito de diafragma dos pavimentos, em estruturas mistas, com a presença de elementos de elevada rigidez a ações horizontais. Tal como referido na presente dissertação, em tais estruturas o comportamento da laje poderá surtir efeitos consideráveis no comportamento da mesma, sendo que a fiabilidade dos referidos resultados poderá ser posta em causa.

Para avaliar, com rigor, o referido fenómeno, seria (tal como referido) necessário recorrer a software de cálculo estrutural que permitisse a aplicação de uma análise não linear para a contabilização dos efeitos da fluência, retração e fendilhação do betão.

Por outro lado, não sendo expedita a aplicação de análises não lineares para contabilizar tais efeitos em projetos correntes, tendo como base as considerações apresentadas sobre os modelos com incorporação direta da laje, será pertinente desenvolver metodologias para a contabilização dos efeitos da fluência, retração e fendilhação do betão com aplicabilidade a uma análise linear da estrutura.

Para tal, relativamente à fluência, sugere-se a investigação de um módulo de elasticidade efetivo para o betão que tenha em conta os seu efeitos não lineares. No campo temático da fendilhação, poder-se-á atender a dois aspetos de considerável relevo para estudo futuro, nomeadamente a aplicação de uma espessura efetiva da laje (eventualmente nas zonas onde se prevê que o betão fendilhe) ou a aplicação de uma adequada redistribuição de esforços.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abbass, M., Adi, A., Karkare, B. S., “Performance Evaluation of Shear Stud Connectors in Composite Beams with Steel Plate and RCC slab”, *International Journal of Earth Sciences and Engineering* ISSN 0974-5904, Volume 04, No 06 SPL, October 2011, pp. 586-591.
- Archpatent (2013) – <http://www.archpatent.com/patents/1597278>, acessado em Fevereiro de 2013a.
- Archpatent (2013b) – <http://www.archpatent.com/patents/1574586>, acessado em Fevereiro de 2013b.
- Autodesk (2012) – Robot Structural Analysis Professional – Student Version 2012;
- Bouazaoui, L., Perrenot, G., Delmas, Y., Li, A., “Experimental study of bonded steel concrete composite structures”, *Journal of Constructional Steel Research*, v.63, n.09, 2007, pp.1268-1278.
- Calado, L., Santos, J., “Estruturas Mistas de Aço e Betão”, I.S.T. Press, 2010.
- Campos, A., “Análise de Esforços Hiperestáticos em Vigas Mistas” Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica Estrutural, 2010, 78pp.
- CEN – Eurocode – Basis of structural design - European Standard EN 1990, Commission of the European Communities, Bruxelas, 2002.
- CEN – Eurocode Nº 1 – Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions - European Standard EN 1991-1-5, Commission of the European Communities, Bruxelas, 2003.
- CEN – Eurocode Nº 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, 2003b.
- CEN – Eurocode Nº 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, 2004a.
- CEN – Eurocode Nº 3 – Design of Steel Structures. Part 1-8: Design of Joints – European Standard EN 1993-1-8, Commission of the European Communities, 2004b.
- CEN – Eurocode Nº 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, 2004c.

- 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, 2004d.
- Chen, S., Wang, X., Jia, Y., “A comparative study of continuous steel concrete composite beams prestressed with external tendons: Experimental investigation”, *Journal of Constructional Steel Research* 65 (2009) pp. 1480–1489.
- Cruz, P., Valente, I., “Experimental analysis of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete”, *Journal of Constructional Steel Research* 60 (2004), pp. 465–479.
- Cruz, P., Valente, M., Veríssimo, G., Paes, J., Fakury, R., “Desenvolvimentos recentes no domínio da conexão aço-concreto no contexto de estruturas mistas”, *Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 20pp, 2006.
- Chaves, I. A., “Vigas mista de aço e concreto constituídas por perfil formado a frio preenchido”. *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil*, Universidade de São Paulo, 2009, 139pp.
- Costa-Neves, L. F., Lima, L. R. O., “Conceção e construção de uma estrutura metálica para reforço de um edifício de pequeno porte”, in Lamas, A., Martins, C., Abecassis, T., Calado, L., editores, *Atas do V Congresso de Construção Metálica e Mista*, VCMM, Lisboa, 2005, 10pp.
- Dias da Silva, V., “Mecânica e Resistência dos Materiais”, Zuari, Coimbra, 2ª Edição, 1999.
- Dowling, J., “Designing for fire protection”; *Construction news supplement*, pp 14-15, 2003.
- Elnashai, A., Broderick, B., Dowling, P., “Earthquake-Resistant Composite Steel/Concrete Structures”, *Structural Engineer*, vol. 73, n°8, pp. 121-132, 1995.
- ECCS – European Convention for Construction Steelwork, “Composite Structures”, ECCS Publications, n° 28, 1981.
- Figueiredo, J., “Conectores Perfobond submetidos a carregamento monotónico e cíclico” *Tese de mestrado*, DEC-FCTUC, 2012, 80pp.
- Fonseca, A., “Calibração Experimental de um Modelo Analítico de Cálculo de Sistemas de Amarração de Extremidade em Lajes Mistas”, *Tese de mestrado*, DEC-FCTUC, 2012, 80pp.
- Gervásio, H., Simões da Silva, L., “A sustentabilidade do aço”, *V Congresso de Construção Metálica e Mista*, Lisboa, 2005.
- Gervásio, H., “A sustentabilidade do aço e das estruturas metálicas”, *Apresentação PowerPoint no Congresso Latino-Americano da Construção Metálica*, São Paulo, 2008.
- Hauke, B., “Ductile shear connectors for high strength composite members”. *Proceedings of the 2nd International Congress (2nd Fib Congress)*. Naples, Italy. 5-8 June, 2006, 1 2pp.

- Higgins, T., Dubas, P., “Structural Design of Tall Steel Buildings - Monograph on Planning and Design of Tall buildings”, Council on tall buildings and Urban Habitat, American Society of Civil Engineers, U.S.A., 1979.
- Johnson, R., “Composite Structures of Steel and Concrete”, Volume 1, Blackwell Scientific Publications, Oxford, Second Edition, 1994.
- Johnson, R., and Hope-Gill, M., ‘Semi-rigid joints in composite frames’, International Association for Bridge and Structural Engineering, Ninth Congress, Amsterdam, pp.133-44, 1972.
- Kurrer, K., “The History of the Theory of Structures – From the arc analysis to computational mechanics”, Ernst&Sohn, Berlin, 2008.
- Lamas, A., “Influence of Shear Lag on the collapse of wide-flange girders”, PhD Thesis, Imperial College of Science & Technology, 1979.
- Larbi, A.S., Ferrier, E., Jurkiewicz, B., Hamelin, P., “Static behaviour of steel concrete beam connected by bonding. Engineering Structures”, 2007, v. 29, n.06, pp. 1034-1042.
- Leite, M., Lima, L., Vellasco, P., Andrade, S., Silva, J., “Avaliação de conectores de cisalhamento tipo perfobond Rib em estruturas mistas aço-concreto”, em XXVII Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, 2006, 15pp.
- Malite, M., “Sobre o comportamento estrutural de vigas mistas aço concreto: Enfase em Edifícios. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade de São Paulo, 1990 144 pp.
- Maydl, P., “Sustainable Engineering: State-of-the-art and Prospects”, Structural Engineering International, Volume 14, 3, pp. 176-180, 2004.
- Naeim, F. and Boppana, R.R., (2001), Seismic Design of Floor Diaphragms, in The Seismic Design Handbook, 2nd Edition – Chapter 8, Academic Publishers, New York, 2001.
- Nardin, S., Souza, A. S., El Debs, A. L., El Debs, M., “Estruturas mistas aço-concreto: origem, desenvolvimento e perspectivas”, 47 Congresso brasileiro do concreto, Olinda, 2005.
- Nardin, S., Souza, A., El Debs, M., “Comportamento conjunto em elementos mistos de aço e concreto: dispositivos mecânicos”, ConstrMetal – Congresso latino-americano de construção metálica, 2008, 11pp.
- Nardin, S., Souza, A., Pereira, M., Serafim, J., “Análise comparativa de soluções de pilares para galpões: pilares de aço, pré-moldados e mistos de aço e concreto”, ConstrMetal – Congresso latino-americano de construção metálica, 2012, 24pp.
- Nelsen, A., Souza, A., “Vigas mistas de aço e concreto com protensão externa: conceitos e aplicações”, ConstrMetal - Congresso latino-americano de construção metálica, Brasil, 2012, 22pp.

- Nethercot, D., Composite Floor Systems, Spon Press, E.U.A. e Canada, 2003.
- O Feliz, “Manual de dimensionamento de lajes mistas perfil H60”, O Feliz, Abril 2011.
- Oguejiofor, E. C., Hosain, M. U, “A parametric study of Perfobond rib shear Connectors”, Canadian Journal of Civil Engineering, 1994; Vol. 21, pp. 614-625.
- Oguejiofor, E.C., Hosain, M.U, “Numerical analysis of “push-out” specimens with “Perfobond” rib connectors”, Computers and Structures, 1997, Vol. 62, pp. 617-624.
- Porter, M., Greimann, L., “Composite steel diaphragm slabs - Design Modes”, Sixth international specialty conference on cold-formed steel structures, St. Louis, Missouri, USA, 1982.
- Reis, A., Camotim, D., 2001, “Estabilidade estrutural”, McGraw-Hill.
- Ricker, D., T., “Cambering Steel Beams”, Engineering Journal – American Institute of steel Construction, 2003, pp. 137-142.
- Savor, Z., Bleiziffer, J., “From Melan Patent to arch bridges of 400M spans”, Chinese-Croatian Joint Colloquium, Junho 2008.
- Tri-Services Manual, “Seismic Design For Buildings”, Departments of the Army (TM 5-809-10) Navy, (NAVFAC P-355) and Air Force (ACM 88-3, Chapter 13), U.S.A, February, 1982.
- SDI, “Diaphragm Design Manual”, Steel Deck Institute, Second Edition, 1995.
- Sears Tower, <http://www.searstower.org/home.html>, acedido em Janeiro 2013.
- Sepulveda, J., (2008). “Torre de São Rafael – Parque das Nações”. Acedido em Setembro de 2012, em: <http://engenhariacivil.wordpress.com/2008/02/23/torre-de-sao-rafael-parque-das-nacoes>.
- Simões, R, “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”, CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2ª Edição, 2007.
- Simões, R., “Estruturas mistas Aço-Betão”, DEC-FTUC, 2012.
- Simões da Silva, L., Gervásio, H., “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados”, CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007.
- Simões da Silva, L., Simões R., Cruz, P., “Experimental behaviour of end-plate beam-to-column composite joints under monotonical loading”, Engineering Structures 23, 2001, pp1383–1409.
- Skyscrapercenter, www.Skyscrapercenter.com, acedido em Janeiro de 2013.
- 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, <http://www.structuremag.org/article.aspx?articleID=1519>, acedido em Fevereiro de 2013.

- Tatasteel, http://www.tatasteelconstruction.com/en/about_us/panels_profiles/publications_and_case_studies/case_studies/burj_khalifa/, acessado em Fevereiro de 2013.
- Timoshenko, S., “Strength of materials – Part II: Advanced”, International Student Editions, Van Nostrand Reinhold, 1956.
- Tristão, G., (2002) “Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo. 146pp.
- Valente, M., Cruz, P., “Experimental Analysis of Perfobond Shear Connection between Steel and Lightweight Concrete”, Journal of Constructional Steel Research, 60, 2004, pp. 465-479.
- Veríssimo, G., Valente, I., Paes, J., Cruz, P., Fakury, R., “Análise experimental de um conector de cisalhamento em chapa de aço endentada para estruturas mistas aço e concreto”, Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, 2006, 10pp.
- Vianna, J., Costa-Neves, L. F., Vellasco, P., Andrade, S., “Structural behaviour of T-Perfobond shear connectors in composite girders: An experimental approach”, Engineering Structures (2008). 11pp.
- Vianna, J., Costa-Neves, L. F., Vellasco, P., Andrade, S., “A parametric analysis of composite beams with T-Perfobond shear connectors”. SDSS’ Rio 2010 Stability and ductility of steel structures”, Setembro 2010.
- Weaver, W., Gere, J., “Matrix analysis of framed structures”, Van Nostrand Reinhold, 3rd edition, 1990.
- Young-Ho, K., Hoon, C., Seungsik, L.; Soon-Jong, Y., “Experimental and Analytical Investigations on the Hat Shaped Shear Connector”, Steel-Concrete Composite Flexural Member. International Journal of Steel Structures, Vol. 11, No 1, 99-107 Março 2011. 9pp.
- Zona, A., Ragni, L., Dall'Asta, A., “Simplified method for the analysis of externally prestressed steel concrete composite beams”, Journal of Constructional Steel Research 65 (2009), pp. 308-313.