



João Rafael Marques Duarte

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DA RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO EM LAJES MISTAS

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF THE VERTICAL SHEAR DESIGN MODEL FOR STEEL-
CONCRETE COMPOSITE SLABS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Mecânica Estrutural,
orientada pelo Professor Doutor Rui António Duarte Simões e pelo Professor Doutor Hélder David da Silva Craveiro

Coimbra, Fevereiro de 2018



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



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

João Rafael Marques Duarte

Avaliação experimental e numérica da resistência ao esforço transversal em lajes mistas

Experimental and Numerical analysis of the vertical shear design model for steel-concrete composite slabs

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Mecânica Estrutural, orientada pelo Professor Doutor Rui António Duarte Simões e pelo Professor Doutor Hélder David da Silva Craveiro

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Coimbra, Fevereiro de 2018

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, quero agradecer ao Professor Doutor Rui António Duarte Simões, pela orientação deste trabalho, mostrando sempre permanente disponibilidade para ajudar e para transmitir conhecimento, quer na realização da dissertação quer em outras alturas da minha formação académica. Ao professor Doutor Hélder David da Silva Craveiro agradeço por todo o apoio e ensinamento transmitido, essencialmente na realização da análise numérica do presente trabalho.

À empresa O Feliz Metalomecânica SA, a todas as pessoas do Laboratório de Mecânica Estrutural e ao Engenheiro Civil Miguel Silva, tenho de agradecer, por todo o acompanhamento prestado na realização dos ensaios experimentais.

Num campo mais pessoal, quero agradecer a todos os amigos da “Amigolândia”, toda a amizade, companheirismo, momentos de diversão e de qualidade passados nos tempos livres ao longo dos últimos anos. Agradeço também a todos os amigos que a Universidade de Coimbra me trouxe, nomeadamente ao André, Afonso, Bruno, Kiko, Lopes, Nuno, Pires, Reis, Rodrigo, e Tiago, que de uma ou outra forma participaram, ao longo destes anos na minha vida académica. Quero ainda agradecer a todos os novos colegas de trabalho da Martifer a força transmitida na fase final da elaboração da dissertação.

À minha namorada Mariana Costa, um agradecimento especial pelo apoio incondicional, pela motivação, pelo otimismo transmitido, por toda a força dada e por estar sempre presente, quer nos momentos mais difíceis, quer nos momentos bons.

Por último, um sentido de eterna gratidão para com a minha família, por toda a dedicação, em especial aos meus pais, irmãos e avós, não só pelo apoio financeiro, mas essencialmente pela paciência ao longo dos últimos anos, pelos valores transmitidos, por acreditarem sempre em mim sem me deixarem desistir e por fazerem de mim aquilo que sou hoje. O agradecimento estende-se à restante família.

RESUMO

As lajes mistas aço-betão com cofragem perfilada são utilizadas com muita frequência na conceção de estruturas metálicas e mistas. A crescente utilização desta solução estrutural deve-se às inúmeras vantagens que apresenta, como sejam: o seu peso reduzido por serem fabricadas com chapa fina, a rapidez de montagem e a dispensa de cofragem temporária, uma vez que a própria chapa tem a função de cofragem perdida. Em Portugal tem-se assistido a esta tendência, existindo já diversas empresas no mercado nacional a produzir este tipo de componente estrutural.

O dimensionamento deste tipo de componente estrutural está previsto no Eurocódigo 4, documento onde são apresentadas formulações para verificações dos diversos modos de colapso possíveis. Tendo em conta alguns estudos experimentais e analíticos efetuados, verifica-se que o modelo de cálculo da resistência ao esforço transverso vertical previsto na atual versão do Eurocódigo 4 é bastante conservador, levando a um sobredimensionamento excessivo das lajes mistas, mesmo para vãos da ordem dos 4 a 6 m, não permitindo tirar vantagem das reais capacidades deste tipo de componente. Por conseguinte, e enquadrado com um projeto de investigação atualmente em curso no DEC em colaboração com uma empresa portuguesa produtora de chapas, pretende-se efetuar um estudo crítico do modelo de verificação do esforço transverso vertical e eventualmente desenvolver uma nova proposta.

Este estudo inclui uma pesquisa bibliográfica aprofundada, a realização de ensaios experimentais e estudos numéricos pelo método dos elementos finitos em lajes com vãos curtos e diversas geometrias.

Palavras-chave: Lajes Mistas | Ensaios Experimentais | Análise Numérica | Esforço Transverso

ABSTRACT

Steel-concrete composite slabs, as profile formwork, are used very frequently in steel and composite structures design. The growing use of this structural solution is due to the innumerable advantages it showcases, such as: its reduced weight given the thin steel sheet, quick assembly times, and the inexistence of wasted formwork. This tendency has been increasing in Portugal, with multiple companies in the national market already producing and commercialising this structural component.

Eurocode 4 covers the design of this type of structural component, presenting formulations for verifying the diverse rupture modes possibilities. Taking into account some experimental and analytical studies, it is verifiable the calculation model for vertical shear, provided in the current version of Eurocode 4, is quite conservative. This doesn't allow to take full advantage of the real capacity of this sort of component, leading to an over-sizing in composite slabs' calculations, even to spans between 4 and 6 meters. Consequently, this dissertation aims at presenting a critical study of the calculation model for resistant vertical shear effort and at developing a new formulation proposition. This work is integrated in an investigation project currently being developed at DEC in collaboration with a Portuguese company which produces steel profiled sheeting.

An extensive bibliographical research, experimental tests, and Finite Element Method numerical studies on short span slabs with various geometries are comprised in the present work.

Keywords: Composite slabs | Experimental Tests | Numerical Analysis | Vertical shear

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	i
ABSTRACT	ii
ÍNDICE.....	iii
ÍNDICE DE FIGURAS	v
ÍNDICE DE QUADROS	vii
SIMBOLOGIA	viii
ABREVIATURAS	x
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos da dissertação	4
1.3 Estrutura da dissertação	5
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 Introdução	6
2.2 Esforço transverso em lajes mistas na fase construtiva	9
2.3 Esforço transverso em lajes mistas na fase definitiva.....	11
3 CAMPANHA EXPERIMENTAL.....	21
3.1 Introdução	21
3.2 Programa de Caracterização dos Materiais.....	21
3.2.1 Caracterização do Betão	21
3.2.2 Caracterização do aço da Chapa Perfilada	23
3.3 Geometria dos provetes	27
3.4 Procedimento dos ensaios experimentais	28
3.4.1 Instrumentação.....	28
3.4.2 Montagem dos ensaios experimentais	30
3.4.3 Carregamento.....	33
3.5 Análise e discussão de resultados	33
3.5.1 Previsão dos ensaios a partir das normas	33
3.5.2 Resultados experimentais	37
3.5.2.1 Ensaio E.1.....	37

3.5.2.2	Ensaio E.2.....	41
3.5.2.3	Avaliação da tensão na chapa perfilada	44
4	ANÁLISE NUMÉRICA.....	45
4.1	Introdução	45
4.2	Descrição do modelo de elementos finitos (FEM)	45
4.2.1	Elementos constituintes do modelo numéricos	45
4.2.2	Modelos dos materiais	46
4.2.2.1	Aço chapa perfilada (S320GD+Z) e aço dos apoios	47
4.2.2.2	Betão C25/30.....	48
4.2.2.3	Banda neoprene	50
4.2.3	Interações.....	51
4.2.4	Condições de fronteira.....	54
4.2.5	Malha de elementos finitos.....	55
4.2.5.1	Aço chapa perfilada (S320 GD+Z)	55
4.2.5.2	Betão C25/30.....	58
4.3	Validação do modelo numérico	59
4.4	Análise paramétrica	62
5	CONCLUSÕES	66
6	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	68
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Elementos Mistos (NEWSTEELCONSTRUCTION@ sem data)	1
Figura 1.2 - Queen Elizabeth Hospital, Birmingham (NEWSTEELCONSTRUCTION@2009).....	2
Figura 1.3 – Torres do Colombo, Lisboa, Portugal (SPPROJECT@ sem data)	2
Figura 1.4 – Northside Bridge, Workington (NEWSTEELCONSTRUCTION@2013)	2
Figura 1.5 – Exemplo de chapa de aço perfilada	3
Figura 2.1 – Secções críticas em lajes mistas.....	7
Figura 2.2 – Relação entre o modo de colapso e o vão da laje (Johnson, 2004).....	7
Figura 2.3 – (a) Sobrecarga de rotura pelo método da conexão (b) Sobrecarga máxima pelo método proposto por Gonçalves (2011)	9
Figura 2.4 – Propriedades geométricas da alma da chapa perfilada (EN 1993-1-3).....	11
Figura 2.5 – Propriedades geométricas da secção mista (Liang, 2015)	12
Figura 2.6 – Modelo para a capacidade resistente do corte vertical positivo: (a) laje contínua (b) simplificação do modelo para uma laje simplesmente apoiada (Adaptado de Liang, 2015) 12	
Figura 2.7 – Propriedades geométricas da laje mista (ABT NBR 8800:2008)	15
Figura 2.8 – Dimensões genéricas de uma laje mista com chapa perfilada (Pereira, 2012)	16
Figura 2.9 – Contribuição da chapa e do betão pela ENV 1994-1-1 (Pereira, 2012).....	16
Figura 2.10 – Aumento de resistência dos provetes devido ao efeito de amarração de extremidade (Pereira, 2012)	18
Figura 2.11 – Contribuição da chapa e do betão – Hipótese de cálculo 1 (Pereira, 2012).....	19
Figura 2.12 – Contribuição da chapa e do betão – Hipótese de cálculo 2 (Pereira, 2012).....	19
Figura 2.13 – Comparação de metodologias – Chapa 1,0 mm (Pereira, 2012).....	20
Figura 3.1 – Ensaio de uma amostra dos provetes cúbicos de betão.....	22
Figura 3.2 – Secção transversal da chapa perfilada – H60b.....	23
Figura 3.3 – Características geométricas dos provetes de aço (Adotado da ISO 6892-1)	24
Figura 3.4 – (a) Extensómetro mecânico; (b) Provetes no final do ensaio.....	25
Figura 3.5 – Gráfico tensão-extensão do aço da chapa perfilada	25
Figura 3.6 – Determinação do módulo de elasticidade	26
Figura 3.7 – Preparação dos provetes antes e após a betonagem	28
Figura 3.8 – Pórtico de reação.....	28
Figura 3.9 – Instrumentação do ensaio experimental.....	29
Figura 3.10 – Data Logger TDS-530	29
Figura 3.11 – Esquema da montagem do sistema de ensaio	30
Figura 3.12 – Disposição dos LVDT's de 50 mm.....	32

Figura 3.13 - Disposição dos LVDT's de 200 mm	32
Figura 3.14 – Disposição dos extensómetros	33
Figura 3.15 – Nomenclatura utilizada na discussão dos resultados e diagrama de esforço transverso dos provetes	37
Figura 3.16 – Curva $P - \delta v$ do ensaio E.1	38
Figura 3.17 – Aspecto final do provete E.1 na zona do carregamento.....	39
Figura 3.18 – (a) Aspeto final do provete E.1 (b) Deslocamento relativo (chapa-betão)	40
Figura 3.19 - Deslocamentos relativos entre a chapa perfilada e o betão do ensaio E.1	40
Figura 3.20 – Evolução do esforço transverso atuante ao longo do vão	40
Figura 3.21 - Curva $P - \delta v$ do ensaio E.2.....	41
Figura 3.22 - Aspecto final do provete E.2 na zona do carregamento	42
Figura 3.23 - (a) Aspeto final do provete E.2 (b) Deslocamento relativo (chapa-betão)	43
Figura 3.24 – Deslocamentos relativos entre a chapa perfilada e o betão (Ensaio E.2).....	43
Figura 3.25 – Curva $P - \mu \varepsilon$ dos provetes ensaiados	44
Figura 4.1 – Partes independentes do modelo de elementos finitos.....	46
Figura 4.2 – Curvas [$\sigma - \varepsilon$ (engenharia) vs $\sigma - \varepsilon$ (verdadeira)]	47
Figura 4.3 - Comportamento não linear do betão à compressão	49
Figura 4.4 – Comportamento do betão após início de fissuração.....	50
Figura 4.5 – Superfícies de contacto do modelo numérico (Vermelho – <i>Master</i> ; Roxo – <i>Slave</i>).....	52
Figura 4.6 – Modelos de contacto (Dassault Systèmes, 2014).....	53
Figura 4.7 – Interação correspondente à simulação do sistema de carregamento	54
Figura 4.8 – Simetrias assumidas no modelo numérico	54
Figura 4.9 – (a) Encastramento do apoio ao exterior (b).....	55
Figura 4.10 – Representação esquemática dos provetes	55
Figura 4.11 – Integração dos elementos S4 e S4R (Dassaul Systèmes, 2014).....	56
Figura 4.12 – (a) “ <i>shear locking</i> ” em elementos sem integração reduzida (b) “ <i>hourglassing</i> ” em elementos com integração reduzida.....	56
Figura 4.13 – Minimização dos efeitos de “ <i>hourglassing</i> ”	57
Figura 4.14 – Comparação dos ensaios numéricos com os ensaios experimentais.....	61
Figura 4.15 – Deformada do modelo numérico	62
Figura 4.16 – (a) Deformação de extremidade do modelo numérico (a) Deformação de extremidade do ensaio experimental	62

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Tensão tangencial considerando a encurvadura, f_{bv} (Table 6.1 da EN 1993-1-3)	10
Quadro 2.2 – Hipóteses para o cálculo da resistência ao esforço transverso em lajes mistas	20
Quadro 3.1 – Propriedades mecânicas do betão.....	23
Quadro 3.2 - Propriedades geométricas da secção transversal da chapa perfilada.....	23
Quadro 3.3 - Propriedades geométricas dos provetes de aço	24
Quadro 3.4 – Propriedades mecânicas do aço da chapa perfilada.....	26
Quadro 3.5 – Módulo de elasticidade do aço da chapa perfilada	26
Quadro 3.6 – Secção transversal dos provetes ensaiados.....	27
Quadro 3.7 – Vista lateral da montagem do ensaio experimental.....	31
Quadro 3.8 – Esforço transverso resistente e carga última [Goh et al. 1998]	34
Quadro 3.9 - Esforço transverso resistente e carga última [ABNT NBR 8800:2008]	34
Quadro 3.10 - Esforço transverso resistente e carga última [ENV 1994-1-1:1992].....	35
Quadro 3.11 - Esforço transverso resistente e carga última [NP EN 1994-1-1]	35
Quadro 3.12 - Esforço transverso resistente e carga última [Hipótese 1 (Pereira, 2012)]	35
Quadro 3.13 - Esforço transverso resistente e carga última [Hipótese 2 (Pereira, 2012)]	36
Quadro 3.14 – Resumo da avaliação do esforço transverso resistente dos provetes ensaiados	36
Quadro 3.15 – Comparação resistência teórica com a resistência do ensaio experimental (E.1)	39
Quadro 3.16 - Comparação resistência teórica com a resistência do ensaio experimental (E.2)	42
Quadro 4.1 – Parâmetros constitutivos utilizados na definição do modelo CDP do betão no Abaqus (2014).....	48
Quadro 4.2 – Parâmetros necessários para definir o modelo Neo-Hooke (Abaqus 2014).....	51
Quadro 4.3 – Resultados do estudo de convergência da malha para os elementos casca	57
Quadro 4.4 - Resultados do estudo de convergência da malha para os elementos sólidos	59
Quadro 4.5 – Comparação entre os resultados dos ensaios experimentais e numéricos	61
Quadro 4.6 – Propriedades geométricas dos provetes com chapa perfilada h60, com 1mm de espessura 63	
Quadro 4.7 – Comparação entre os resultados numéricos e teóricos – Chapa H60.....	64
Quadro 4.8 – Propriedades geométricas dos provetes com chapa perfilada H120, com 1,2 mm de espessura.....	64
Quadro 4.9 - Comparação entre os resultados numéricos e teóricos – Chapa h120	65

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas

A_{st}	área da secção da armadura longitudinal
A_v	área da nervura de betão considerada para o cálculo da resistência ao esforço transverso
D_c	altura total laje mista
E_a	módulo de elasticidade do aço
E_{am}	módulo de elasticidade médio do aço
E_{cm}	módulo de elasticidade médio do betão
G_0	módulo de cisalhamento inicial
G_f	energia de fratura
H_m	resistência mecânica da laje mista
L_0	abertura inicial do extensómetro mecânico
L_c	comprimento do provete de aço entre raios de curvatura
L_s	vão de corte
L_t	comprimento total do provete de aço
L_u	abertura final do extensómetro mecânico, após ensaio dos provetes
$M_{Rd,ef}$	momento resistente da chapa perfilada
M_{up}	momento resistente da chapa perfilada isolada
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal atuante
R_{eH}	valor limite superior da tensão de cedência
R_m	tensão última à tração
S_0	área inicial da secção transversal dos provetes de aço
$V_{v,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao esforço transverso da secção mista
$V_{v,F,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao esforço transverso da chapa perfilada
$V_{v,C,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao esforço transverso do betão
$V_{w,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao esforço transverso da alma de uma nervura de chapa perfilada

Letras minúsculas latinas

a	distância entre reforços transversais da alma
a_0	espessura original dos provetes de aço

b_0	largura média de uma nervura de betão (largura mínima para perfis reentrantes); largura indeformada dos provetes de aço
b_n	largura entre duas nervuras consecutivas
d	distância da face superior da laje ao centro da armadura longitudinal de tração [mm]
d_p	distância entre o centro de gravidade de uma chapa perfilada de aço e a fibra comprimida extrema da laje mista
f_{bv}	valor da tensão tangencial considerando a encurvadura
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{ctk}	valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples
f_y	tensão de cedência do aço
f_{yb}	valor nominal da tensão de cedência do aço
f_u	resistência última especificada à tração
h	largura da alma (altura da parte plana da alma)
h_w	altura da alma da chapa
l_{bd}	comprimento de amarração de cálculo
k	coeficiente; fator
k_v	coeficiente de encurvadura local devido ao corte
t	espessura da chapa perfilada
s_w	distância medida em linha reta entre as extremidades da alma da chapa perfilada
y_p	distância entre o centro de gravidade de uma chapa perfilada e a base da laje

Letras minúsculas gregas

γ_{MO}	coeficiente parcial para o aço estrutural aplicado à resistência das secções transversais
δ_v	deslocamento vertical
δ_h	deslocamento horizontal
ε	extensão
$\bar{\lambda}_w$	esbelteza normalizada da alma
μ	coeficiente de atrito
ρ	taxa de armadura correspondente à chapa perfilada
σ	tensão no aço tracionado
σ_{cp}	tensão de compressão no betão devido a um esforço normal
τ_{Rd}	tensão base de corte do betão
\emptyset	inclinação da alma da chapa perfilada em relação ao banzo; parâmetro de redução de capacidade
ψ	ângulo de dilatação do betão

ABREVIATURAS

CDP	Concrete Damage Plasticity
DEC	Departamento de Engenharia Civil
E.E.	Ensaio Experimental
EN	Norma Europeia
FEM	Finite Element Model
FCTUC	Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
MCRMA	Metal Cladding and Roofing Manufacturers Association
SDI	Steel Deck Institute
UC	Universidade de Coimbra
LEMEC	Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

O desenvolvimento da construção civil assenta na procura de uma utilização cada vez mais eficiente dos materiais estruturais, como é o caso do aço e do betão. Este desenvolvimento conduz a soluções com cada vez maior área livre por pavimento, que resultam em vigas com grandes vãos, um acréscimo de esforços verticais nos pilares e conseqüentemente levam a um aumento de dimensão de secções dos elementos estruturais. De modo a vencer grandes vãos sem ter de se recorrer à utilização de secções com dimensões exageradas surge a necessidade de aumentar a eficiência dos elementos estruturais. É neste contexto, particularmente direccionado para os edifícios que surgem as estruturas mistas aço-betão.

Considera-se que uma estrutura é mista quando na sua constituição existem elementos estruturais compostos por mais de um material, ligados entre si, permitindo que se comportem em conjunto. Como elemento isolado o betão tem um bom comportamento quando sujeito a esforços de compressão, tal já não acontece quando este se encontra sujeito a esforços de tração; pelo contrário, o aço apresenta um excelente comportamento quando sujeito a esforços de tração. Quando estes elementos se encontram ligados entre si, e estão dispostos de maneira a resistir aos esforços para os quais têm um comportamento mais eficiente, consegue-se um aumento de resistência e rigidez do elemento com redução de secções e peso estrutural. Os elementos mistos correntemente utilizados na construção civil são apresentados na Figura 1.1.

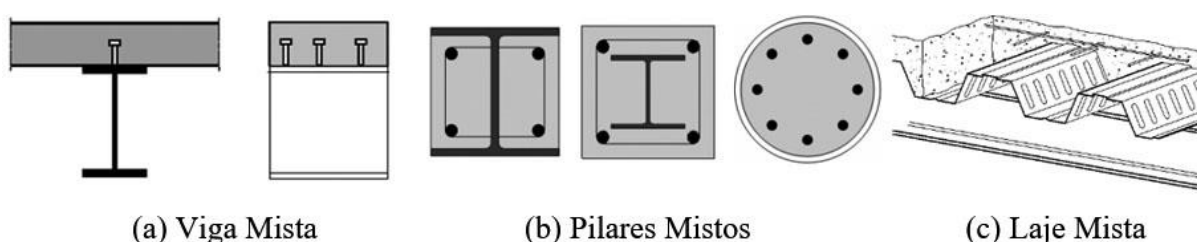


Figura 1.1 – Elementos Mistos (NEWSTEELCONSTRUCTION@ sem data)

Para além das vantagens já enunciadas, ao adotar uma solução estrutural mista é possível reduzir o tempo de construção, utilizar os próprios elementos estruturais como plataforma de trabalho, reduzir custos associados ao transporte de elementos estruturais, reduzir a carga total da estrutura e reduzir a altura final dos edifícios (MCRMA, 2009). É devido a estas vantagens, e muitas outras, que as estruturas mistas são utilizadas em diversos tipos de estruturas, como é

o caso de hospitais (Figura 1.2), edifícios comerciais, hotéis, escritórios (Figura 1.3), pontes (Figura 1.4), etc... Para além de edificação nova este tipo de solução apresenta também bastantes vantagens quando aplicado no âmbito da reabilitação.



Figura 1.2 - Queen Elizabeth Hospital, Birmingham (NEWSTEELCONSTRUCTION@2009)

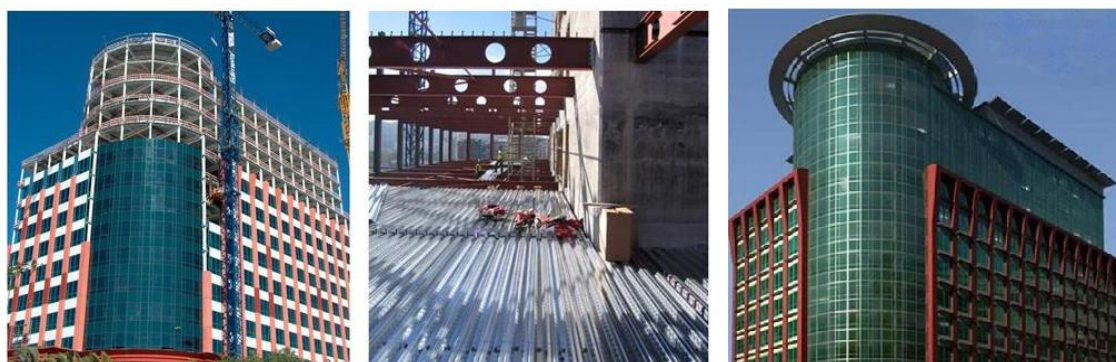


Figura 1.3 – Torres do Colombo, Lisboa, Portugal (SPPROJECT@ sem data)



Figura 1.4 – Northside Bridge, Workington (NEWSTEELCONSTRUCTION@2013)

No que diz respeito às lajes mistas, estas podem ser definidas como um sistema onde o betão estrutural é colocado permanentemente sobre uma chapa de aço perfilada. A chapa de aço é utilizada como cofragem perdida durante a fase de construção, com capacidade de suportar o betão fresco (com ou sem qualquer tipo de escoramento), as armaduras, e servir como plataforma de trabalho. Na fase definitiva, depois do endurecimento do betão, a chapa de aço funciona como armadura de tração (Nethercot, 2004). Posto isto, na fase de dimensionamento

de lajes mistas é fundamental a verificação da segurança durante a fase de construção e para a fase definitiva (H. D. Wright, 1998).

A chapa de aço com forma trapezoidal (Figura 1.5), correntemente utilizada neste sistema estrutural, é obtida através da perfilagem de uma chapa metálica plana, apresentando espessuras finais na ordem dos 0,75 a 1,5 milímetros. Atendendo à disposição unidirecional das nervuras da chapa, estas são analisadas como lajes armadas na direção das nervuras.

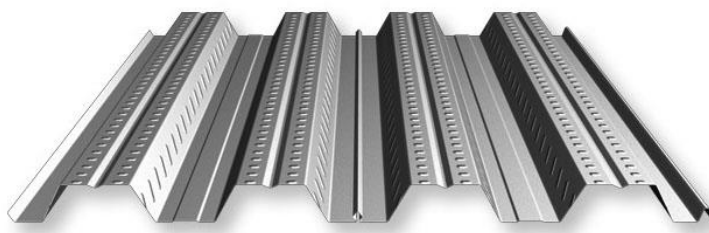


Figura 1.5 – Exemplo de chapa de aço perfilada

Um dos fatores bastante importante no dimensionamento de lajes mistas, e alvo de um crescente desenvolvimento, passa pelo tipo de comportamento das lajes mistas, diretamente relacionado com o grau de interação. Segundo Calado (2010) existem 3 tipos de comportamento:

- Interação total entre o betão e a chapa perfilada: para esta situação não existe escorregamento entre o aço e o betão, e a força aplicada atinge o seu valor máximo, P_u .
- Interação nula entre o betão e a chapa perfilada: para esta situação não existe ligação entre os dois materiais e, por conseguinte, o escorregamento apresenta o seu valor máximo enquanto a força aplicada tem o valor mínimo.
- Interação parcial entre o betão e a chapa perfilada: o escorregamento entre os dois materiais situa-se entre zero e o valor máximo, já o valor da força aplicada situa-se entre os valores dos dois casos anteriores.

Com o aumento da popularidade das estruturas mistas nos últimos anos, e com o aparecimento de novos desafios da indústria da construção, torna-se imperativo a realização de ensaios experimentais à escala real com vista a melhorar o desempenho dos elementos estruturais, como é o caso das lajes mistas.

O modelo de dimensionamento para a verificação da resistência ao esforço transverso, previsto na norma NP EN 994-1-1, ao não contemplar adequadamente a presença da chapa perfilada contribui de forma significativa para um sobredimensionamento das lajes mistas.

O grau de conservadorismo dos atuais modelos de verificação da resistência ao esforço transverso, presentes na norma referida anteriormente, pode ser aferido através da realização de ensaios experimentais, complementados com estudos numéricos. Estes estudos deverão ser efetuados em provetes com dimensões adequadas, de forma a atingir o colapso por falta de capacidade resistente ao esforço transverso.

1.2 Objetivos da dissertação

Como se referiu, a formulação para o cálculo do esforço transverso presente na norma NP EN 1994-1-1 conduz a um sobredimensionamento das lajes. Por conseguinte, o presente trabalho tem como objetivos discutir e avaliar os níveis de conservadorismo da verificação da resistência ao esforço transverso em lajes mistas.

A presente dissertação insere-se no projeto de investigação “*INOV-LAMI- Desenvolvimento de sistemas de reforço inovadores e aperfeiçoamento de modelos de cálculo em lajes mistas aço-betão*”, em desenvolvimento na Universidade de Coimbra (UC), em parceria com a empresa “O Feliz Metalomecânica S.A.”. O projeto de investigação tem como objetivo a otimização do desempenho de lajes mistas, de forma a obter soluções mais económicas e consequentemente mais sustentáveis.

As tarefas desenvolvidas assentam nos seguintes pontos:

- Análise experimental para avaliação do esforço transverso resistente em duas lajes curtas;
- modelação e calibração numérica, com base nos resultados obtidos experimentalmente;
- modelação numérica por elementos finitos para avaliação do esforço transverso resistente, numa gama paramétrica mais alargada;
- comparação dos resultados obtidos experimentalmente e por via numérica, com os resultados de resistência de esforço transverso calculados através das normas;
- discussão e análise dos atuais modelos de verificação da resistência ao esforço transverso em lajes mistas.

A campanha experimental, juntamente com a análise numérica, poderá permitir desenvolver novas regras de verificação do esforço transverso em lajes mistas, sem penalizar o

dimensionamento de maneira conservadora. Os resultados esperados e a sua contribuição para o conhecimento científico-tecnológico contribuirão para o avanço no campo do dimensionamento de lajes mistas.

1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em 6 capítulos:

- O **Capítulo 1** apresenta o enquadramento do presente trabalho, com referência à crescente utilização de elementos mistos demonstrada com exemplos práticos. Apresentam-se os objetivos e as razões que levam ao estudo de uma nova metodologia de dimensionamento ao esforço transverso. Refere-se ainda que a dissertação se insere no projeto de investigação, *INOV_LAMI*;
- O **Capítulo 2** apresenta a revisão bibliográfica, referindo os estudos e metodologias de análise existentes para a verificação do esforço transverso em lajes mistas, incluindo uma apresentação das diferentes abordagens de cálculo preconizadas nas normas de diferentes países;
- O **Capítulo 3** descreve a campanha experimental desenvolvida durante o presente trabalho, onde se apresenta a caracterização dos materiais, a preparação dos provetes dos ensaios experimentais, a instrumentação e a montagem do ensaio. A apresentação dos resultados obtidos experimentalmente e a comparação dos mesmos com os resultados obtidos pelas diferentes metodologias de cálculo é apresentada neste capítulo.
- O **Capítulo 4** apresenta a modelação por elementos finitos com descrição de toda a metodologia utilizada e validação dos modelos com base nos resultados experimentais. Apresenta-se ainda no capítulo 4 uma análise paramétrica de lajes mistas, com variação das propriedades geométricas, comparando no final os resultados da análise numérica com os resultados obtidos pelas diferentes metodologias de cálculo.
- O **Capítulo 5** apresenta as principais conclusões do presente trabalho.
- O **Capítulo 6** apresenta possíveis trabalhos a explorar no futuro, de modo a aprimorar as metodologias de cálculo da resistência ao esforço transverso em lajes mistas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

O dimensionamento de lajes mistas é atualmente previsto na norma NP EN 1994-1-1: Projeto de Estruturas Mistas Aço-Betão – Regras Gerais e Regras Para Edifícios. Contudo, como referido anteriormente, a norma subavalia a contribuição da chapa no cálculo da resistência de esforço transverso, e a verificação de corte longitudinal carece da obtenção por via experimental dos parâmetros necessários de cálculo.

A crescente utilização deste tipo de elemento estrutural e a investigação por forma a conseguir otimizar o desempenho das lajes mistas, leva os fabricantes a realizar ensaios à escala real e em grande número. Com base nos resultados experimentais, os próprios fabricantes fornecem tabelas de cálculo de maneira a facilitar a tarefa de dimensionamento, porém caso seja necessário ao projetista justificar o dimensionamento para secções não abrangidas pelas tabelas vê-se na necessidade de esperar por novos resultados experimentais. Estes inconvenientes levam os investigadores a desenvolver novos métodos, através de aplicações numéricas, que permitam simular o comportamento dos elementos. Com isto espera-se que seja possível reduzir, ou eliminar, os ensaios experimentais necessários para a definição dos parâmetros de novos elementos (Crisinel e Marimon, 2004).

No que diz respeito ao dimensionamento das lajes mistas, estas apresentam três possíveis modos de rotura, com probabilidade de ocorrer nas secções críticas apresentadas na Figura 2.1. Segundo Calado (2010), os modos de rotura podem ser definidos como:

- Modo de rotura do tipo I – rotura devido a um momento fletor excessivo (secção crítica 1); ocorre quando o momento atuante é superior ao momento resistente. Este é de maneira geral o modo de colapso condicionante para lajes com vãos médios a grandes e com graus de interação elevados entre a chapa e o betão.
- Modo de rotura do tipo II – rotura devido a um corte longitudinal excessivo entre o betão e a chapa perfilada (secção crítica 2); ocorre devido à força resistente ao corte longitudinal ser superada no vão de corte, L_s .

- Modo de rotura do tipo III – rotura devido ao esforço transverso resistente ser superado na (secção crítica 3); Pode também ocorrer devido a cargas concentradas elevadas que originam o punçoamento.

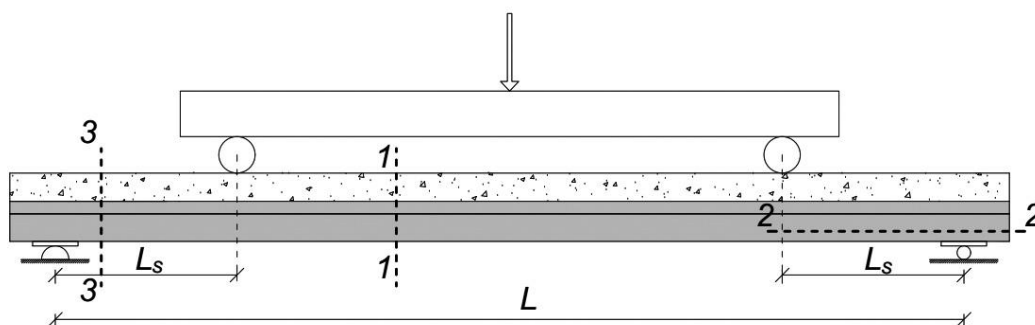


Figura 2.1 – Secções críticas em lajes mistas

Segundo Johnson (2004), o modo de rotura das lajes mistas depende do rácio entre o vão de corte L_s , e a distância do centro de gravidade da chapa perfilada à fibra comprimida extrema da laje mista, d_p . Um valor elevado desta relação, corresponde a um modo de rotura por flexão da laje mista (Figura 2.2 (1)), pelo contrário um valor baixo da relação L_s/d_p , conduz a uma rotura devido ao esforço transverso (Figura 2.2 (3)). Valores intermédios da relação L_s/d_p conduzem a uma rotura devido ao corte longitudinal (Figura 2.2 (2)).

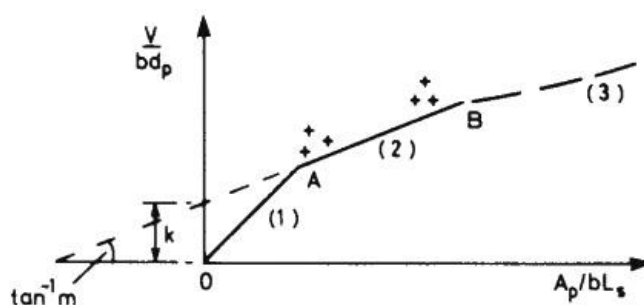


Figura 2.2 – Relação entre o modo de colapso e o vão da laje (Johnson, 2004)

Numa análise feita por Crisinel e Marion, (2004), é levantada a questão da importância do desenvolvimento de uma nova metodologia de dimensionamento para as lajes mistas. Segundo os autores a tendência no campo da engenharia civil é ir ao encontro de uma harmonia entre os modelos de cálculo, e como exemplo disso está a revisão das Normas Europeias “Eurocódigos” que tendem a tornar-se a única norma na Europa. Para além disso é necessário haver princípios de cálculo idêntico quando se trata de verificação de elementos do mesmo tipo, caso que não acontece quando se compara o cálculo para as vigas mistas e para as lajes mistas. No caso das

vigas mistas o cálculo para o esforço transverso resistente considera que apenas a alma da viga contribui para a resistência, já no caso das lajes mistas o cálculo para o esforço transverso resistente considera que apenas uma parte das nervuras de betão contribui para a resistência.

O exemplo com uma laje com vão de 4 metros e um carregamento de 20 kN/m^2 , que verifica o modo de colapso 1, o modo de colapso 2 e não verifica o modo de colapso 3 apresentado por Calado (2010) é exemplo da não verificação do elemento por falta de resistência ao esforço transverso. Apesar do autor referir que a verificação de segurança ao esforço transverso não é em geral condicionante, para vãos curtos e cargas não muito elevadas, apresenta um exemplo de uma laje mista simplesmente apoiada que falha unicamente a verificação do esforço transverso.

Estudos efetuados no DEC- FCTUC por Gonçalves (2011), para um exemplo de laje mista com 3 metros de vão, 16 cm de espessura total de laje e chapa perfilada com 0,8 mm, mostram que o aumento das cargas obtidas através do método da conexão parcial, em particular quando existe amarração de extremidade, leva a que o dimensionamento de lajes mistas seja condicionado exclusivamente por corte vertical, sendo este o modo a que corresponde a menor carga (Figura 2.3 (a)) (Pereira, 2012).

Uma vez que o modo de rotura ocorre por falta de capacidade resistente ao esforço transverso, levou o autor a fazer uma análise aos métodos analíticos apresentados na NP EN 1994-1-1, através da qual verificou que a aplicação da norma se torna conservativa no cálculo da resistência ao esforço transverso, por dois motivos:

- A altura total das nervuras de betão não é contabilizada, uma vez que para as lajes mistas é considerada apenas desde a face superior da laje até ao centro de gravidade da área efetiva da chapa (Johnson e Anderson, 2004).
- A contribuição da chapa perfilada pode ser ignorada na fase definitiva quando se considera o elemento misto (Johnson, 2004), o que não é coerente com a resistência ao esforço transverso da chapa perfilada na fase construtiva calculada pela NP EN 1993-1-1.

Analisando estes dois motivos, Gonçalves (2011) apresentou uma proposta de verificação de esforço transverso onde considerou a contribuição da chapa perfilada mais a contribuição da altura total da nervura da laje. Com isto obteve um aumento do valor resistente do esforço transverso, cerca de 5 vezes superior, e o modo de rotura passou a ser o corte longitudinal como se observa na Figura 2.3 (b).

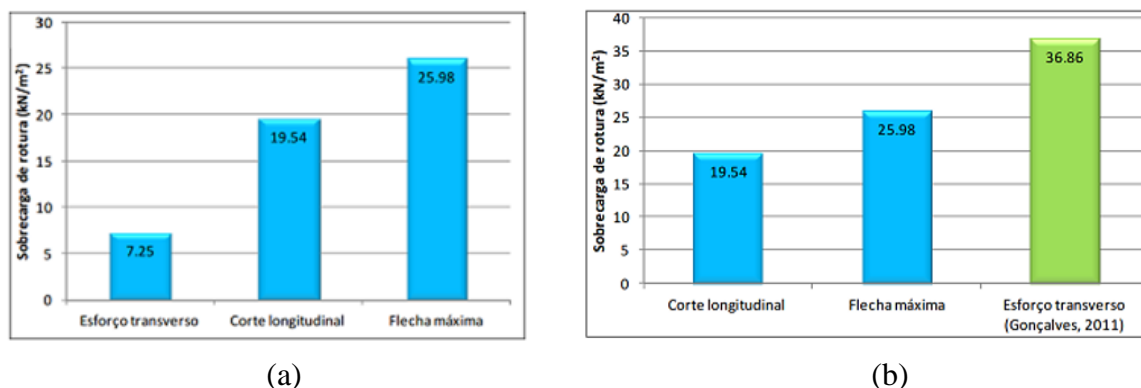


Figura 2.3 – (a) Sobrecarga de rotura pelo método da conexão (b) Sobrecarga máxima pelo método proposto por Gonçalves (2011)

Deste modo, pretende-se com a realização da presente dissertação fazer uma avaliação da resistência ao esforço transverso em lajes mistas, e perceber a contribuição dos diferentes materiais para a resistência do elemento misto. Segue-se neste capítulo a apresentação de algumas metodologias de cálculo de normas internacionais e metodologias apresentadas por outros autores para as duas fases de dimensionamento, durante a construção e na fase definitiva quando o elemento se comporta como misto.

2.2 Esforço transverso em lajes mistas na fase construtiva

A chapa perfilada na fase construtiva tem de ter a capacidade para resistir ao peso do betão fresco mais o das sobrecargas da construção. A verificação de segurança da chapa perfilada na fase de construção não é diretamente tratada na EN 1994-1-1, remetendo a cláusula 9.5 (1) a verificação em relação aos estados limites últimos para a EN 1993-1-3.

Segundo a cláusula 6.1.5 (1) da EN 1993-1-3, o valor de cálculo do esforço transverso resistente da alma $V_{w,Rd}$, pode ser obtido através da equação (2.1)

$$V_{w,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} t f_{bv}}{\gamma_{M0}}, \quad (2.1)$$

em que:

- f_{bv} valor da tensão tangencial considerando a encurvadura, calculado de acordo com Quadro 2.1;
- h_w altura da alma da chapa entre os eixos dos banzos (ver Figura 2.4);
- t espessura da chapa perfilada;

- γ_{M0} coeficiente parcial de segurança, cujo valor recomendado é 1,00, (EN 1993-1-1,6.1 (1));
- ϕ inclinação da alma em relação ao banzo (ver Figura 2.4)

O valor da tensão tangencial considerando a encurvadura, f_{bv} , segundo o Quadro 2.1, depende do valor da esbelteza normalizada da alma, $\bar{\lambda}_w$, e da existência ou não de reforços transversais na alma.

Quadro 2.1 – Tensão tangencial considerando a encurvadura, f_{bv} (Table 6.1 da EN 1993-1-3)

Esbelteza normalizada da alma	Alma sem reforços transversais nos apoios	Alma com reforços transversais nos apoios ¹⁾
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb}/\bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb}/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb}/\bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb}/\bar{\lambda}_w$

¹⁾ os reforços transversais nos apoios são para impedir a distorção da alma e devem ser dimensionados para resistir à reação de apoio.

Para almas sem reforços transversais, o valor da esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}_w$, é obtido através da equação (2.2):

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E_a}}, \quad (2.2)$$

em que:

- s_w distância medida em linha reta entre as extremidades da alma (ver Figura 2.4);
- E_a módulo de elasticidade do aço;
- f_{yb} valor nominal da tensão de cedência do aço.

Na Figura 2.4 são ilustradas as propriedades geométricas da alma de uma chapa perfilada, necessárias para a determinação do valor de cálculo do esforço transverso resistente, $V_{w,Rd}$, e da esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}_w$.

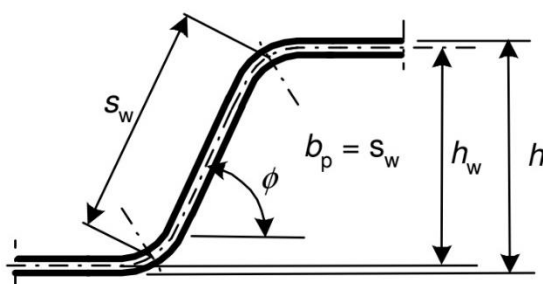


Figura 2.4 – Propriedades geométricas da alma da chapa perfilada (EN 1993-1-3)

2.3 Esforço transverso em lajes mistas na fase definitiva

Os resultados de uma campanha experimental realizada por Patrick (1993), citado por Liang (2015), em lajes mistas simplesmente apoiadas com uma carga linear vertical colocada a uma distância de $1,5D_c$ do suporte, mostram que a laje não colapsa por corte vertical antes de atingir a capacidade de momento máximo resistente. Isto implica que a capacidade para resistir ao esforço transverso positivo (ϕV_{uc}) pode ser calculada a partir da capacidade resistente ao momento fletor positivo (ϕM_{uc}) na secção a uma distância de $1,5D_c$ desde o suporte. No caso de lajes contínuas, sobre o efeito de um carregamento uniformemente distribuído, pode ser admitido um hipotético apoio em cada ponto da contra flecha (ver Figura 2.6), e o esforço transverso resistente nas zonas de momento positivo pode ser calculado através da equação (2.3) (Goh *et al.* 1998), citado por Liang (2015).

$$\phi V_u = \frac{\phi M_u}{1,5(D_c - \gamma_p)} \quad (2.3)$$

em que:

- $\phi =$ 0,8 é um parâmetro de redução de capacidade;
- ϕM_u valor de cálculo do momento fletor resistente da secção mista;
- γ_p distância entre o centro de gravidade de uma chapa perfilada e a base da laje;
- D_c altura da laje mista (ver Figura 2.5)

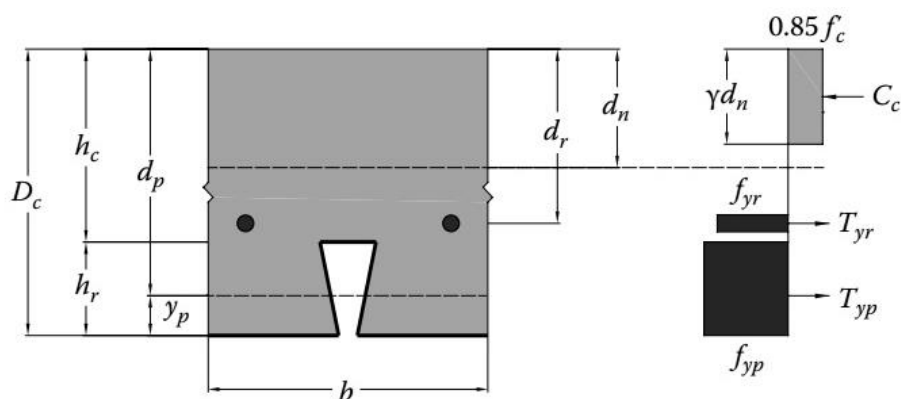


Figura 2.5 – Propriedades geométricas da seção mista (Liang, 2015)

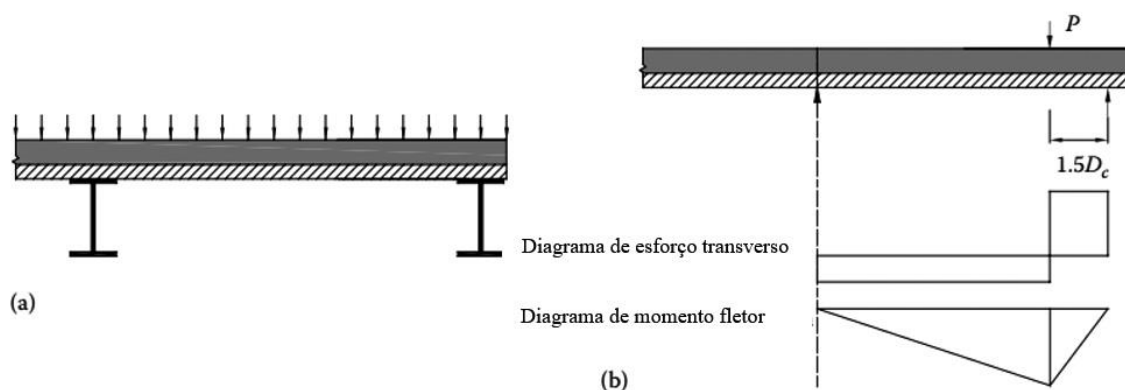


Figura 2.6 – Modelo para a capacidade resistente do corte vertical positivo: (a) laje contínua (b) simplificação do modelo para uma laje simplesmente apoiada (Adaptado de Liang, 2015)

Para o caso de lajes simplesmente apoiadas, o dimensionamento da capacidade resistente ao esforço transverso considerando a contribuição da chapa perfilada mas ignorando o contributo da armadura longitudinal, pode ser determinado pela equação (2.4) (Goh *et al.* 1998), citado por Liang (2015).

$$\Phi V_u = \frac{\Phi(1.5H_m + (M_{up}/bD_c^2))bD_c}{1.5 - \mu} \quad (2.4)$$

em que:

- H_m resistência mecânica da laje mista, em KPa;
- M_{up} momento resistente da chapa perfilada isolada;
- μ coeficiente de atrito, que toma o valor de 0,5.

Para o dimensionamento do corte vertical resistente nas zonas de momento negativo, a laje é tratada como uma laje de betão armado (Liang, 2015). A norma AS 3600 (2001) especifica que para estes casos a capacidade resistente do corte vertical negativo é calculado através da equação (2.5).

$$\Phi V_u = \phi \beta_1 \beta_2 \beta_3 b_v d_0 \left(\frac{f'_c A_{st}}{b_v d_0} \right)^{1/3} \quad (2.5)$$

em que:

- ϕ = 0,8 é um parâmetro de redução de capacidade;
- β_2 = 1,0;
- β_3 = 1,0;
- $\beta_3 = 1,1 \left(1,6 - \frac{d_0}{1000} \right) \geq 1,1$;
- A_{st} área da secção da armadura longitudinal.

Analisando as prescrições regulamentares presentes na norma brasileira **ABNT NBR 8800:2008**, constata-se que que a resistência ao esforço transverso vertical em lajes mistas $V_{v,Rd}$, para uma largura de 1000 mm, pode ser determinada a partir da equação (2.6).

$$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} \leq V_{m\acute{a}x} \quad (2.6)$$

Analisando a equação (2.6), verifica-se que a contribuição para a resistência ao esforço transverso é dada pela soma entre a resistência de cálculo do betão $V_{v,c,Rd}$, mais a resistência de cálculo da chapa perfilada $V_{v,F,Rd}$, não podendo ultrapassar um valor de $V_{m\acute{a}x}$.

No que diz respeito à $V_{v,F,Rd}$, a norma remete o cálculo para a ABNT NBR 14762 que indica que a resistência ao esforço transverso de uma alma é a seguinte:

- para $h/t \leq 1,08(Ek_v/f_y)^{0,5}$

$$V_{v,F,Rd} = 0,6f_y h t / \gamma \quad (\gamma = 1,10) \quad (2.7)$$

- para $1,08(Ek_v/f_y)^{0,5} < h/t \leq 1,4(Ek_v/f_y)^{0,5}$

$$V_{v,F,Rd} = 0,65t^2(k_v f_y E)^{0,5} / \gamma \quad (\gamma = 1,10) \quad (2.8)$$

- para $h/t > 1,4(Ek_v/f_y)^{0,5}$

$$V_{v,F,Rd} = [0,905Ek_v t^3 / h] / \gamma \quad (\gamma = 1,10) \quad (2.9)$$

em que:

- t é a espessura da alma;
- h é a largura da alma (altura da parte plana da alma)
- k_v é o coeficiente de encurvadura local devido ao corte, dado por:

- para alma sem reforços transversais

$$k_v = 5,0$$

- para almas com reforços transversais que satisfaçam os requisitos (ver ABNT NBR 14762 (9.5.2)):

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

em que:

a é a distância entre reforços transversais da alma.

A norma ABNT NBR 8800:2008 indica que a resistência ao esforço transverso do betão, em newton [N], por metro de largura é calculada através da equação (2.10).

$$V_{v,c,Rd} = \frac{1000 \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40\rho) A_v}{b_n} \quad (2.10)$$

em que:

$$\rho = \frac{A_{sl}}{A_v} \leq 0,02;$$

$$k_v = \begin{cases} \left(1,6 - \frac{d}{1000}\right) \geq 1,0, \text{ para os casos em que exista armadura longitudinal de tração} \\ \text{prolongada de um comprimento } \geq d + l_{b,net} \\ 1,0 \text{ nos outros casos} \end{cases}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \frac{\eta^{0,21} f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}, \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa};$$

A_v área considerada para o cálculo da resistência do betão, em mm² (ver Figura 2.7);

A_{sl} área da armadura longitudinal de tração, referente à área A_v , em mm²;

b_n largura entre duas nervuras consecutivas, em mm (ver Figura 2.7);

$l_{b,net}$ comprimento de amarração necessário;

$\eta = 0,3 + 0,7 (\rho_c/2400)$, sendo ρ_c o peso específico do betão ≤ 2400 , em kg/m³.

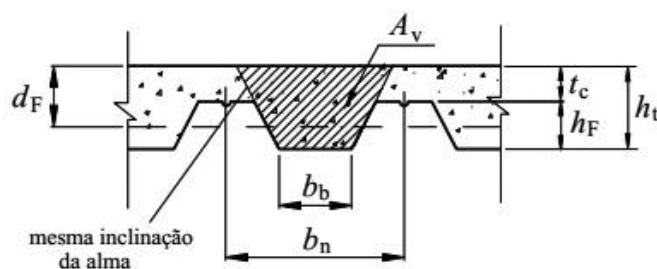


Figura 2.7 – Propriedades geométricas da laje mista (ABT NBR 8800:2008)

O valor de $V_{máx}$, expresso em newton (N), correspondente a um metro de largura é obtido pela equação (2.11).

$$V_{máx} = \frac{1000 \times 0,285 (f_{ck})^{1/2} A_v}{b_n} \quad (2.11)$$

Para o caso da verificação ao esforço transverso em lajes mistas na fase definitiva pela **ENV 1994-1-1:1992**, anterior à atual NP EN 1994-1-1:2011, é possível obter o valor de cálculo da resistência ao esforço transverso, $V_{v,Rd}$, pela equação (2.13).

$$V_{v,Rd} = \frac{b_0}{b} d_p \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40\rho), \text{ por unidade de largura} \quad (2.12)$$

em que:

$$\begin{aligned} \tau_{Rd} &= 0,25 \frac{f_{ctk 0,05}}{\gamma_c}, \text{ tensão base de corte do betão;} \\ k_v &= (1,6 - d_p) \geq 1 \text{ com } d_p \text{ [em m];} \\ \rho &= \frac{A_p}{b_0 d_p} < 0,02 \end{aligned}$$

A largura efetiva, b_0 , deve ser tomada como a largura média da nervura de betão ao nível do centro de gravidade da chapa perfurada, e a altura útil da secção, d_p , deve ser considerada entre o centro de gravidade de uma chapa perfurada de aço e a fibra comprimida extrema da laje mista (Johnson, 1994). As propriedades geométricas necessárias para o cálculo são apresentadas na Figura 2.8.

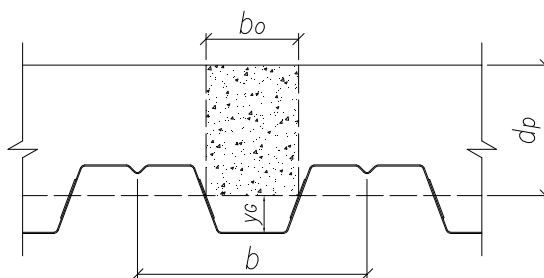


Figura 2.8 – Dimensões genéricas de uma laje mista com chapa perfilada (Pereira, 2012)

O valor da taxa de armadura correspondente à chapa perfilada ρ , contempla a contribuição da área efetiva da chapa perfilada em tração, correspondente a uma largura b_0 (Johnson, 1994). A representação da contribuição da chapa perfilada é destacada com cor vermelha na Figura 2.9.

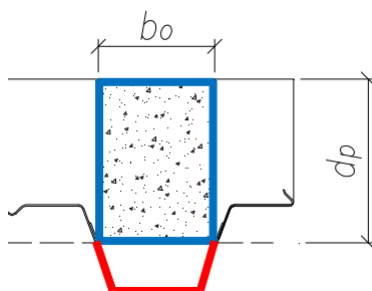


Figura 2.9 – Contribuição da chapa e do betão pela ENV 1994-1-1 (Pereira, 2012)

Já em relação à **norma vigente NP EN 1994-1-1**, a cláusula 9.7.5 (1) remete a verificação da resistência ao esforço transverso $V_{v,Rd}$ de uma laje mista, numa largura igual à distância entre os eixos das nervuras b_s , para a cláusula 6.2.2 da NP EN 1992-1-1, desprezando o contributo da chapa perfilada, assumindo apenas que esta possa ser tratada como armadura longitudinal. A cláusula 6.2.2 da NP EN 1992-1-1 refere-se a elementos para os quais não é requerida armadura de esforço transverso, indicando que o valor de cálculo da resistência ao esforço transverso $V_{v,Rd}$ é obtido pela equação (2.13).

$$V_{v,Rd} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1\sigma_{cp}]b_0d_p \quad \text{NP EN 1992-1-1, (6.2a)} \quad (2.13)$$

com um mínimo de:

$$V_{v,Rd} = (v_{min} + k_1\sigma_{cp})b_0d_p \quad \text{NP EN 1992-1-1, (6.2b)} \quad (2.14)$$

em que:

f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, em MPa;
k ,	$= \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} \right) \leq 2,0$, coeficiente com d_p em mm;
ρ_l	$= \frac{A_{s1}}{b_0 d} \leq 0,02$;
A_{s1}	área da armadura de tração (chapa perfilada mais armadura longitudinal dentro da nervura) prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd} + d_p)$ para além da secção considerada, em mm ² ;
b_0	largura média da nervura em mm (ver Figura 2.8);
σ_{cp}	$= \frac{N_{ed}}{A_c} < 0,2f_{cd}$, é a tensão normal média na secção transversal de betão, em MPa;
N_{Ed}	esforço normal na secção devido às ações aplicadas, em N;
A_c	área da secção transversal de betão, em mm ² .

NOTA: O valor recomendado pela NP EN 1992-1-1 para $C_{Rd,c}$ é $0,18/\gamma_c$, o de k_1 é 0,15 e o valor de v_{min} pode ser obtido através da equação (2.16).

Analisando a primeira parcela da equação (2.13), verifica-se que o valor da taxa de armadura ρ_l só é considerada para os casos em que a armadura longitudinal, existente nas nervuras, esteja prolongada de um comprimento maior que $(l_{bd} + d_p)$, em que l_{bd} é o comprimento de amarração de cálculo (cláusula 8.4.4 da norma NP EN 1992-1-1), e d_p é a distância entre o centro de gravidade de uma chapa perfilada de aço e a fibra comprimida extrema da laje mista.

Relativamente à chapa perfilada, e uma vez que esta pode ser considerada como uma armadura longitudinal, caso se encontre prolongada para além do apoio de um comprimento igual ao de amarração de cálculo mais o comprimento correspondente à altura útil da laje mista. Resulta desta análise uma taxa de armadura ρ_l nula, não contribuindo para o valor de cálculo de $V_{v,Rd}$, já que analogamente à chapa perfilada na generalidade das situações não existe armadura longitudinal nas nervuras (Calado, 2010).

Analisando a segunda parcela da equação (2.13), verifica-se que o valor da tensão de compressão no betão σ_{cp} não é considerado, uma vez que para o cálculo de uma laje simplesmente apoiada, o efeito benéfico da compressão do betão nas zonas de momento fletor negativo não é considerado.

Devido à não contribuição da primeira e da segunda parcela da equação (2.13), o valor de cálculo do esforço transverso resistente $V_{v,Rd}$ para lajes mistas passa a ser determinado através da equação simplificada (2.15):

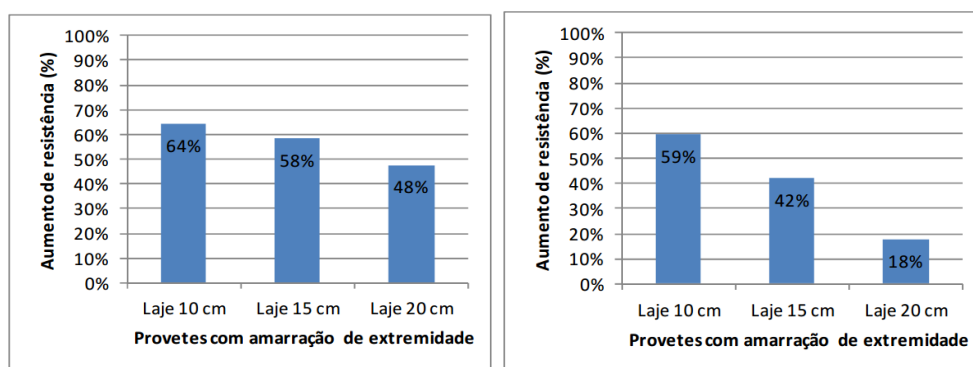
$$V_{v,Rd} = v_{min} b_0 d_p \quad (2.15)$$

em que:

$$v_{min} = 0,035 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} \right)^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (2.16)$$

Mais recentemente no **DEC-FCTUC** Pereira (2012), realizou um estudo experimental com o intuito de analisar os modelos de cálculo da NP EN 1994-1-1 para avaliação de resistência ao esforço transverso. O programa experimental consistiu na realização de 12 modelos de laje, 6 com espessura de 0,8 mm e outros 6 com espessura de 1,0 mm, distintos com e sem amarração de extremidade, garantindo nos provetes com amarração de extremidade um funcionamento em conjunto dos dois materiais (Pereira, 2012).

A introdução da amarração de extremidade conduziu os provetes a um ganho significativo de resistência, como pode ser observado na Figura 2.10.



(a) provetes com chapa de 0,8 mm

(b) provetes com chapa de 1,0 mm

Figura 2.10 – Aumento de resistência dos provetes devido ao efeito de amarração de extremidade (Pereira, 2012)

O estudo levou Pereira (2012) a realizar uma análise comparativa entre os valores de cálculo para o esforço transverso resistente V_{Rd} , segundo a metodologia das normas EN 1994-1-1, ENV 1994-1-1, EN 1993-1-3, duas hipóteses de cálculo apresentadas pelo mesmo e os resultados obtidos experimentalmente.

A hipótese de cálculo 1 considera que a resistência ao esforço transverso é dada pela soma da resistência das nervuras de betão, calculada pela EN 1994-1-1, juntamente com a resistência da chapa perfilada, calculada pela EN 1993-1-3, como é apresentada na equação (2.17) (Pereira, 2012).

$$V_{Rd(HIP1)} = V_{EC3,Rd} + V_{EC4,Rd} \quad (2.17)$$

Na Figura 2.11 é apresentado um esquema com as zonas que representam a contribuição da chapa e do betão para a Hipótese 1.

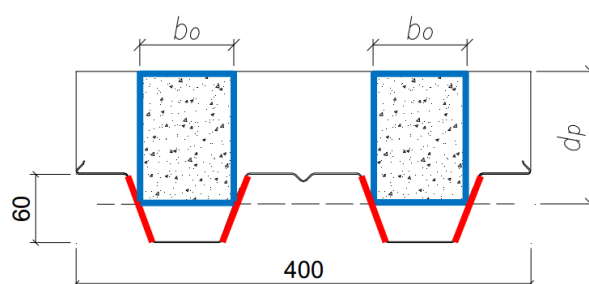


Figura 2.11 – Contribuição da chapa e do betão – Hipótese de cálculo 1 (Pereira, 2012)

A hipótese de cálculo 2 considera que a resistência ao esforço transverso é calculada segundo a cláusula 6.2.2 da EN 1992-1-1, admitindo a contribuição da chapa perfilada que se encontra no interior da largura b_0 , sendo esta assimilada a uma armadura (Figura 2.12) (Pereira, 2012).

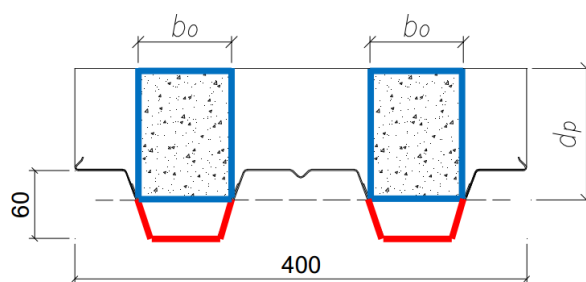


Figura 2.12 – Contribuição da chapa e do betão – Hipótese de cálculo 2 (Pereira, 2012)

Com base na comparação da resistência ao esforço transverso das várias metodologias com a dos resultados experimentais, apresentada na Figura 2.13, concluiu-se que existindo amarração de extremidade poderia considerar-se de forma segura a contribuição das nervuras de betão juntamente com a resistência da chapa perfilada apresentada na hipótese de cálculo 1. Quanto à hipótese de cálculo 2 verificou-se uma resistência superior à determinada pela EN 1994-1-1 e uma resistência próxima da determinada pela ENV 1994-1-1, tornando-se uma hipótese válida

para os casos com e sem amarração de extremidade. Posto isto, poderia admitir-se a Hipótese 2 como válida conduzindo a dimensionamentos mais económicos (Pereira, 2012).

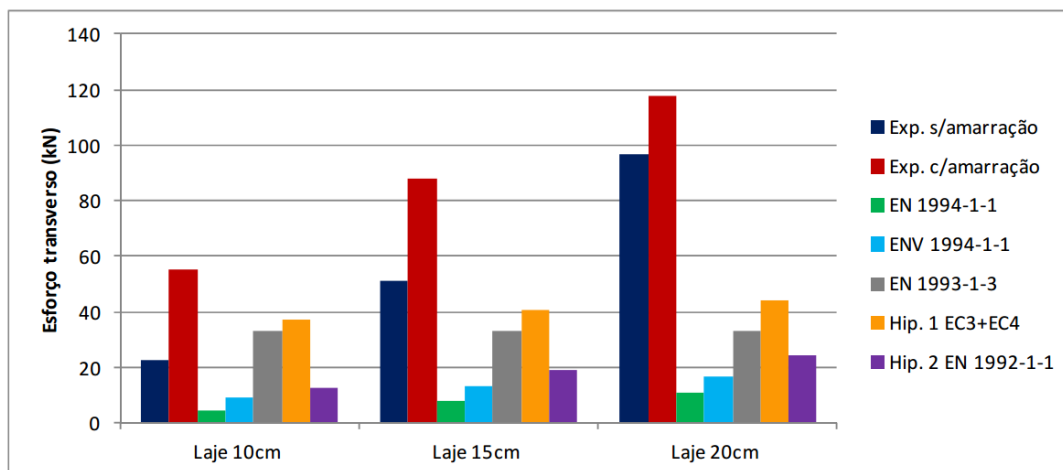


Figura 2.13 – Comparação de metodologias – Chapa 1,0 mm (Pereira, 2012)

Em resumo, e de modo a uma melhor perceção das hipóteses de calculo teóricas utilizadas no decorrer do presente trabalho, é apresentado no Quadro 2.2 uma síntese com as formulações das várias metodologias de cálculo.

Quadro 2.2 – Hipóteses para o cálculo da resistência ao esforço transverso em lajes mistas

Hipótese de cálculo	Formulação
Goh et al. 1998	$\Phi V_u = \frac{\Phi(1.5H_m + (M_{up}/bD_c^2))bD_c}{1.5 - \mu}$
ABNT NBR 8800:2008	$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} \leq V_{máx}$
ENV 1994-1-1:1992	$V_{v,Rd} = \frac{b_0}{b} d_p \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40\rho)$
NP EN 1994-1-1	$V_{v,Rd} = [C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}] b_0 d_p$
Hipótese de cálculo 1 (Pereira, 2012)	$V_{Rd(HIP1)} = V_{EC3,Rd} + V_{EC4,Rd}$
Hipótese de cálculo 2 (Pereira, 2012)	$V_{v,Rd} = [C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}] b_0 d_p$ com contribuição da chapa perfilada que se encontra no interior da largura b_0

3 CAMPANHA EXPERIMENTAL

3.1 Introdução

A campanha experimental realizada no âmbito da presente dissertação contempla a concretização de dois ensaios experimentais, inseridos no projeto de investigação “*INOV-LAMI- Desenvolvimento de sistemas de reforço inovadores e aperfeiçoamento de modelos de cálculo em lajes mistas aço-betão*”. Os dois ensaios experimentais, com variação da altura da laje, têm como principal objetivo o estudo da resistência de lajes mistas quando sujeitas a esforço transverso. Os resultados obtidos da campanha experimental foram comparados com os resultados obtidos através das formulações analíticas e da análise numérica. Para além dos dois provetes ensaiados, no âmbito do presente trabalho, foram ainda caracterizados os materiais utilizados.

Assim, no presente capítulo, é feita uma descrição do programa de caracterização dos materiais, é apresentada a geometria dos provetes ensaiados e por fim é apresentado e detalhado todo o procedimento do ensaio experimental, incluindo todos os equipamentos necessários para a realização da campanha experimental.

3.2 Programa de Caracterização dos Materiais

3.2.1 Caracterização do Betão

De modo a classificar o tipo de betão utilizado nos ensaios experimentais foram realizados testes, numa prensa AMSLER (Figura 3.1), em 3 provetes cúbicos recolhidos na data de betonagem das lajes mistas. Os ensaios dos 3 provetes cúbicos com 150 mm de aresta foram realizados, no dia dos ensaios experimentais segundo a norma NP EN 12390-3, para caracterização da resistência mecânica do betão na situação do ensaio.

Destes 3 ensaios é possível obter o valor médio da tensão de rotura à compressão das amostras dos provetes cúbicos, $f_{cm,cube}$. Assumindo que a resistência do betão apresenta valores de certo modo inconstantes, é necessário ter em conta a dispersão dos resultados para se obter o valor de resistência característica do betão, $f_{ck,cube}$, valor que admitindo uma distribuição normal pode ser obtido pela expressão (3.1) (Appleton e Costa, 2002).

$$f_{ck,cube} = (1 - 1,64 \times \delta) \times f_{cm,cube} \quad (3.1)$$

em que:

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n \left(\frac{f_{ci} - f_{cm}}{f_{cm}} \right)^2}$$

$$f_{cm,cube} = \frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n f_{ci,cube}$$

A partir do valor característico da tensão de rotura à compressão de um provete cúbico, $f_{ck,cube}$, é possível estimar o valor característico da tensão de rotura à compressão de um provete cilíndrico, $f_{ck,cyl}$ através da equação (3.2) (Lúcio, 2006).

$$f_{ck,cyl} = 0,80 f_{ck,cube} \quad (3.2)$$



Figura 3.1 – Ensaio de uma amostra dos provetes cúbicos de betão

A partir do valor característico da tensão de rotura à compressão de um provete cilíndrico foi possível estimar o valor médio da tensão de rotura à compressão em provetes cilíndricos através da seguinte expressão (NP EN 1992-1-1):

$$f_{cm,cyl} = f_{ck,cyl} + 8 \quad (3.3)$$

Para além destes valores foi ainda calculado o módulo de elasticidade, em função do valor da resistência média do betão, recorrendo à equação (3.4) retirada da norma NP EN 1992-1-1. Os valores correspondentes às propriedades mecânicas do betão são apresentados no Quadro 3.1.

$$E_{cm} = 22 [(f_{cm})/10]^{0,3} \quad (3.4)$$

Quadro 3.1 – Propriedades mecânicas do betão

Provete	Idade do Betão (dias)	$f_{ci,cube}$ (MPa)	$f_{cm,cube}$ (MPa)	$f_{ck,cube}$ (MPa)	$f_{ck,cyl}$ (MPa)	$f_{cm,cyl}$ (MPa)	E_{cm} (GPa)
1	134	34,06	34,22	32,82	26,26	34,26	31,83
2		35,33					
3		33,27					

3.2.2 Caracterização do aço da Chapa Perfilada

O aço da chapa perfilada utilizada para a execução da laje mista é classificado nominalmente pela empresa “O Feliz” como S320GD+Z e foi concebida, para o projeto em questão, seguindo as características geométricas apresentadas na Figura 3.2. As propriedades necessárias para a avaliação da resistência ao esforço transverso da chapa perfilada são apresentadas no Quadro 3.2.

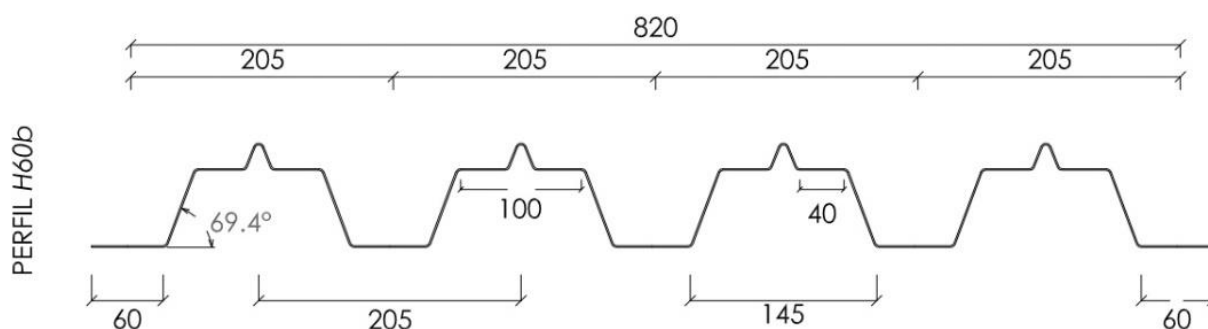


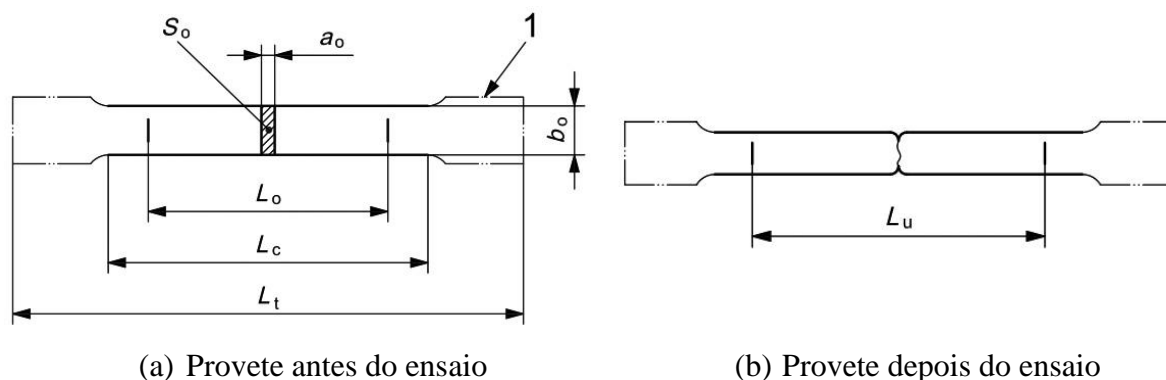
Figura 3.2 – Secção transversal da chapa perfilada – H60b

Quadro 3.2 - Propriedades geométricas da secção transversal da chapa perfilada

Tipo de Perfil	Peso (kN/m ²)	h (mm)	y_g (mm)	h_w (mm)	s_w (mm)	ϕ (graus)
H-60 (“O Feliz”) $t = 1,0 \text{ mm}$	0,111	60	39,55	59	63,23	69,44

Para além da caracterização geométrica da chapa perfilada houve ainda a necessidade de determinar as suas propriedades mecânicas através de ensaios de tração uniaxial, realizados de acordo com a norma ISO 6892-1. As propriedades mecânicas serviram para a avaliação da resistência, determinada analiticamente, e para a calibração dos modelos numéricos. Foram

então analisados 3 provetes de aço da chapa perfilada, com 1 mm de espessura, seguindo a geometria apresentada na Figura 3.3.



- a_0 – Espessura original
- b_0 – Largura do provete indeformado
- L_c – Comprimento do provete entre raios de curvatura
- L_0 – Abertura do extensómetro
- L_t – Comprimento total do provete

Figura 3.3 – Características geométricas dos provetes de aço (Adotado da ISO 6892-1)

As propriedades geométricas dos 3 provetes de aço, construídos a partir da chapa perfilada, são apresentadas no Quadro 3.3. É importante salientar que segundo a norma EN 1993-1-3 é necessário retirar à espessura original do provete a espessura da camada de proteção de zinco, pelo que os valores apresentados no Quadro 3.3 contemplam as duas espessuras.

Quadro 3.3 - Propriedades geométricas dos provetes de aço

Provete	a_0 (mm)	a_0^* (mm)	b_0 (mm)	S_0 (mm ²)	L_0 (mm)	L_c (mm)
C.1	0,97	0,93	20,15	21,36	25,00	65,16
C.2	0,98	0,94	20,03	19,63		62,04
C.3	0,97	0,93	20,07	18,87		61,54

a_0^* - Espessura excluindo 0,04 mm de proteção de zinco

Os provetes foram então ensaiados numa máquina de testes universal, com o auxílio de um extensómetro mecânico (Figura 3.4– (a)), onde foram levados até à rotura, como se pode observar na Figura 3.4– (b).

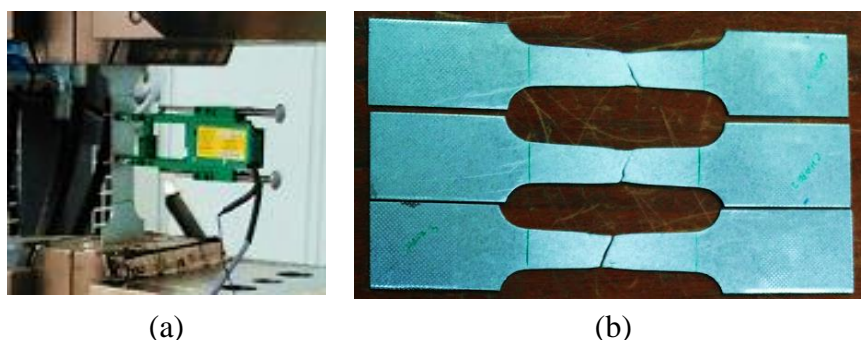


Figura 3.4 – (a) Extensómetro mecânico; (b) Provetes no final do ensaio

Do ensaio realizado obtiveram-se os valores de força e de abertura do extensómetro mecânico. Para cada valor de força instalada, F_{test} , obteve-se o correspondente valor de tensão a partir da equação (3.5) e para cada valor de deformação do extensómetro mecânico, ΔL , obteve-se a correspondente extensão a partir da equação (3.6). Na Figura 3.5 apresenta-se o gráfico tensão-extensão para os 3 provetes de aço ensaiados.

$$\sigma = \frac{F_{test}}{a_0 * b_0} \quad (3.5)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad (3.6)$$

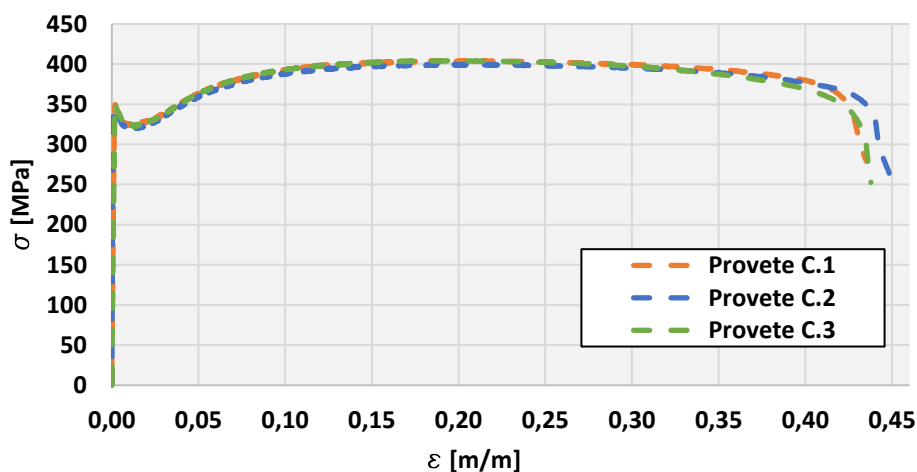


Figura 3.5 – Gráfico tensão-extensão do aço da chapa perfilada

Seguindo os pressupostos da norma EN 1993-1-3 obteve-se o valor da tensão de cedência a partir do limite superior da curva ($f_y = R_{eH}$) e obteve-se o valor da tensão última a partir do valor de tensão mais elevado ($f_u = R_m$). As propriedades mecânicas do aço apresentam-se no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Propriedades mecânicas do aço da chapa perfilada

Provete	a_0^* (mm)	f_{yp} (MPa)	f_{ypm} (MPa)	f_{up} (MPa)	f_{upm} (MPa)
C.1	0,93	349,70	349,77	404,31	402,88
C.2	0,94	346,60		400,01	
C.3	0,93	353,02		404,32	

Para além dos valores de tensão pretendeu-se ainda estimar o módulo de elasticidade do aço através de uma regressão linear, num intervalo de extensão em que o aço ainda se encontrasse em fase elástica (Figura 3.6). O provete C.2 foi desprezado na determinação do módulo de elasticidade, uma vez que a medição em fase elástica se afastou de um andamento linear.

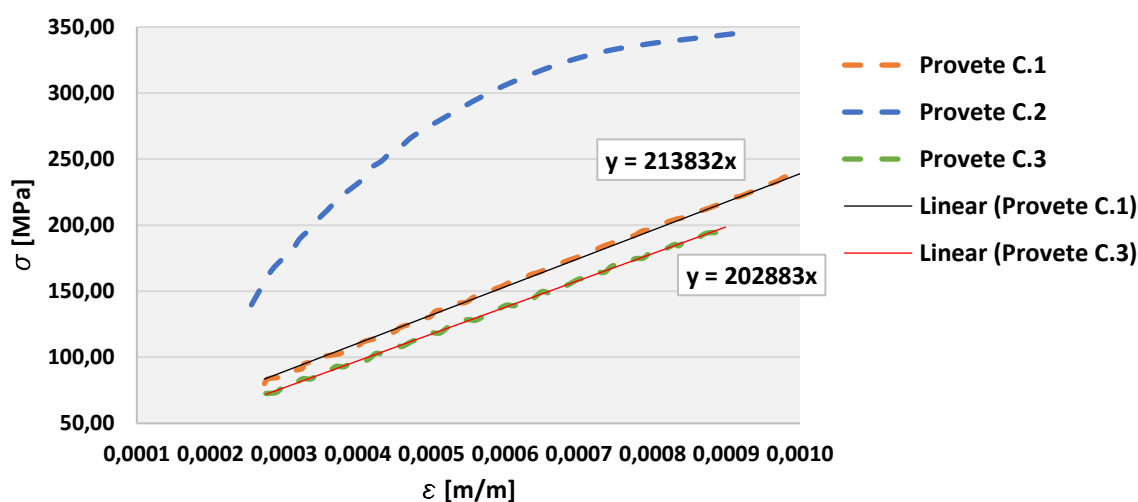


Figura 3.6 – Determinação do módulo de elasticidade

Analisando o gráfico da Figura 3.6 e com base nas retas de regressão linear, apresenta-se no Quadro 3.5 o módulo de elasticidade de cada provete ensaiado, E_i , e o módulo de elasticidade médio do aço da chapa perfilada, E_m .

Quadro 3.5 – Módulo de elasticidade do aço da chapa perfilada

Provete	E_i (GPa)	E_m (GPa)
C.1	213,82	208,35
C.2	-	
C.3	202,88	

3.3 Geometria dos provetes

O estudo da resistência ao corte vertical das lajes mistas, efetuado durante a elaboração da presente dissertação, consistiu na realização de 2 ensaios experimentais com variação da altura de betão. Como o projeto de investigação engloba o estudo de um sistema de reforço ao corte longitudinal houve a necessidade, por parte da empresa O Feliz Metalomecânica S. A, de alterar a configuração da chapa perfilada; tendo esta de ser fabricada por quinagem, não foi possível manter as bossas da chapa H60. Com isto, o sistema de reforço longitudinal teve a função de garantir um funcionamento em conjunto dos dois materiais e a função de impedir um modo de rotura da laje por corte longitudinal.

Ambos os provetes apresentam um comprimento de 2200 mm e chapa perfilada com 1 mm de espessura. Na face superior da laje foi ainda colocada malhasol (bidirecional) com afastamento de 100 mm, 3,8 mm de diâmetro e um recobrimento de 25 mm. As restantes propriedades geométricas dos provetes ensaiados encontram-se indicadas no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Secção transversal dos provetes ensaiados

Proвете	Secção transversal dos provetes
Ensaio E.1	
Ensaio E.2	

A pormenorização do sistema de reforço longitudinal não é detalhada ao longo da dissertação, uma vez que se trata de informação confidencial da empresa parceira do projeto de investigação. A preparação e a betonagem dos provetes da laje mista efetuaram-se numa fase anterior ao início da elaboração do presente trabalho, não tendo havido contribuição ativa nestas fases. Na Figura 3.7 apresenta-se a preparação de um dos provetes antes e após a betonagem.

Nos ensaios experimentais estudou-se uma laje com 820 mm de largura, o correspondente a 4 nervuras de laje. Com vista a simular corretamente a continuidade da laje na direção transversal foram efetuadas dobras nas extremidades de maior comprimento da chapa perfilada. Após a betonagem a dobra da chapa fica embebida no betão, aproximando assim o comportamento à situação real, ou seja, de laje contínua transversalmente (Pereira, 2012).



Figura 3.7 – Preparação dos provetes antes e após a betonagem

3.4 Procedimento dos ensaios experimentais

3.4.1 Instrumentação

Para a realização dos ensaios experimentais foi necessária a utilização de um pórtico de reação constituído por dois elementos verticais (Figura 3.8a) e um elemento horizontal (Figura 3.8b) de elevada rigidez, fixo à laje de reação do LEMEC. A elevada rigidez do pórtico de reação é relevante, uma vez que permitiu que a força do macaco hidráulico fosse aplicada sem ocorrência de deformações do elemento horizontal.

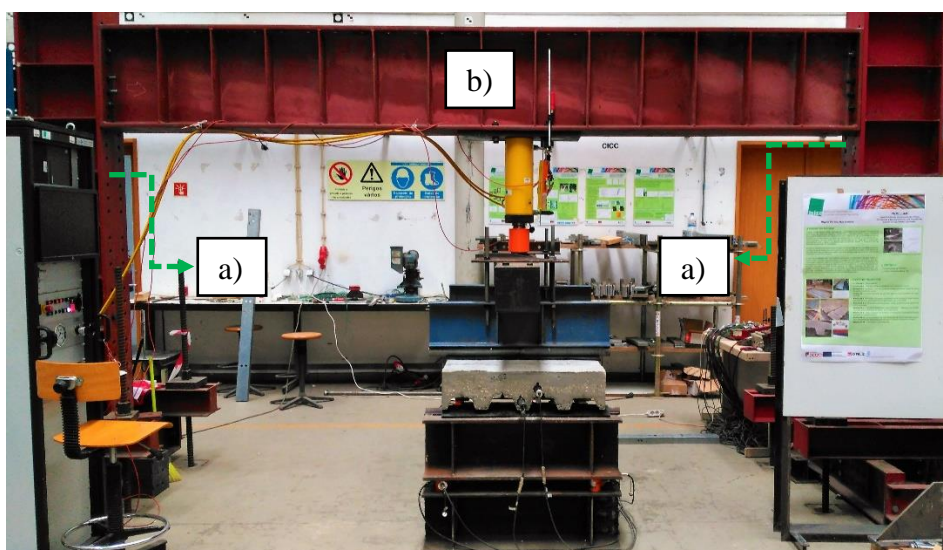


Figura 3.8 – Pórtico de reação

No que diz respeito à instrumentação, foram utilizados equipamentos e dispositivos laboratoriais disponíveis no LEMEC, tais como: macaco hidráulico (Figura 3.9a); uma célula de carga colocada na parte inferior do macaco hidráulico com a finalidade de medir a força aplicada (Figura 3.9b); 4 LVDT's (Transformador Diferencial Variável Linear) de 200 mm (Figura 3.9c); 4 LVDT's de 50 mm (Figura 3.9d); 2 grupos de 4 células de carga, cada um colocado sob os apoios das extremidades (Figura 3.9e), com a finalidade de medição das reações de apoio verticais (correspondentes ao esforço transverso do elemento ensaiado); e extensómetros (YFLA-5-11 de 120Ω).

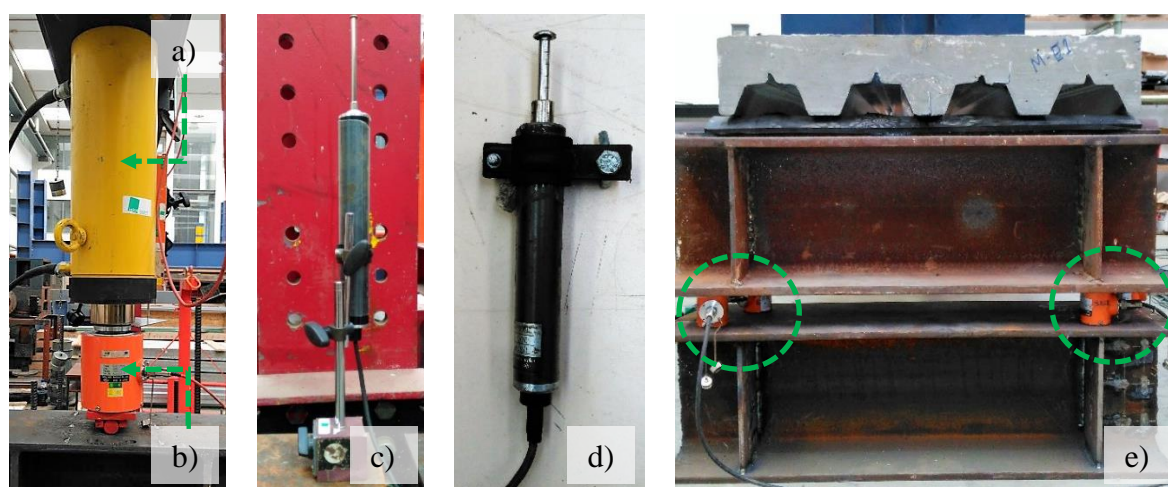


Figura 3.9 – Instrumentação do ensaio experimental

As células de carga, do fabricante TML, são transdutores utilizados com a finalidade de converter a deformação imposta pela força aplicada, em sinais elétricos. A deformação é detetada por meio de extensómetros instalados no interior da célula de carga que transmitem ao canal de saída sinais elétricos, posteriormente transformados em força através da utilização de um aparelho eletrônico de aquisição de dados ao longo do tempo (Data Logger TDS-530 (Figura 3.10)). O Data Logger utilizou-se ainda para registar as extensões da chapa através da alteração de resistência nos extensómetros e para medir os deslocamentos verticais lineares dos LVDT's.



Figura 3.10 – Data Logger TDS-530

3.4.2 Montagem dos ensaios experimentais

A montagem do sistema de apoio dos ensaios experimentais à escala real consistiu na utilização de dois perfis HEB 300 (Figura 3.11-[4]), em cada extremidade, colocando entre eles 4 células de carga para medição das reações de apoio (Figura 3.11-[10]). No que diz respeito às condições de fronteira dos provetes garantiu-se que o tipo de apoio dos provetes seria o correspondente a uma laje simplesmente apoiada através da fixação, no topo da alma superior do perfil HEB 300, de um cilindro Ø30 mm de aço com 1,0 m (Figura 3.11-[7]) e um prisma semicircular Ø60 mm com 1,0 m (Figura 3.11-[8]). Os provetes da laje mista foram posicionados sobre os elementos de apoio, colocando entre eles uma placa de neoprene de modo a evitar o esmagamento local dos materiais e por forma a garantir uma melhor distribuição de tensões (Figura 3.11-[9]).

Em relação à montagem do sistema de carregamento recorreu-se à utilização de um pórtico de reação de elevada rigidez, como se referiu no subcapítulo 3.4.1, no qual se fixou o macaco hidráulico e se colocou a célula de carga (Figura 3.11-[1]). Na parte inferior da célula de carga colocou-se um perfil HEB 300 (Figura 3.11-[3]), de elevada rigidez com 2,5 m, de modo a garantir que a carga (P), proveniente do macaco hidráulico, fosse distribuída de igual modo por dois perfis IPE 300 (Figura 3.11-[5]) aparafusados ao perfil HEB 300. No banzo inferior dos perfis IPE 300 foram soldados cilindros Ø80 mm de aço com 1,0 m de comprimento (Figura 3.11-[6]), responsáveis por transmitir a carga à laje mista. Entre os cilindros de aço e a face superior da laje de betão colocou-se uma placa de neoprene pelas mesmas razões enunciadas anteriormente. Na Figura 3.11 é apresentado o esquema global de montagem utilizado na realização dos ensaios experimentais.

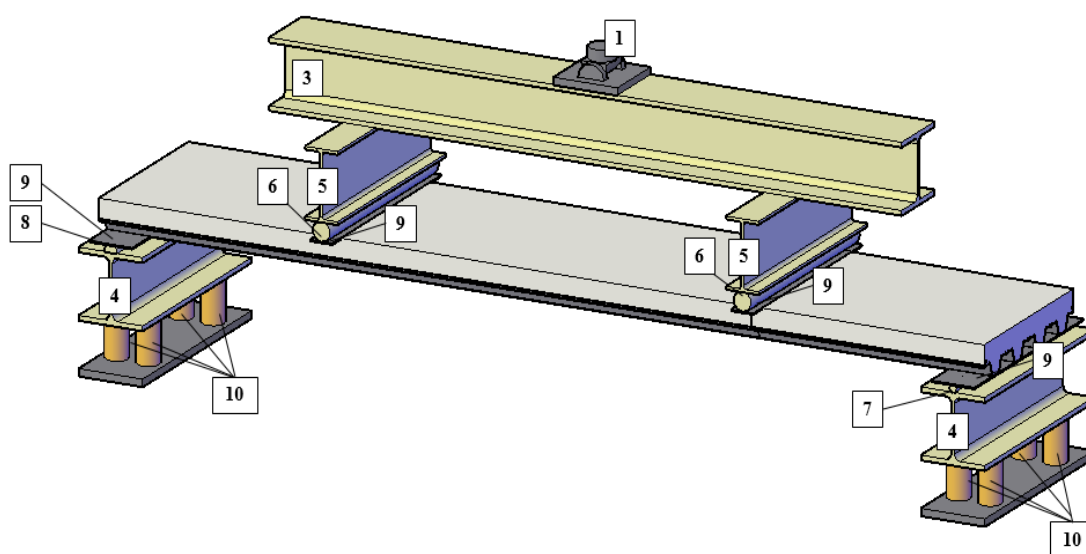
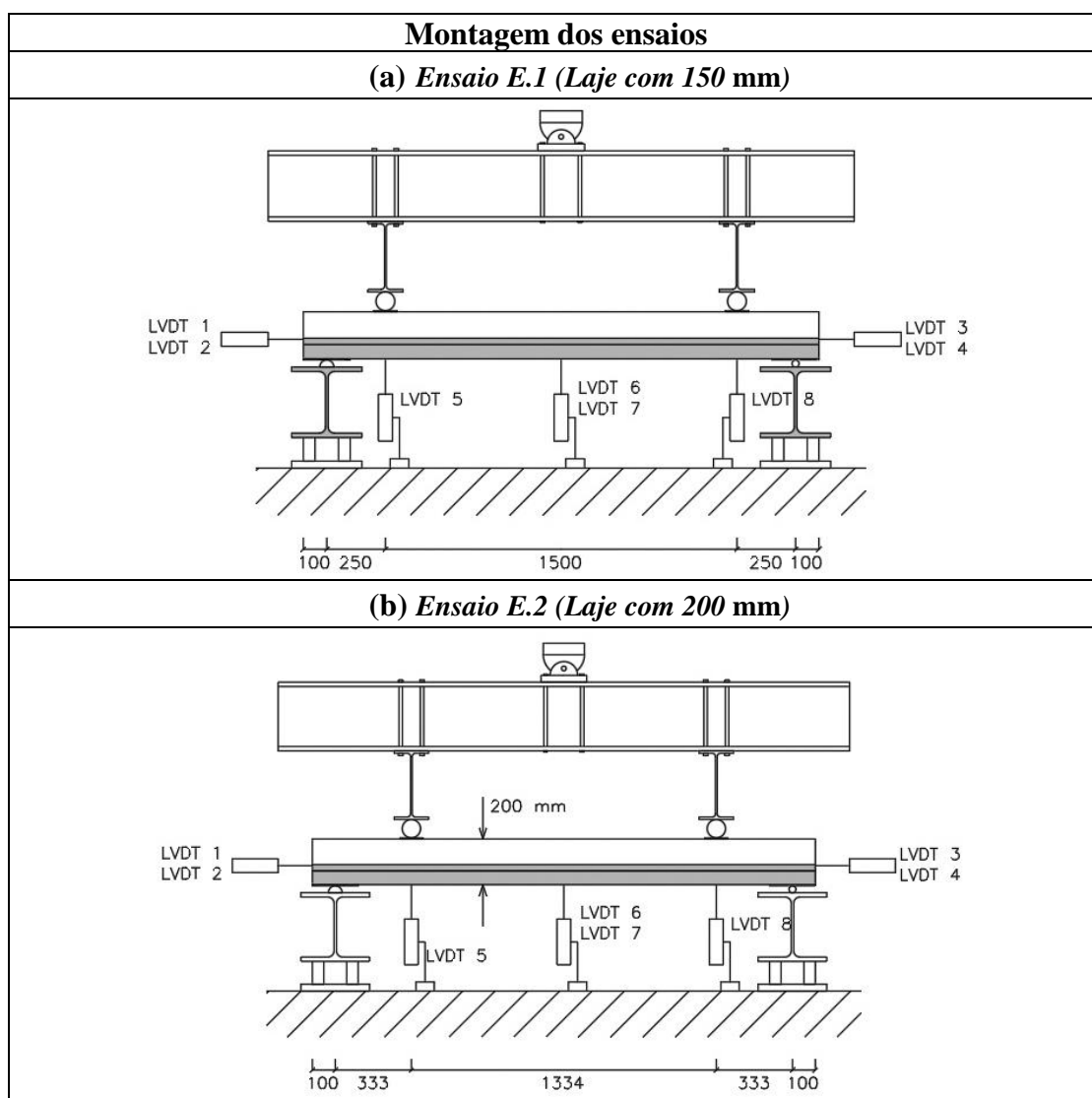


Figura 3.11 – Esquema da montagem do sistema de ensaio

O carregamento sobre os provetes simplesmente apoiados, com um vão livre $L = 2,00$ m, foi conseguido através da aplicação de duas cargas concentradas lineares, iguais, dispostas da seguinte forma: no ensaio E.1 as cargas foram aplicadas a uma distância de 250 mm do apoio (correspondente a um vão de corte $L_s = L/4$ (Quadro 3.7a)); no ensaio E.2 as cargas foram aplicadas a uma distância de 333 mm do apoio (correspondente a um vão de corte $L_s = L/6$ (Quadro 3.7b)). O vão de corte, L_s , correspondente à distância entre o eixo dos apoios e o eixo de aplicação das cargas lineares, deve ser relativamente curto de maneira a evitar que o modo de rotura dos provetes seja por flexão excessiva ou por corte longitudinal excessivo. Isto porque à medida que o valor do vão de corte aumenta, aumentam também os esforços de flexão e de corte longitudinal. Para além dos vãos enunciados anteriormente, foi ainda considerada uma distância entre o eixo dos apoios e a extremidade da laje de 100 mm.

Quadro 3.7 – Vista lateral da montagem do ensaio experimental



No que diz respeito às deformações dos ensaios experimentais, mediram-se as deformações relativas entre a chapa perfilada e o betão, e as deformações verticais da laje mista. Por forma a avaliar a resistência ao corte longitudinal da laje mista foram colocados 2 LVDT's de 50 mm, em cada extremidade da laje mista (Figura 3.12). Para isso foi soldada uma chapa no banzo superior e no banzo inferior da chapa perfilada onde foram posteriormente acoplados os respetivos defletómetros.



Figura 3.12 – Disposição dos LVDT's de 50 mm

Relativamente à avaliação dos deslocamentos verticais dos banzos inferiores da chapa perfilada foram colocados 4 LVDT's de 200 mm, na parte inferior dos provetes, dispostos da seguinte forma: 2 LVDT's colocados por forma a medir o deslocamento vertical a meio vão (Figura 3.13-(a)) e 2 LVDT's colocados por forma a medir o deslocamento vertical na zona de aplicação de carga (Figura 3.13-(b)).

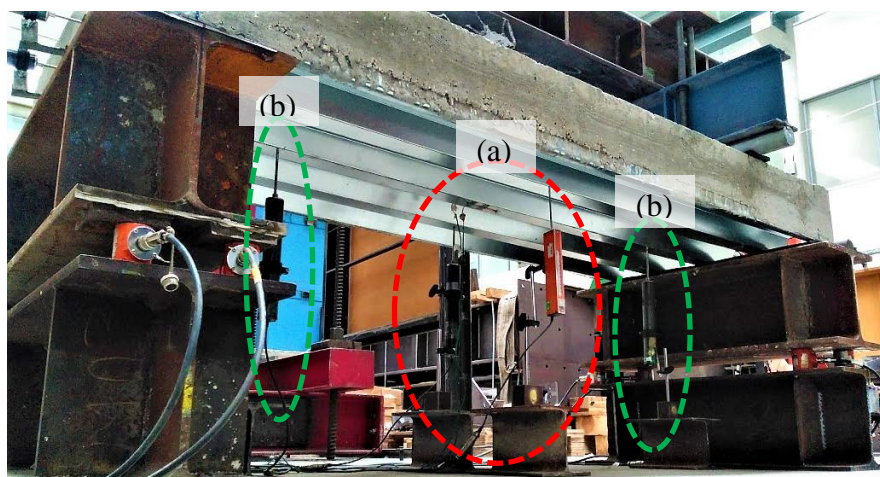


Figura 3.13 - Disposição dos LVDT's de 200 mm

Para além das deformações do provete foram ainda avaliadas as tensões no aço da chapa perfilada através da colocação dos extensómetros nas zonas relevantes. Os extensómetros,

colocados no banzo inferior e no banzo superior da chapa perfilada (Figura 3.14), a meio vão, medem a extensão da chapa ao longo do ensaio, valor a partir do qual é possível determinar a tensão instalada na chapa para o mesmo instante.



Figura 3.14 – Disposição dos extensómetros

3.4.3 Carregamento

O carregamento dos ensaios experimentais foi efetuado com controlo de deslocamentos. A aplicação do carregamento com esta metodologia permitiu avaliar a resposta dos provetes para além do instante onde a carga máxima é atingida, ou seja, é possível avaliar o comportamento do provete numa fase descendente da capacidade de carga. A aplicação do carregamento foi comandada através de uma unidade de controlo ligada ao macaco hidráulico.

Numa fase inicial dos ensaios experimentais foi aplicada uma pré-carga, de valor reduzido, de modo a ajustar os elementos constituintes dos provetes. No seguimento da aplicação da pré-carga foi aplicado um deslocamento constante de 0,01 mm/s até à rotura dos provetes.

3.5 Análise e discussão de resultados

3.5.1 Previsão dos ensaios a partir das normas

No capítulo 2 da presente dissertação foram apresentadas várias metodologias de cálculo da resistência ao esforço transverso de uma laje mista, resumidas no Quadro 2.2. Com base nas metodologias é apresentada em seguida o cálculo da resistência ao esforço transverso dos provetes, de modo a obter uma previsão de carga dos ensaios e posteriormente fazer a comparação dos resultados experimentais com os resultados analíticos. Nestes cálculos foram sempre utilizadas as propriedades reais, geométricas e materiais, medidas.

Na aplicação das várias metodologias calculou-se a resistência ao esforço transverso, $V_{v,Rd}$, para um metro de largura de laje, e o valor da carga máxima suportada pelos provetes, $P_{m\acute{a}x} = 2 \times P/2$.

A resistência ao esforço transverso, segundo Goh *et al* (1998), foi calculada com base na resistência mecânica da laje mista, H_m , e no momento resistente da chapa perfilada, $M_{Rd,ef}$. O valor da resistência mecânica da laje mista, H_m , foi adaptado de Liang (2015), uma vez que o valor correto é geralmente determinado a partir de ensaios de lajes à escala real ou de ensaios específicos de deslizamento em escala reduzida. Para o valor do momento resistente da chapa perfilada, $M_{Rd,ef}$, optou-se por utilizar o valor correspondente ao perfil H60 de 7,2 kNm/m, uma vez que a chapa H60b apresenta características geométricas semelhantes. No Quadro 3.8 é apresentada a determinação da resistência ao esforço transverso da laje mista, $V_{v,Rd}$, e o valor da carga última correspondente à contribuição da resistência dos dois materiais.

Quadro 3.8 – Esforço transverso resistente e carga última [Goh et al. 1998]

	D_c [mm]	b [mm]	ϕ	μ	H_m [KPa]	$M_{Rd,ef}$ [kN.m]	$V_{v,Rd}$ [kN/m]	$P_{m\acute{a}x}$ [kN]
Ensaio E.1	150	205	0,8	0,5	250	7,20	83,40	136,78
Ensaio E.2	200						88,80	145,63

A resistência ao esforço transverso segundo a norma ABNT NBR 8800:2008, como se apresenta no Quadro 3.9, foi calculada somando a contribuição da resistência da chapa perfilada, $V_{v,F,Rd}$, com a contribuição da resistência do betão, $V_{v,C,Rd}$. No cálculo de $V_{v,C,Rd}$ admitiu-se que a área de armadura longitudinal em tração, A_{sl} , correspondia à área do banzo inferior da chapa perfilada.

Quadro 3.9 - Esforço transverso resistente e carga última [ABNT NBR 8800:2008]

	h [mm]	t [mm]	h/t	f_y [MPa]	E [GPa]	γ	$V_{v,F,Rd}$ [kN/alma]	$V_{v,F,Rd}$ [kN]
Ensaio E.1	64,08	0,96	64,08	349,77	208,35	1,1	10,40	83,16
Ensaio E.2								
	b_n [mm]	k_v	A_{sl} [mm ²]	A_v [mm ²]	ρ [%]	τ_{Rd} [MPa]	$V_{v,C,Rd}$ [kN/m]	$V_{v,C,Rd}$ [kN]
Ensaio E.1	205	1,0	60,33	17304,90	0,349	0,363	41,08	33,69
Ensaio E.2				26398,00	0,229		60,43	49,55
	$V_{v,Rd}$ [kN]		$P_{m\acute{a}x}$ [kN]					
Ensaio E.1	116,85		233,70					
Ensaio E.2	132,71		265,42					

A resistência ao esforço transverso segundo a norma ENV 1994-1-1:1992, como se apresenta no Quadro 3.10, foi calculada com uma área de armadura longitudinal em tração, A_p , igual $137,01 \text{ mm}^2$, correspondente à área de chapa perfilada dentro da largura b_0 .

Quadro 3.10 - Esforço transverso resistente e carga última [ENV 1994-1-1:1992]

	b_0 [mm]	b [mm]	d_p [mm]	τ_{Rd} [MPa]	k_v	A_p [mm ²]	ρ [%]	$V_{v,Rd}$ [kN/m]	P_{max} [kN]
Ensaio E.1	89,19	205	110,45	0,30	1,49	137,01	1,39	37,71	61,85
Ensaio E.2			160,45		1,44		0,96	47,72	78,26

No que diz respeito à resistência ao esforço transverso segundo a norma NP EN 1994-1-1, como se apresenta no Quadro 3.11, foi calculada a partir da NP EN 1992-1-1 ignorando a contribuição da chapa perfilada, assumindo assim uma área de armadura longitudinal em tração, A_p , igual a 0 mm^2 .

Quadro 3.11 - Esforço transverso resistente e carga última [NP EN 1994-1-1]

	b_0 [mm]	b [mm]	d_p [mm]	$C_{Rd,c}$	k	A_p [mm ²]	ρ [%]	$V_{v,Rd}$ [kN/m]	P_{max} [kN]
Ensaio E.1	89,19	205	110,45	0,12	2,00	0,00	0,00	27,51	45,12
Ensaio E.2			160,45					39,97	65,55

A resistência ao esforço transverso segundo a hipótese 1 de Pereira (2012), corresponde à soma da contribuição da resistência do betão com a contribuição da resistência da chapa perfilada. Uma vez que esforço transverso resistente do betão, ignorando a contribuição da chapa perfilada, foi determinado no Quadro 3.11, resta apenas determinar a contribuição da resistência da chapa perfilada. No Quadro 3.12 é apresentado o valor da resistência ao esforço transverso da chapa perfilada, $V_{b,Rd}$, a partir da norma NP EN 1993-1-1, e o valor da carga última correspondente à contribuição da resistência dos dois elementos.

Quadro 3.12 - Esforço transverso resistente e carga última [Hipótese 1 (Pereira, 2012)]

	t [mm]	s_w [mm]	ϕ [rad.]	E [GPa]	λ_w	f_{bv} [MPa]	$V_{b,Rd}$ [kN]
Ensaio E.1	0,96	63,23	1,21	208,35	0,934	179,81	81,47
Ensaio E.2							
	$V_{v,Rd}$ [kN]		$P_{m\acute{a}x}$ [kN]				
Ensaio E.1	104,03		208,07				
Ensaio E.2	114,25		228,49				

Em relação à hipótese 2 de Pereira (2012), era expectável que os valores da resistência ao esforço transverso fossem próximos dos calculados pela norma ENV 1994-1-1:1992, uma vez que a contribuição da chapa perfilada é considerada de igual forma. No Quadro 3.13 é apresentado o valor da resistência ao esforço transverso da chapa perfilada, $V_{b,Rd}$, que representa um acréscimo de cerca de 10% em relação à norma ENV 1994-1-1:1992.

Quadro 3.13 - Esforço transverso resistente e carga última [Hipótese 2 (Pereira, 2012)]

	b_0 [mm]	b [mm]	d_p [mm]	$C_{Rd,c}$	k	A_p [mm ²]	ρ [%]	$V_{b,Rd}$ [kN/m]	P_{max} [kN]
Ensaio E.1	89,19	205	110,45	0,12	2,00	137,01	1,39	41,48	68,03
Ensaio E.2			160,45				0,96	53,20	87,25

No Quadro 3.14 é apresentado um resumo dos valores do esforço resistente obtidos através das diversas metodologias abordadas no capítulo 2. Observando o quadro conclui-se que a metodologia de cálculo da norma NP EN 1994-1-1 é a que apresenta valores de resistência ao esforço transverso mais conservadores, quando comparada com os valores de resistência das outras metodologias. O valor de resistência calculado a partir da norma **NP EN 1994-1-1** corresponde a cerca de 20%, no caso do ensaio E.1, e a cerca de 25%, no caso do ensaio 2, do valor calculado pela norma **ABNT NBR 8800:2008**.

Quadro 3.14 – Resumo da avaliação do esforço transverso resistente dos provetes ensaiados

	Metodologia de cálculo	P_{max} [kN]
Ensaio E.1	<i>Goh et al. 1998</i>	136,78
	<i>ABNT NBR 8800:2008</i>	233,70
	<i>ENV 1994-1-1:1992</i>	61,85
	<i>NP EN 1994-1-1</i>	45,12
	<i>Hipótese 1 (Pereira, 2012)]</i>	208,07
	<i>Hipótese 2 (Pereira, 2012)]</i>	68,03
Ensaio E.2	<i>Goh et al. 1998</i>	145,63
	<i>ABNT NBR 8800:2008</i>	265,42
	<i>ENV 1994-1-1:1992</i>	78,26
	<i>NP EN 1994-1-1</i>	65,55
	<i>Hipótese 1 (Pereira, 2012)]</i>	228,49
	<i>Hipótese 2 (Pereira, 2012)]</i>	87,25

3.5.2 Resultados experimentais

Na discussão dos resultados experimentais foi analisado o valor da carga última e do deslocamento vertical através da curva $P - \delta_v$, e foi analisada a deformação relativa entre a chapa perfilada e o betão. Na Figura 3.15 o valor de $P_{máx}$ corresponde a duas vezes o valor de $P/2$, proveniente do macaco hidráulico, mais o peso próprio dos elementos de carregamento e da laje mista e o valor de δ_v , corresponde à flecha global máxima a meio vão. De forma a avaliar a deformação relativa horizontal, entre a chapa perfilada e o betão, foi medido o valor em ambas as extremidades da laje mista ($\delta_{h,esq}$ e $\delta_{h,dir}$, como se ilustra na Figura 3.15). O valor de $V_{v,Ed}$, apresentado na Figura 3.15, corresponde a metade da carga última, $P_{máx}$.

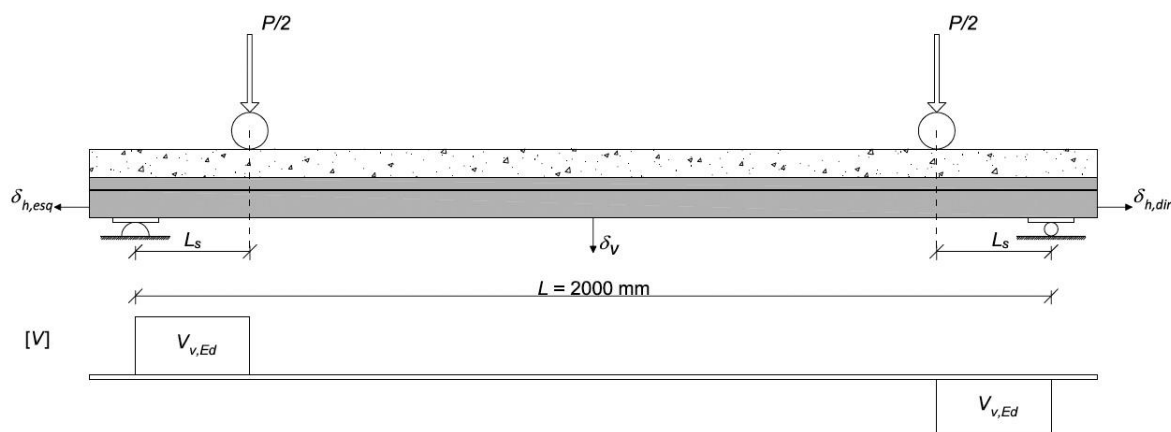


Figura 3.15 – Nomenclatura utilizada na discussão dos resultados e diagrama de esforço transverso dos provetes

Para além dos resultados referidos anteriormente, obteve-se a curva $P - \mu\epsilon$ com a finalidade de avaliar a tensão na chapa perfilada para o instante em que se atinge a carga máxima. O valor de $\mu\epsilon$ corresponde ao valor da extensão da chapa perfilada a meio vão, na zona onde foram aplicados os extensómetros.

3.5.2.1 Ensaio E.1

O ensaio E.1 realizou-se com uma velocidade de $0,01 \text{ mm/s}$. Ao fim de $2h06 \text{ min}$ deu-se por terminado o ensaio experimental por falta de capacidade resistente da laje mista ao corte vertical.

Na Figura 3.16 é apresentado o diagrama com a curva $P - \delta_v$ do ensaio E.1, onde se representa a evolução do deslocamento vertical a meio vão, para os incrementos de carga transmitidos pelo macaco hidráulico, até ser atingida a carga última (de modo a obter a parte descendente da curva

$P - \delta_v$ optou-se por prolongar o ensaio para além do instante em que a carga última foi atingida). Para além da curva do ensaio experimental são apresentados os patamares correspondentes à carga última expectável, obtidos através das várias metodologias apresentadas anteriormente no Quadro 3.14.

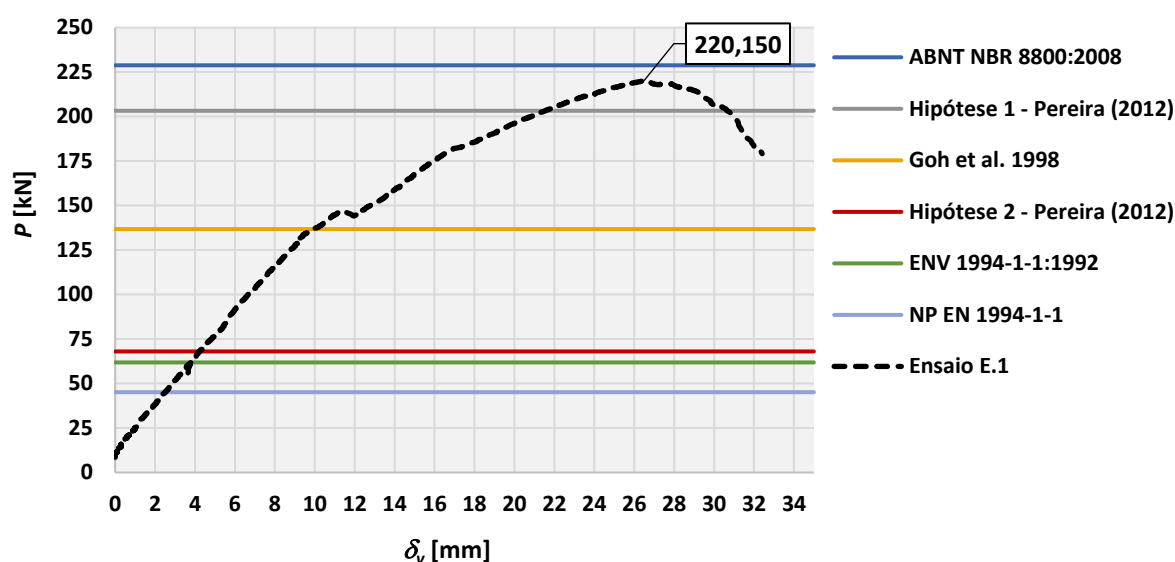


Figura 3.16 – Curva $P - \delta_v$ do ensaio E.1

No Quadro 3.15 apresenta-se a comparação, em percentagem, entre os valores teóricos da carga última e o valor obtido experimentalmente. É importante salientar mais uma vez que os valores teóricos foram obtidos com base nos valores médios das propriedades reais medidas (materiais e geométricas), e com fatores parciais iguais à unidade. Analisando os valores do quadro, observa-se que a carga última calculada pela norma NP EN 1994-1-1 corresponde a apenas 20,50% da resistência do ensaio. Este valor reduzido deve-se essencialmente ao facto de a norma não incluir, em certos casos, a contribuição da chapa perfilada, remetendo a resistência apenas para o betão. Já no extremo oposto de resistência encontram-se os valores calculados pela norma ABNT NBR 8800:2008 e a hipótese 1 (Pereira, 2012), com um valor de carga última correspondente a 106,15% e 94,51% da resistência do ensaio experimental, respetivamente. Estes dois últimos valores aproximam-se do resultado experimental essencialmente pelo facto de incluírem a contribuição da chapa perfilada, que sozinha apresenta um valor de carga última correspondente a cerca de 72% do valor do ensaio experimental.

Na Figura 3.17 apresenta-se o aspeto final do provete ensaiado, nas zonas de aplicação do carregamento, onde é possível observar a formação de fissuras oblíquas, na extremidade esquerda do provete, que representam a rotura do provete por falta de capacidade resistente ao corte vertical.

Quadro 3.15 – Comparação resistência teórica com a resistência do ensaio experimental (E.1)

	Metodologia de cálculo	$P_{max(teórico)}$ [kN]	$P_{máx(E.1)}$ [kN]	$P_{teórico}/P_{ensaio}$
Ensaio E.1	<i>Goh et al. 1998</i>	136,78	220,15	62,13 %
	<i>ABNT NBR 8800:2008</i>	233,70		106,15 %
	<i>ENV 1994-1-1:1992</i>	61,85		28,09 %
	<i>NP EN 1994-1-1</i>	45,12		20,50 %
	<i>Hipótese 1, (Pereira, 2012)]</i>	208,07		94,51 %
	<i>Hipótese 2, (Pereira, 2012)]</i>	68,03		30,90 %



(a) Apoio esquerdo



(b) Apoio direito

Figura 3.17 – Aspecto final do provete E.1 na zona do carregamento

Na Figura 3.18 (a) ilustra-se o aspeto final do provete E.1, onde se verifica que a rotura ocorreu junto ao apoio esquerdo. Na Figura 3.18 (b) apresenta-se o diagrama com a evolução dos deslocamentos horizontais relativos entre a chapa perfilada e o betão, onde se conclui que o sistema de reforço da ligação aço-betão teve um funcionamento perfeito até ser atingida a carga máxima, na extremidade esquerda, observando-se a partir desse instante um acréscimo do escorregamento até aos 5,75 mm. Já na extremidade direita observou-se uma perda de resistência ao escorregamento a partir de um valor de carga de 120 kN, não se verificando, no entanto, uma perda total de resistência, uma vez que o valor máximo foi de 2,6 mm.

Por sua vez, na Figura 3.19 (a) e (b) ilustra-se o aspeto final da extremidade esquerda do provete E.1, onde é possível comprovar o deslocamento relativo entre a chapa perfilada e o betão, com valores de cerca de 6 mm, no fim do ensaio.

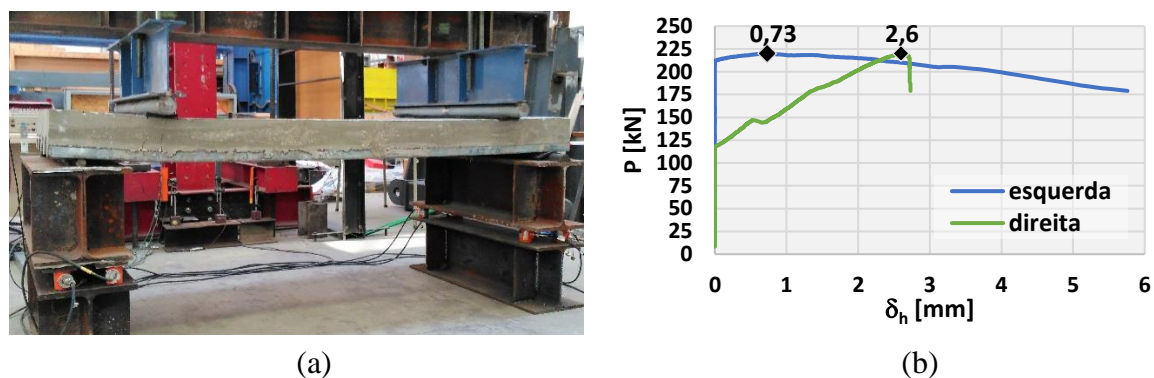


Figura 3.18 – (a) Aspetto final do provete E.1 (b) Deslocamento relativo (chapa-betão)

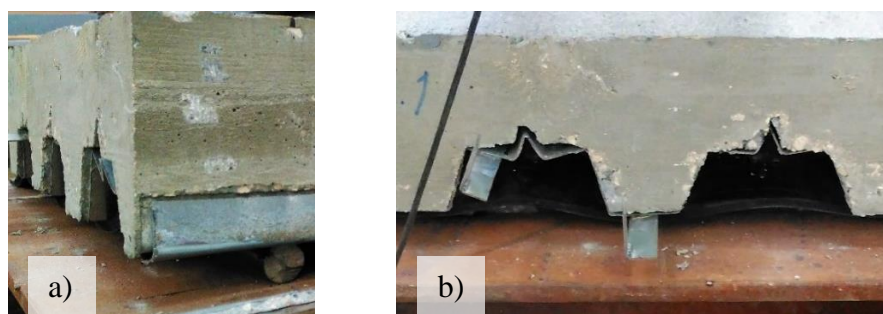


Figura 3.19 - Deslocamentos relativos entre a chapa perfilada e o betão do ensaio E.1

Na Figura 3.20 é representada a evolução do esforço transverso atuante do ensaio E.1, ao longo do vão, para o valor de carga máxima. Para além do esforço transverso atuante apresentam-se ainda os patamares correspondentes ao esforço transverso resistente expectável, utilizando os valores das várias metodologias apresentadas no Quadro 3.14.

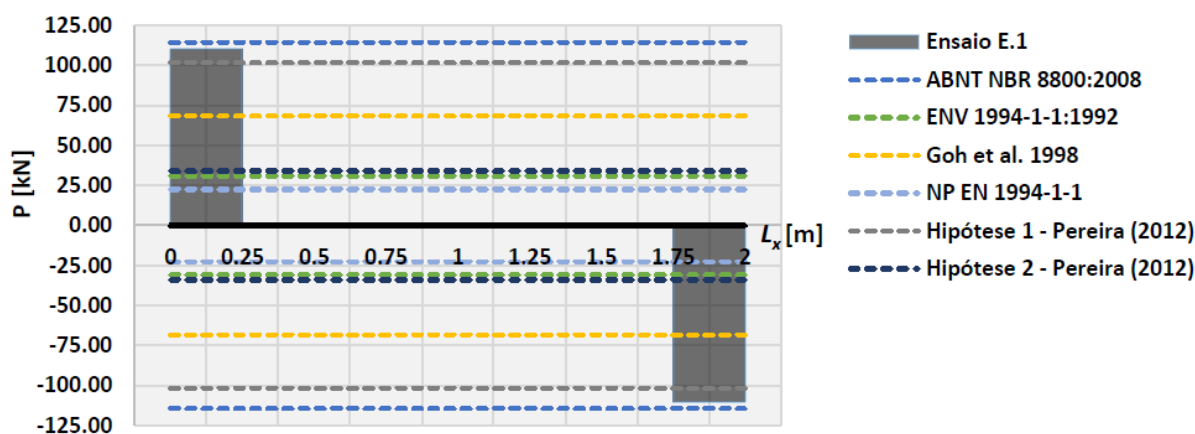


Figura 3.20 – Evolução do esforço transverso atuante ao longo do vão

A análise dos resultados permite concluir que seguindo a metodologia da norma NP EN 1994-1-1, ignorando a contribuição da chapa perfilada, pode levar a um dimensionamento demasiado conservador no que diz respeito à resistência ao esforço transverso, em particular quando se garante um bom comportamento da amarração de extremidade.

3.5.2.2 Ensaio E.2

O ensaio E.2 realizou-se com uma velocidade igual ao ensaio E.1, de 0,01 mm/s. Ao fim de 0h49 min deu-se por terminado o ensaio experimental por falta de capacidade resistente da laje mista ao corte longitudinal. Fazendo uma comparação com o ensaio E.1 verificou-se uma grande diferença em termos de duração, justificável por falhas na preparação do provete.

Na Figura 3.21 é apresentado o diagrama com a curva $P - \delta_v$ do ensaio E.2, onde se representa a evolução do deslocamento vertical a meio vão, para os incrementos de carga transmitidos pelo macaco hidráulico, até ser atingida a carga última. Novamente, para além da curva do ensaio experimental são apresentados os patamares correspondentes à carga última expectável, para o ensaio E.2, utilizando os valores das várias metodologias apresentadas no Quadro 3.14. Seria expectável que o provete E.2 apresentasse um valor de carga última superior ao ensaio E.1, uma vez que era constituído pela mesma chapa perfilada, mas apresentava uma espessura de betão com mais 50 mm de espessura. Ao contrário do valor superior esperado, verificou-se que o ensaio E.2 atingiu apenas 79,88% da carga última do ensaio E.1, isto deveu-se ao facto deste segundo ensaio apresentar um vão de corte superior (apresentando em consequência disso maiores esforços de flexão), mas essencialmente devido a falhas de execução do sistema de reforço da ligação aço-betão junto à extremidade que levaram a que este falhasse antes da carga última, expectável, ser atingida.

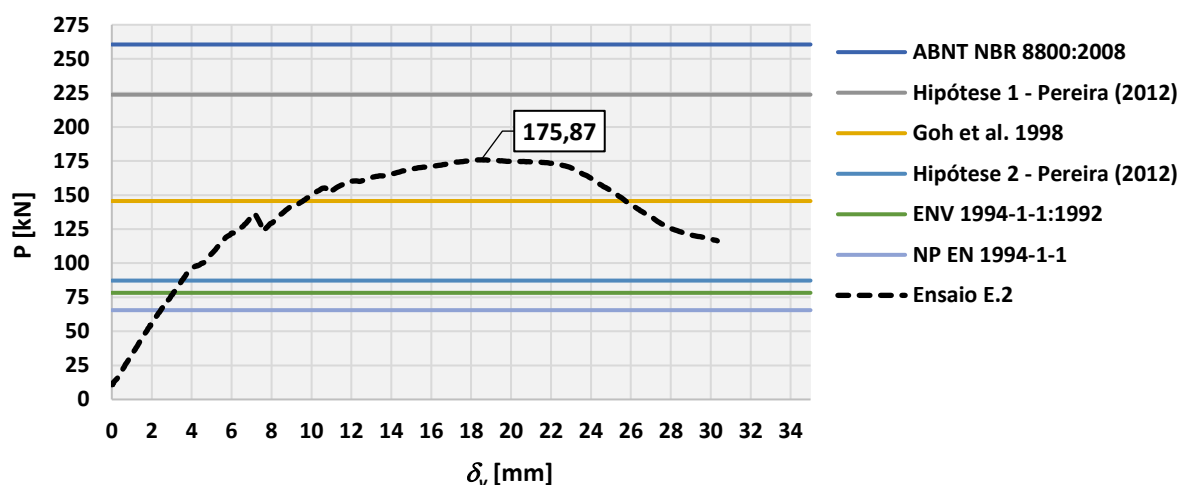


Figura 3.21 - Curva $P - \delta_v$ do ensaio E.2

No Quadro 3.16 apresenta-se a comparação, em percentagem, entre os valores teóricos da carga última e o valor obtido experimentalmente. Apesar de ter existido uma falha no sistema de ligação aço-betão e não ser possível avaliar a resistência da laje ao esforço transverso, verificou-se que a carga última calculada pela norma NP EN 1994-1-1 corresponde apenas a 37,27% da resistência do ensaio experimental, esperando-se que este valor fosse ainda menor caso a rotura do provete tivesse sido por falta de capacidade resistente ao esforço transverso. Já no extremo oposto de resistência encontram-se os valores calculados pela norma ABNT NBR 8800:2008 e a hipótese 1 (Pereira, 2012), com um valor de carga última correspondente a 150,92% e 129,92% da resistência do ensaio experimental, respetivamente. Estes dois últimos, ao contrário do sucedido no ensaio E.1, não se aproximaram do resultado experimental essencialmente pelo facto do resultado experimental não ser o expectável, o que em parte compromete as conclusões relativamente à resistência ao esforço transverso.

Na Figura 3.22 apresenta-se o aspeto final do provete ensaiado, nas zonas de aplicação do carregamento, onde é possível observar a formação de uma fissura vertical, na extremidade direita, com dimensão superior à do ensaio E.1 que representa a rotura do provete por falta de capacidade resistente ao corte longitudinal.

Quadro 3.16 - Comparação resistência teórica com a resistência do ensaio experimental (E.2)

	Metodologia de cálculo	$P_{max(teórico)}$ [kN]	$P_{máx(E.2)}$ [kN]	$P_{teórico}/P_{ensaio}$
Ensaio E.2	<i>Goh et al. 1998</i>	145,63	175,87	82,81 %
	<i>ABNT NBR 8800:2008</i>	265,42		150,92 %
	<i>ENV 1994-1-1:1992</i>	78,26		44,50 %
	<i>NP EN 1994-1-1</i>	65,55		37,27 %
	<i>Hipótese 1, (Pereira, 2012)]</i>	228,49		129,92%
	<i>Hipótese 2, (Pereira, 2012)]</i>	87,25		49,61 %



(a)



(b)

Figura 3.22 - Aspeto final do provete E.2 na zona do carregamento

Na Figura 3.23 (a) ilustra-se o aspeto final do provete E.2, onde se verifica que a rotura ocorreu junto ao apoio direito. Na Figura 3.23 (b) apresenta-se o diagrama com a evolução dos deslocamentos horizontais relativos entre a chapa perfilada e o betão, onde se pode verificar que o sistema de ligação aço-betão, na extremidade direita, falhou para valores de carga última de 175 kN, observando-se a partir desse instante um acréscimo do escorregamento até aos 12,5 mm. Já na extremidade esquerda observou-se uma perda de resistência ao escorregamento a partir de um valor de carga de 150 kN, não se verificando, no entanto, uma perda total de resistência, uma vez que o valor máximo foi de 1,33 mm.

Por sua vez, na Figura 3.24 (a) e (b) ilustra-se o aspeto final da extremidade esquerda e direita, respetivamente do provete E.2, onde é possível comprovar as diferenças de escorregamento das duas extremidades. Na Figura 3.24 (c) ilustra-se o aspeto final da extremidade direita onde se verificou uma deformação bastante superior á do ensaio E.1.

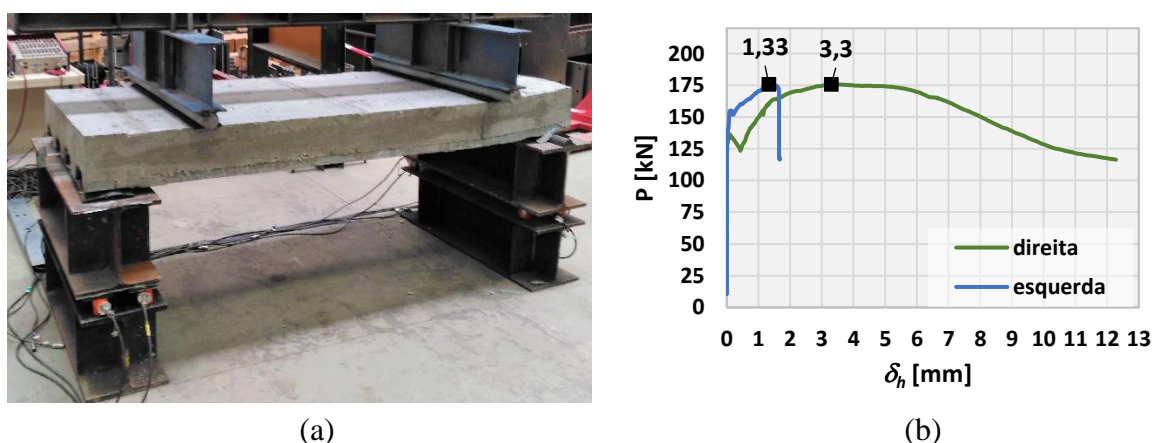


Figura 3.23 - (a) Aspeto final do provete E.2 (b) Deslocamento relativo (chapa-betão)

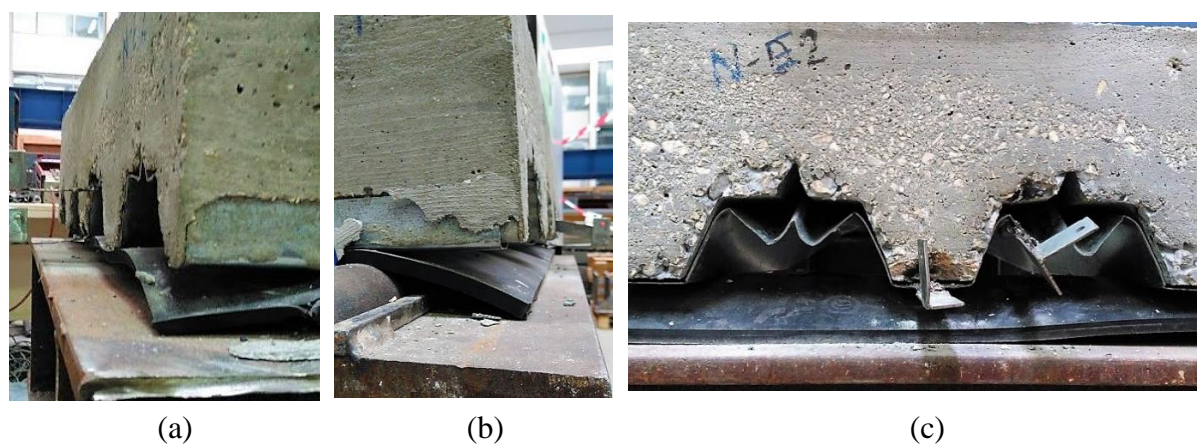


Figura 3.24 – Deslocamentos relativos entre a chapa perfilada e o betão (Ensaio E.2)

Ainda assim, apesar dos resultados do ensaio E.2, é possível concluir que a adoção da norma NP EN 1994-1-1 conduz a resultados bastante conservadores no que diz respeito à resistência ao esforço transverso em lajes mistas. Se o sistema de ligação aço-betão junto às extremidades fosse devidamente executado (à semelhança do ensaio E.1), a resistência ao esforço transverso teria sido atingida.

3.5.2.3 Avaliação da tensão na chapa perfilada

De modo a avaliar a tensão da chapa perfilada para o instante em que a carga última é atingida, a meio vão, foram analisadas as extensões apresentadas nos diagramas da Figura 3.25. Para isso foi traçada uma reta vertical que representa o patamar em que o aço começa a entrar em cedência. Verificou-se que o aço da chapa perfilada já se encontrava em cedência no caso do provete E.1, para o instante em que a carga última foi atingida, e no caso do provete E.2 a extensão de cedência do aço da chapa não foi atingida, pelos motivos anteriormente referidos. No provete E.1 a tensão do aço da chapa no momento em que se atingiu a carga última era de aproximadamente 350 MPa, uma vez que ainda se encontrava no patamar de cedência, logo a tensão da chapa perfilada ainda se encontrava longe da tensão de rotura da chapa perfilada.

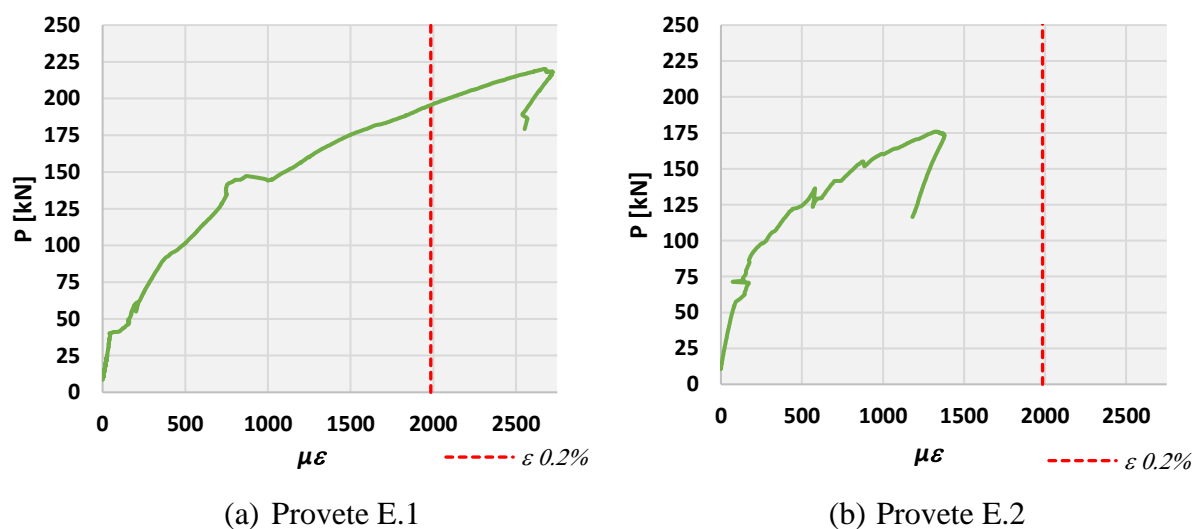


Figura 3.25 – Curva $P - \mu\varepsilon$ dos provetes ensaiados

4 ANÁLISE NUMÉRICA

4.1 Introdução

A análise experimental descrita no capítulo anterior representou o comportamento de duas lajes mistas, em que uma delas não permitiu os resultados esperados, ou seja, uma rotura por esforço transverso. De modo a aprofundar o estudo e aumentar o conjunto de resultados recorreu-se à simulação numérica dos ensaios experimentais, utilizando o método de elementos finitos validados com base nos ensaios experimentais realizados. A utilização dos elementos finitos permitiu fazer um estudo paramétrico, estudando a variação de geometria das lajes mistas, sem recorrer à preparação de novos provetes à escala real.

Inicialmente foram desenvolvidos dois modelos de elementos finitos que representassem os dois ensaios experimentais, embora só o primeiro foi utilizado para a calibração dos modelos numéricos. A calibração dos modelos numéricos com base em apenas um ensaio é questionável; no entanto este estudo deve ser visto apenas como uma etapa de um trabalho de investigação ainda em estudo, que incluirá a realização de mais ensaios deste tipo. Após calibrado o modelo, efetuou-se um estudo paramétrico com variação da altura do betão e variação da altura da chapa perfilada. Os vários modelos de elementos finitos, desenvolvidos durante a análise numérica, foram criados com o programa Abaqus 6.14 (2014).

4.2 Descrição do modelo de elementos finitos (FEM)

O desenvolvimento do modelo de elementos finitos, através do programa Abaqus, consistiu nas seguintes etapas: desenho dos vários elementos constituintes do ensaio experimental; atribuição das propriedades materiais a cada tipo de elemento; montagem dos elementos na posição correspondente à dos ensaios experimentais; estabelecimento do tipo de análise e da divisão do deslocamento total em vários incrementos; definição e atribuição das interações e dos contactos entre os vários elementos; definição das condições de fronteira; atribuição e refinamento da malha de elementos finitos; processamento iterativo do modelo de elementos finitos; e por fim é feita uma análise de resultados.

4.2.1 Elementos constituintes do modelo numéricos

Na Figura 4.1 são apresentados os elementos individuais constituintes do modelo numérico. Optou-se por elementos sólidos para o modelo dos apoios (Figura 4.1 (a)), para o modelo da

banda neoprene (Figura 4.1 (c)) e para o modelo da lâmina de betão (Figura 4.1 (d)), já no que diz respeito ao modelo da chapa perfilada optou-se pela utilização de elementos casca, uma vez que a dimensão numa das direções é muito inferior à dimensão das outras duas direções (Figura 4.1 (c)). Por questões de simplificação do modelo optou-se por dividir a chapa perfilada, e a lâmina de betão em 8 partes, e os apoios e a banda neoprene em 4, e fazer uma análise considerando apenas 1/8 de laje mista.

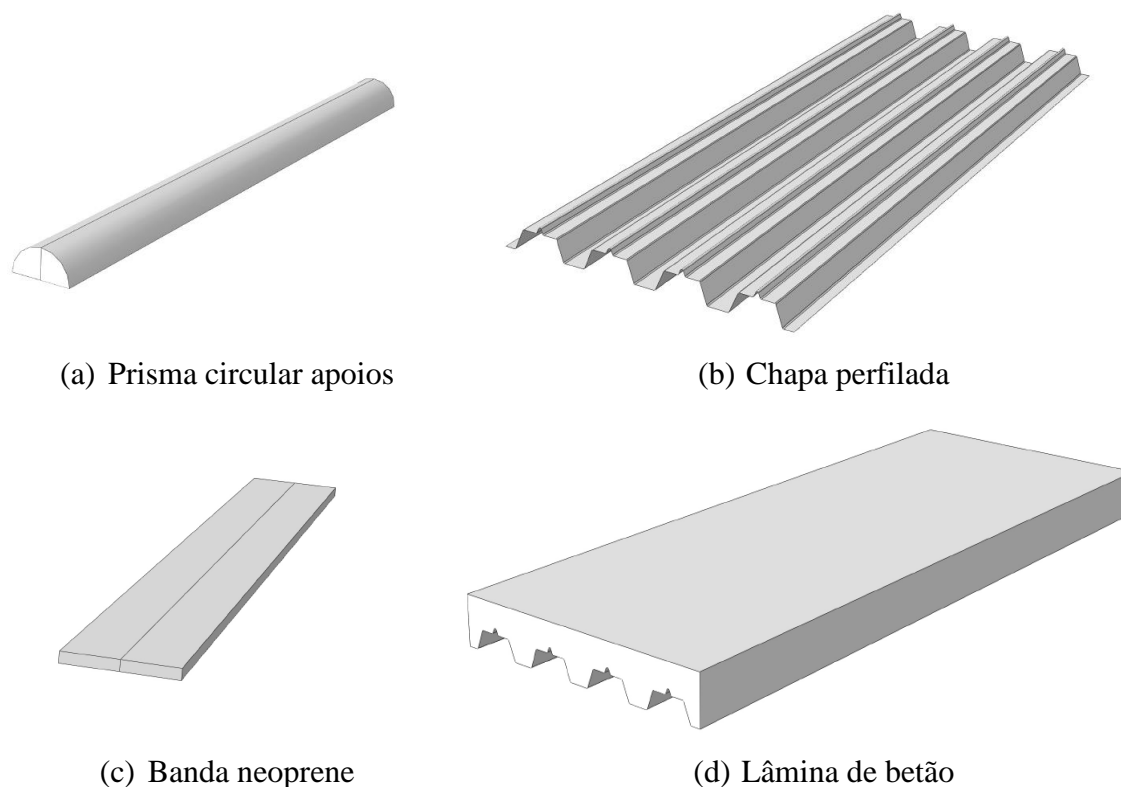


Figura 4.1 – Partes independentes do modelo de elementos finitos

4.2.2 Modelos dos materiais

A correta definição das leis constitutivas dos materiais permite obter resultados mais próximos da realidade. De modo a aproximar os ensaios numéricos dos ensaios experimentais utilizaram-se os resultados da caracterização dos materiais, sempre que possível, e para o caso em que esses parâmetros não foram estimados, optou-se por seguir recomendações do manual do software e outros autores com estudos semelhantes, tentando sempre calibrar os modelos através de simulações numéricas.

4.2.2.1 Aço chapa perfilada (S320GD+Z) e aço dos apoios

A caracterização mecânica do aço da chapa perfilada, apresentada no subcapítulo 3.2.2, permitiu definir a curva tensão-extensão (de engenharia), determinada com as propriedades do provete de aço no seu estado original indeformado (área de secção transversal e comprimento inicial). No que diz respeito ao regime elástico linear, utilizou-se o valor do módulo de elasticidade determinado experimentalmente igual a 208,35 GPa e assumiu-se um valor do coeficiente de Poisson igual a 0,3. Ao atingir o valor da tensão de cedência o aço passa a ter um comportamento não-linear, passando a ocorrer deformações plásticas permanentes. Quando se encontra na fase de estricção a tensão de engenharia tem valores inferiores á tensão última verdadeira do material. Posto isto, utilizando o Abaqus deve ser introduzido o comportamento em regime plástico com uma relação de tensão verdadeira e extensão logarítmica, determinada a partir das equações (4.1) e (4.2), respetivamente. Para mais informações sobre a tensão verdadeira e a extensão logarítmica, deve consultar-se o manual do Abaqus (6.14) (Dassault Systèmes,2014)

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom} (1 + \epsilon_{nom}) \quad (4.1)$$

$$\epsilon_{ln}^{pl} = \ln(1 + \epsilon_{nom}) - \frac{\sigma_{true}}{E} \quad (4.2)$$

Na Figura 4.2 são apresentadas as curvas tensão-extensão de engenharia e a curva tensão extensão verdadeira utilizada na modelação do aço da chapa perfilada.

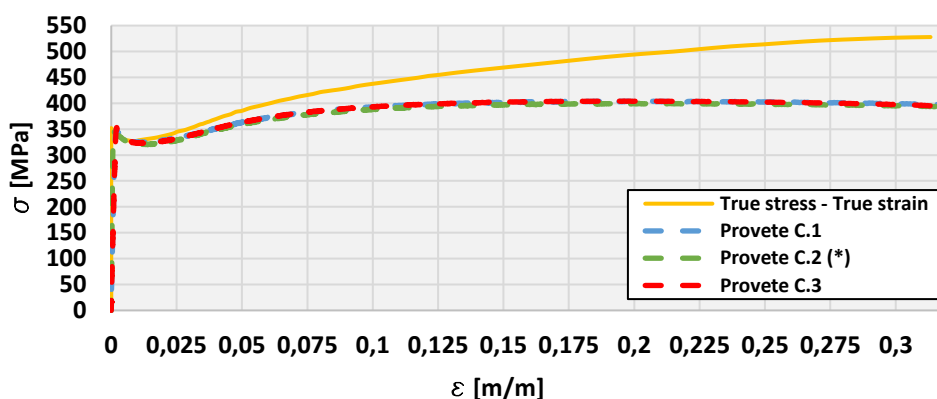


Figura 4.2 – Curvas [$\sigma - \epsilon$ (engenharia) vs $\sigma - \epsilon$ (verdadeira)]

Para o aço dos apoios optou-se por definir apenas o módulo de elasticidade de 210 GPa e o coeficiente de Poisson igual a 0,3, uma vez que o comportamento do aço dos apoios não é relevante para o estudo da laje mista.

4.2.2.2 Betão C25/30

Relativamente ao comportamento do betão existem na biblioteca do Abaqus vários modelos constitutivos que podem ser utilizados, tais como: Concrete Smeared Cracking; Concrete Damage Plasticity; Drucker-Prager. Optou-se por escolher o modelo constitutivo “Concrete Damage Plasticity (CDP)”, uma vez que segundo Gil e Bayo (2008), enunciados por Alexandre (2013), permite obter cálculos numéricos mais estáveis e é mais simples de modelar.

Para definir o modelo CDP é necessário conhecer o valor do ângulo de atrito interno, ψ , da excentricidade, ϵ , da relação entre a tensão de cedência à compressão equibiaxial inicial e uniaxial, f_{b0}/f_{c0} , do coeficiente K_c e o parâmetro de viscosidade, μ . Estes valores foram adotados seguindo Aktas e Sümer (2015) e são apresentados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Parâmetros constitutivos utilizados na definição do modelo CDP do betão no Abaqus (2014)

ψ	ϵ	f_{b0}/f_{c0}	K_c	μ
31°	0,1	1,16	0,667	0,0005

Além dos valores apresentados é necessário estabelecer o comportamento do betão à compressão e o comportamento do betão à tração. Na Figura 4.3 representa-se a curva, retirado da norma NP EN 1992-1-1, com a relação tensão-extensão utilizada para definir o comportamento não linear do betão em compressão. Até ser atingido o valor correspondente a $0,4 f_{cm}$ definiu-se um comportamento linear com um valor de módulo de elasticidade determinado pela equação (4.3) e um coeficiente de poisson de 0,2.

$$E_{cm} = 22 (0,1 f_{cm})^{0,3} \quad (4.3)$$

O comportamento não linear do betão à compressão, até ser atingida a extensão última do betão à compressão, $\epsilon_{cu1} = 0,35\%$, foi definido através da equação (4.4), com o valor de f_{cm} correspondente ao valor de $f_{cm,cyl}$ determinado no subcapítulo 3.2.1.

$$\sigma_c = \left[\frac{k \eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \right] \quad (4.4)$$

em que:

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1} \quad (4.5)$$

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad (4.6)$$

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 (f_{cm})^{0,31} \leq 2,8 \quad (4.7)$$

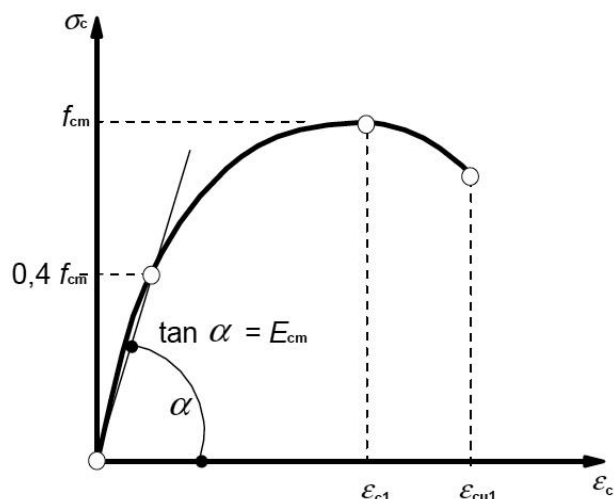


Figura 4.3 - Comportamento não linear do betão à compressão

O comportamento do betão à tração definiu-se como elástico até ao início da fissuração, seguido de uma rigidez residual entre fissuras (“tension stiffening”). A fase após o início da fissuração pode ser estabelecida de duas maneiras distintas, através de uma relação tensão-extensão ou então através da energia de fratura. Segundo Soares (2016), a adoção da relação tensão-extensão está muito dependente da malha de elementos finitos e uma consequente dificuldade em convergência do modelo pelo que se optou por fazer a análise da fase após fissuração do betão através da energia de fratura (G_f).

A resposta do betão utilizando o conceito da energia de fratura pode ser definida de várias formas. Segundo Qureshi e Lam (2012) a resposta do betão, após fissuração, pode ser apresentada em maior detalhe utilizando uma função bilinear de perda da resistência em função da abertura de fendas apresentada por Hillerborg (1985) (Figura 4.4 (a)). Em alternativa este comportamento pode ser implementado diretamente como uma propriedade do material, assumindo assim uma perda linear de resistência após abertura de fendas (Figura 4.4 (b)). A energia de fratura (G_f), definida em função do valor de $f_{cm,cyl}$, é obtida pela equação (4.8), presente no CEB-FIP MC90 (1993). O coeficiente G_{f0} está relacionado com a dimensão máxima dos agregados utilizados na betonagem dos provetes, tendo-se assumido um valor de 58 J/m^2 correspondente a uma dimensão máxima de agregados de 32 mm.

$$G_f = G_{f0} \left(\frac{f_{cm,cyl}}{10} \right)^{0,7} \quad (4.8)$$

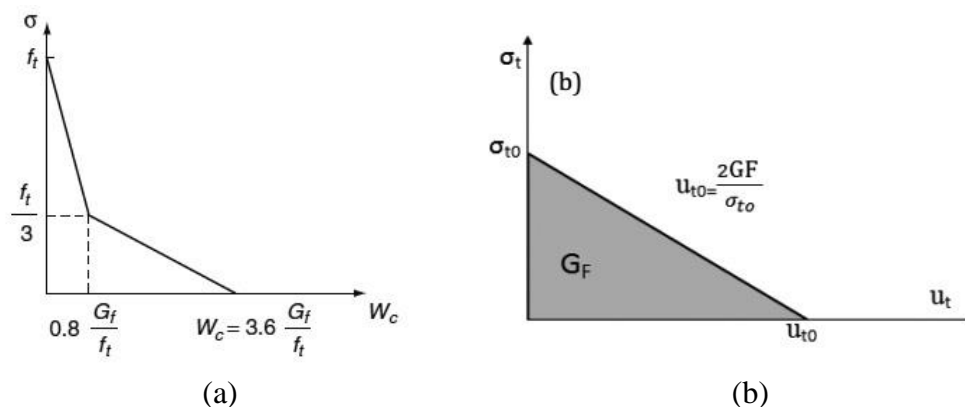


Figura 4.4 – Comportamento do betão após início de fissuração

4.2.2.3 Banda neoprene

A medição dos deslocamentos verticais dos provetes feita pelos defletómetros, colocados na parte inferior da laje, resulta em valores globais de deformação. Isto aconteceu porque o valor registado engloba a deformação relativa da laje mais a deformação da banda neoprene, pelo que de forma a aproximar as deformações dos ensaios experimentais às deformações dos ensaios numéricos foi necessário definir as propriedades deste elemento. Considerando o comportamento da banda neoprene hiperplástico e na ausência de todos os dados necessários para caracterizar o material, optou-se por definir este material através do modelo Neo-Hooke, presente no programa Abaqus 6.14, que segundo Shahzad *et al* (2015) apresenta maior simplicidade na modelação e resultados aproximados à realidade.

Para definir o modelo Neo-Hooke é necessário conhecer os parâmetros C_{10} e D_1 , que dependem do módulo de cisalhamento inicial, G_0 , e do módulo de compressibilidade volumétrico inicial, K_0 . Segundo Ali *et al* (2010), os parâmetros C_{10} e D_1 são calculados a partir do valor do módulo de elasticidade inicial, E_0 , e do coeficiente de poisson, ν , através da equação (4.9) e (4.10) respetivamente.

$$C_{10} = \frac{G_0}{2} = \frac{E_0}{4(1 + \nu)} \quad (4.9)$$

$$D_1 = \frac{2}{K_0} = \frac{6(1 - 2\nu)}{E_0} \quad (4.10)$$

Uma vez que o valor do módulo de elasticidade da banda neoprene não é conhecido, optou-se por fazer uma aproximação, através da utilização da lei de Hooke. O valor do módulo de elasticidade determinou-se simplificadamente, admitindo que para o valor de carga máxima atingida, e subsequente tensão máxima nos apoios, a correspondente extensão do neoprene também atingiu o valor máximo, correspondente à degradação total do material. No Quadro 4.2 apresentam-se os parâmetros utilizados na definição do modelo Neo-Hooke utilizado para representar o comportamento da banda neoprene.

Quadro 4.2 – Parâmetros necessários para definir o modelo Neo-Hooke (Abaqus 2014)

E_0 (MPa)	ν	C_{10}	D_1
5,0	0,45	0,86	0,06

4.2.3 Interações

Definidos os parâmetros necessários para caracterizar os materiais do modelo numérico seguiu-se a montagem dos vários elementos isolados, na disposição correspondente à dos ensaios experimentais, criando entre os elementos as interações necessárias para simular devidamente o comportamento dos provetes ensaiados.

A definição da interação entre a chapa perfilada e o betão, apresentada na Figura 4.5 (a), demonstrou-se ser uma das tarefas mais complicadas da modelação numérica, e muitos dos modelos encontrados na literatura simulam este comportamento baseando-se em resultados experimentais de ensaios de avaliação de escorregamento em lajes mistas. No caso em estudo esses ensaios não foram realizados e a chapa perfilada apresenta uma configuração lisa, diferente da configuração usual da chapa perfilada, tendo-se optado por simplificar o contacto entre o betão e a chapa perfilada definindo apenas as propriedades na direção normal e tangencial.

Na direção normal à superfície do contacto definiu-se o comportamento de pressão-sobreposição como “*Hard*” *Contact* minimizando assim a possibilidade dos nós dos elementos da superfície *Slave* atravessarem a superfície *Master* em contato. Foi ainda necessário definir uma imposição de restrição como *Penalty (Standard)*, aproximando o comportamento a um contacto rígido. Apesar disso, definindo a restrição como *Penalty (Standard)*, é possível que ocorram transposições de alguns nós da superfície *Slave* para a superfície *Master*, uma vez que com o aumento da pressão de contacto aumenta linearmente a transposição dos elementos. Esta transposição foi controlada através da definição de um fator de rigidez de 1,0. Resumindo, quando em contacto as superfícies podem transmitir quaisquer forças; por outro lado, na ausência de contacto não existe transmissões de forças (Figura 4.6 (a)). Na direção tangencial

definiu-se a formulação de atrito como *Penalty*, assumindo um valor de coeficiente de atrito igual a 0,4. A formulação de atrito é estabelecida para qualquer direção de escorregamento e com coeficiente de atrito constante (Figura 4.6 (b)).

As propriedades da interação entre a chapa perfilada e o neoprene (Figura 4.5 (b)), e entre os apoios e o neoprene (Figura 4.5 (c)), foram definidas seguindo as mesmas propriedades da interação entre a chapa perfilada e o betão, com a exceção do valor do coeficiente de atrito que no caso da interação entre os aços e o neoprene se adotou um valor de 0,25.

O modelo de contacto adotado, *Surface-to-Surface*, baseia-se numa interação *Master-Slave*, sendo a superfície com maior área, maior rigidez ou uma malha de elementos finitos menos discretizada, definida como *Master*, e a superfície oposta definida como *Slave*. O método de discretização do contacto poderia ser definido como, *Surface-to-Surface* ou, *Node-to-Surface*, tendo-se optado pelo modelo de *Surface-to-Surface*, uma vez que tem em conta a forma das duas superfícies, ao contrário do *Node-to-Surface* que interage 1 ponto da superfície *Slave* com um grupo de nós próximos da superfície *Master*. Para a formulação de escorregamento entre a chapa perfilada e o betão optou-se por iniciar os modelos com *Small sliding*, em vez de *Finite sliding*, uma vez que esta formulação permite escorregamentos, relativamente pequenos, e rotações livres entre os elementos, com menos esforço computacional que a formulação *Finite sliding*. Apesar disso e devido a alguma dificuldade de convergência do modelo optou-se por adotar o modelo *Finite sliding*. Já em relação à formulação de escorregamento entre a banda neoprene e o aço optou-se por iniciar os modelos com *Finite sliding*, uma vez que os escorregamentos são elevados.

Para além do enunciado anteriormente não se considerou a espessura da chapa perfilada nas formulações de contactos entre elementos. Para mais informações acerca dos modelos de interação considerados consultar o *Abaqus Theory Manual* (Dassault Systèmes, 2014).

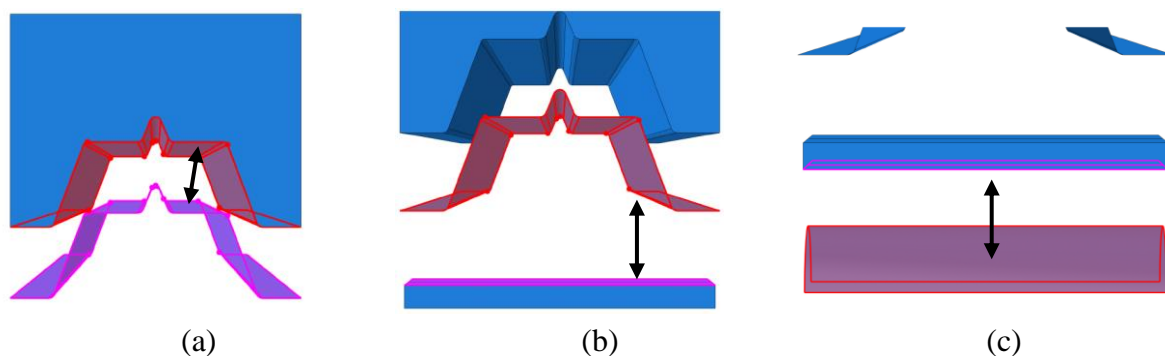


Figura 4.5 – Superfícies de contacto do modelo numérico (Vermelho – *Master*; Roxo – *Slave*)

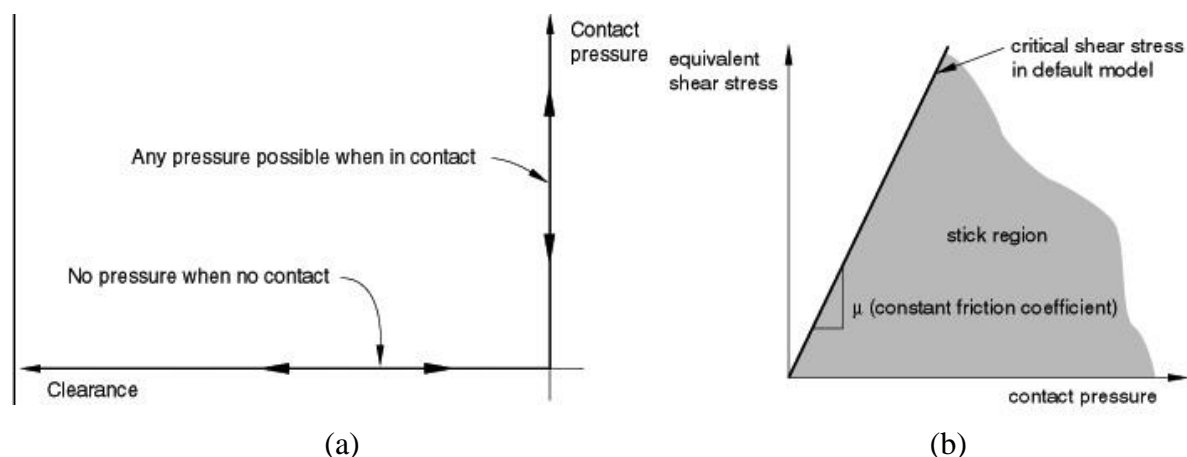


Figura 4.6 – Modelos de contacto (Dassault Systèmes, 2014)

O contacto entre o sistema de ligação aço-betão e os restantes elementos da laje mista foi considerado seguindo as mesmas propriedades do contacto entre a chapa perfilada e o betão. É importante salientar que o sistema de ligação do betão à chapa perfilada, no modelo numérico, apresenta um comportamento perfeito, ao contrário do sucedido nos ensaios experimentais.

Relativamente ao sistema de carregamento do modelo numérico, é apresentada na Figura 4.7 a sua simulação, conseguida à custa da interação entre dois conjuntos de pontos. O primeiro conjunto, constituído apenas por um ponto de referência, denominou-se “*RP-Deslocamento*”; já o segundo conjunto, constituído pelos pontos que fazem parte da linha laranja, denominou-se “*Edge-Deslocamento*”.

A interação entre estes dois conjuntos foi realizada com base no modelo “*equation*”, definida no Abaqus (2014) através da especificação do conjunto de pontos P e do grau de liberdade i que correspondem aos índices do coeficiente u_i^P . A equação (4.11) estabelece que os movimentos verticais (Grau de liberdade 2) que o ponto *RP-Desloc* sofrerem serão iguais aos movimentos do conjunto *Edge-Desloc*, sendo que os movimentos dos outros graus de liberdade se encontram bloqueados.

$$u_2^{RP-Desl.} - u_2^{Edge-Desl.} = 0 \quad (4.11)$$

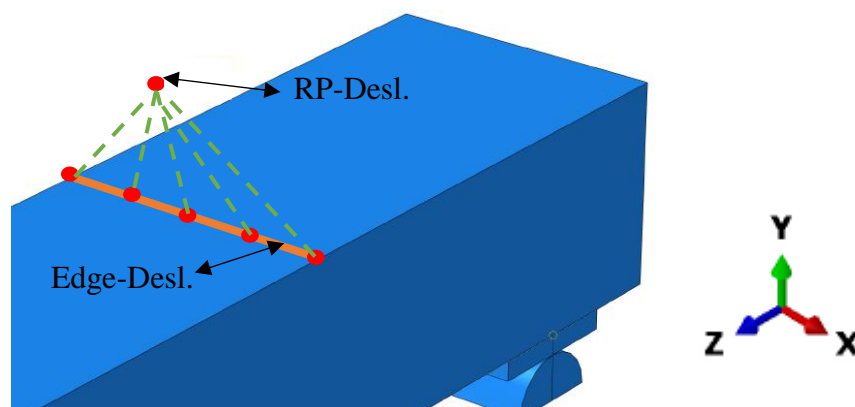


Figura 4.7 – Interação correspondente à simulação do sistema de carregamento

4.2.4 Condições de fronteira

O modelo numérico representativo da totalidade dos provetes apresentava alguma complexidade de cálculo, devido à existência dos vários modelos de contacto e às dimensões dos vários elementos. Com vista a minorar a complexidade de cálculo e o esforço computacional envolvido optou-se por simular 1/8 de laje, criando depois condições de fronteira que permitissem simular corretamente as simetrias do modelo.

Na Figura 4.8 (a) apresenta-se a condição de fronteira relativamente à simetria no plano Y-Z e na Figura 4.8 (b) é apresentada a condição de fronteira relativamente à simetria criada no plano X-Y. Para ambos os casos foram bloqueados todos os movimentos possíveis, à exceção do movimento vertical (Grau de liberdade 2 – Y).

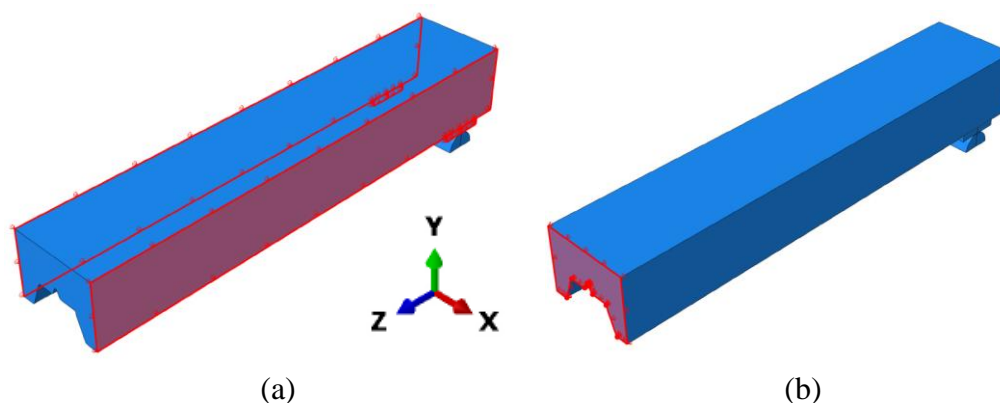


Figura 4.8 – Simetrias assumidas no modelo numérico

A ligação dos apoios do modelo numérico ao exterior, apresentada na Figura 4.9 (a), foi realizada através de um encastramento perfeito, uma vez que os movimentos da laje mista são

permitidos através do deslizamento entre a chapa perfilada e a banda neoprene, não criando dessa forma concentração de tensões na ligação ao exterior. A aplicação da carga, apresentada na Figura 4.9 (b), foi realizada com controle de deslocamento através da aplicação de uma translação segundo o grau de liberdade 2 no ponto de referência *RP-Desloc* com uma ordem de grandeza semelhante à observada nos ensaios experimentais,

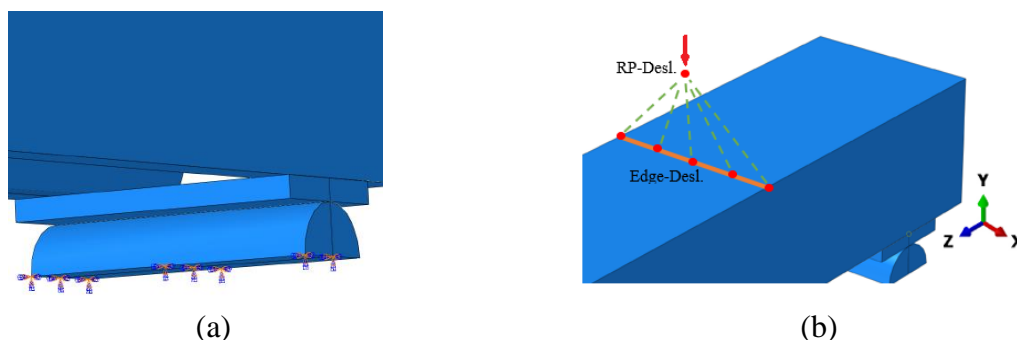


Figura 4.9 – (a) Encastramento do apoio ao exterior (b)

4.2.5 Malha de elementos finitos

Para calibrar o modelo dos materiais optou-se por fazer uma modelação que simulasse o programa de caracterização dos materiais, apresentado no subcapítulo 3.2. Para isso foi criado um elemento sólido com a geometria do provete de betão (Figura 4.10 (a)), e um elemento do tipo casca com a geometria do provete de aço (Figura 4.10 (b)).

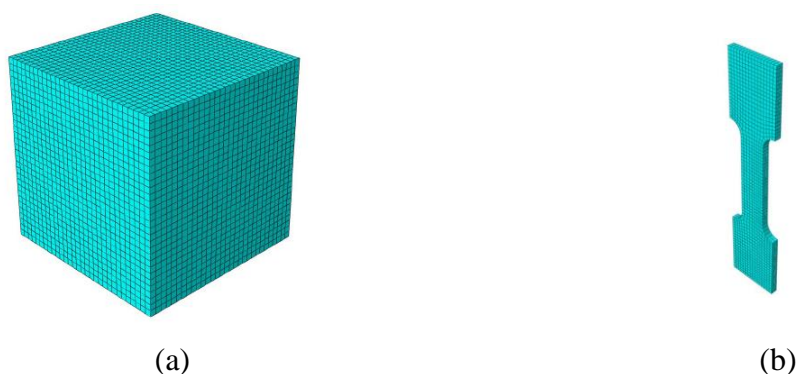


Figura 4.10 – Representação esquemática dos provetes

4.2.5.1 Aço chapa perfilada (S320 GD+Z)

Para elementos casca, como é o caso da chapa perfilada, o software *Abaqus* tem na sua biblioteca vários tipos de elementos finitos que podem ser utilizados, como é o caso dos elementos S3, S3R, S4, S4R, S4R5, S8R5, S9R5, etc... A nomenclatura dos diferentes tipos de

elementos finitos é definida pela primeira letra *S*, que significa elementos do tipo “Shell”, pelo primeiro número que identifica o número de nós do elemento finito. Os elementos identificados com a letra *R* após o primeiro número, são elementos com integração reduzida.

Para a chapa perfilada optou-se por estudar a influência da utilização de elementos do tipo *S4* e do tipo *S4R*, sendo estes os elementos geralmente propostos. Os elementos do tipo *S4R* permitem reduzir o tempo de cálculo e requerem um esforço computacional inferior aos elementos do tipo *S4*, isto porque a integração é reduzida unicamente a um nó. No caso dos elementos do tipo *S4*, esta integração é feita em 4 nós, como pode ser observado na Figura 4.11.

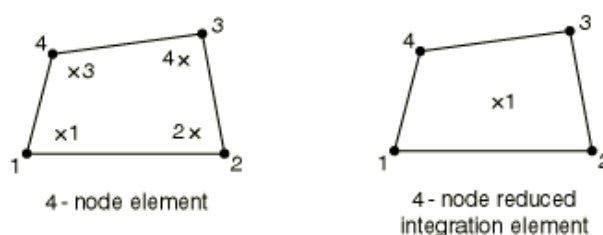


Figura 4.11 – Integração dos elementos *S4* e *S4R* (Dassaul Systèmes, 2014)

A utilização de elementos do tipo *S4*, em análises de flexão, pode apresentar problemas de “*shear locking*”, isto porque as extremidades do elemento permanecem direitas e o ângulo entre as linhas isoparamétricas deformadas é diferente de 90° (Figura 4.12 (a)). Por outro lado, com a utilização de elementos do tipo *S4R* existe a suscetibilidade de ocorrer o fenómeno de “*hourglassing*”, isto porque os elementos com integração reduzida não detetam extensões no ponto de integração (Figura 4.12 (b)).

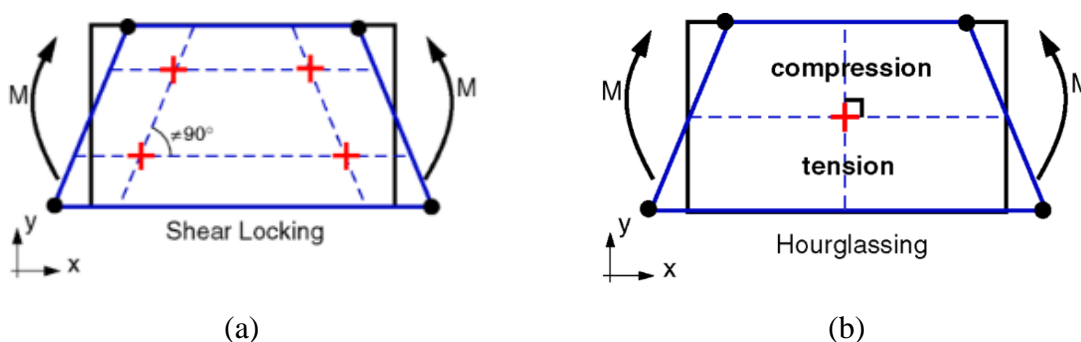


Figura 4.12 – (a) “*shear locking*” em elementos sem integração reduzida (b) “*hourglassing*” em elementos com integração reduzida

Para minimizar este problema, pode ser feita uma discretização dos elementos ao longo da sua espessura, de modo a capturar extensões em compressão ou em tração, como é apresentado na Figura 4.13.

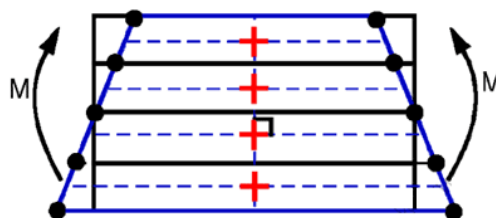


Figura 4.13 – Minimização dos efeitos de “hourglassing”

De modo a avaliar o tipo, e a dimensão da malha de elementos finitos que gerasse resultados de melhor qualidade efetuou-se um estudo de refinamento da malha para os tipos de elementos finitos S4R e S4. O estudo consistiu na simulação dos ensaios aos provetes de aço apresentados no subcapítulo 3.2.2 com avaliação da tensão de cedência e da tensão de rotura do mesmo. Os resultados são apresentados no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Resultados do estudo de convergência da malha para os elementos casca

Malha – 5mm		Malha – 10mm		Malha – 15mm		Após Ensaio	
Tipo de Elemento	Malha [mm]	f_{ypm} E.E. (MPa)	f_{yp} F.E.M. (MPa)	Erro [%]	f_{upm} E.E. (MPa)	f_{up} F.E.M. (MPa)	Erro [%]
S4R	5	349,77	346,75	0,86%	402,88	403,71	0,21%
S4R	10		344,11	1,62%		407,62	1,18%
S4R	15		343,49	1,80%		409,14	1,55%
S4	5		348,53	0,36%		404,30	0,35%
S4	10		348,07	0,49%		405,76	0,72%
S4	15		346,92	0,82%		407,77	1,21%
$\text{Erro} = \left \frac{f_{ypm} \text{ E.E.} - f_{yp} \text{ F.E.M.}}{f_{ypm} \text{ E.E.}} \right $							

Analisando os resultados da tabela anterior verifica-se que a utilização de elementos do tipo S4 traduz-se em valores de tensões mais próximas das experimentais, contudo admite-se que o erro ao utilizar elementos do tipo S4R é aceitável para a análise em questão. Com isto, e de modo a minimizar a complexidade do modelo optou-se por utilizar elementos do tipo S4R com 5 mm para as zonas mais suscetíveis de concentração de tensões e deformações, e elementos do tipo S4R com 10 mm para as restantes zonas.

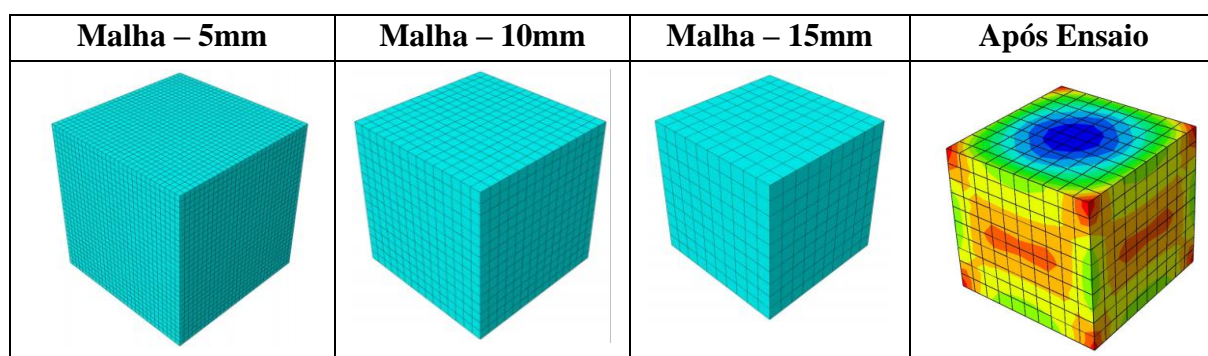
4.2.5.2 Betão C25/30

Para elementos sólidos, como é o caso do betão, o software *Abaqus* tem na sua biblioteca vários tipos de elementos finitos que podem ser utilizados, como é o caso dos elementos C3D4, C3D6, C3D8, C3D8R, C3D10, C3D20, C3D20R, etc... A nomenclatura dos diferentes tipos de elementos finitos é definida pela primeira letra *C*, que significa elementos do tipo “*Continuum stress/displacement*”, pelo conjunto *3D* que significa elemento tridimensional e pelo número final que identifica o número de nós do elemento. À semelhança dos elementos casca, os elementos identificados com a letra R após o primeiro número, são elementos com integração reduzida.

Para os elementos de betão optou-se por estudar a influência da utilização de elementos do tipo C3D8 e do tipo C3D8R, sendo estes os elementos geralmente propostos. Os elementos do tipo C3D8R apresentam as mesmas vantagens dos elementos S4R, uma vez que também são elementos com integração reduzida num único nó. No caso dos elementos do tipo C3D8, esta integração é feita em 8 nós. À semelhança dos elementos do tipo S4, também os elementos do tipo C3D8 podem apresentar problemas de “*shear locking*” em análises de flexão, e por outro lado, com a utilização de elementos do tipo C3D8R existe a suscetibilidade de ocorrer o fenómeno de “*hourglassing*”.

De modo a avaliar o tipo, e a dimensão da malha de elementos finitos que gerasse resultados de melhor qualidade, efetuou-se um estudo de refinamento da malha para os tipos de elementos finitos C3D8R e C3D8. O estudo consistiu na simulação dos ensaios aos provetes de aço apresentados no subcapítulo 3.2.2 com avaliação da tensão de cedência e da tensão de rotura do mesmo. Os resultados são apresentados no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Resultados do estudo de convergência da malha para os elementos sólidos



Tipo de Elemento	Malha [mm]	f_{cm} E.E. (MPa)	f_{ct} F.E.M. (MPa)	Erro [%]
C3D8R	5	34,22	34,03	0,49 %
C3D8R	10		33,69	1,49 %
C3D8R	20		33,20	2,94 %
C3D8	5		34,16	0,11 %
C3D8	10		33,97	0,68 %
C3D8	20		33,63	1,66 %
$\text{Erro} = \left \frac{f_{ypm} \text{ E. E.} - f_{yp} \text{ F. E. M.}}{f_{ypm} \text{ E. E.}} \right $				

Analisando os resultados da tabela anterior verifica-se que a utilização de elementos do tipo C3D8 traduz-se em valores de tensões mais próximas das experimentais, contudo admite-se que o erro ao utilizar elementos do tipo C3D8R é aceitável para a análise em questão. Com isto, e de modo a minimizar a complexidade do modelo optou-se por utilizar elementos do tipo C3D8R com 5mm para as zonas mais suscetíveis de concentração de tensões e deformações, e elementos do tipo C3D8R com 10mm para as restantes zonas. Para além destas duas uniformizações houve zonas de maior refinamento da malha, nomeadamente na intersecção da chapa perfilada e da nervura de betão, com o sistema de ligação aço-betão.

4.3 Validação do modelo numérico

Após definidos todos os parâmetros, quer materiais, quer geométricos do modelo numérico procedeu-se à validação do mesmo. Para isso fez-se uma análise estática geométrica não linear sem ter em consideração as imperfeições geométricas dos elementos, ativando o parâmetro (NLGEOM=ON) no programa *Abaqus*.

A validação do modelo numérico é feita com o intuito de reproduzir os ensaios experimentais, tomando como parâmetros de validação a comparação entre a curva $P_{máx} - \delta_{v-1/2v\tilde{a}o}$ do ensaio experimental E.1, com a curva $P_{máx} - \delta_{v-1/2v\tilde{a}o}$ do respetivo ensaio numérico.

Para o modelo numérico foram consideradas duas etapas de carga; a primeira etapa de carga foi criada de modo a ter em conta o peso próprio do provete, uma vez que o início da contabilização dos deslocamentos verticais do ensaio experimental foi feito para uma carga instalada correspondente ao peso próprio do provete. A segunda etapa, como referido anteriormente, corresponde à imposição de um deslocamento vertical descendente, com um valor de 30 mm, nas zonas correspondentes às de aplicação de carga dos ensaios experimentais.

O modelo numérico foi calibrado através de um processo iterativo, ou seja, inicialmente criou-se um modelo em que os contactos entre a chapa perfilada e o betão foram definidos como rígidos (“*ties*”), de modo a perceber se a modelação dos elementos e a sua posição estava correta. Como seria de esperar obteve-se uma rigidez do modelo bastante superior à dos ensaios experimentais, traduzida numa deformação bastante reduzida, e um valor de carga última superior, justificado pelo facto de haver uma ligação rígida entre a chapa perfilada e o betão. Após analisar o correto posicionamento de todos os elementos e das condições de fronteira do modelo foi feita uma segunda iteração onde se introduziu o sistema de ligação aço-betão junto às extremidades, considerando-se na mesma uma ligação rígida entre todos os elementos. Nesta segunda iteração o resultado foi semelhante ao da primeira, uma vez que a ligação entre os elementos se mantém rígida. Numa terceira iteração introduziram-se os parâmetros dos contactos entre a chapa perfilada e o betão, definidos no subcapítulo 4.2.2.3. Para esta terceira iteração, apresentada na Figura 4.14 em linha tracejada azul, já se atingiram valores de carga última próximos dos valores dos ensaios experimentais, mas a rigidez do modelo numérico ainda se encontrava bastante elevada quando comparada com a rigidez do modelo experimental. Após alguns testes no modelo houve a perceção de que esta diferença de cerca de 43% entre a deformação do modelo numérico e a deformação do ensaio experimental se devia ao facto de não haver uma medição da deformação relativa vertical entre os apoios do provete, condicionada pela deformabilidade da banda neoprene, e o meio vão da laje.

Denotou-se então que esta deformação nos apoios era importante, uma vez que nos ensaios experimentais existiam bandas de neoprene, de cerca de 10mm de espessura, que ficaram completamente deformadas no final dos ensaios. Para isso efetuou-se uma quarta e última iteração onde se introduziram as bandas de neoprene entre a chapa perfilada e os apoios metálicos. Com a introdução deste elemento houve uma melhoria em termos de aproximação de rigidez dos dois modelos, apesar de continuar a ser observado um erro de cerca de 10% no que diz respeito ao deslocamento a meio vão (ver Quadro 4.5). No entanto assume-se que este

erro é aceitável e credível, uma vez que o sistema de ligação aço-betão, introduzido no modelo numérico, apresenta um comportamento perfeito, quando comparado com o ensaio experimental onde existiam certas imperfeições difíceis de quantificar, uma vez que este sistema se encontra embebido no betão. Relativamente ao valor de carga última não se verificou grande variação em termos de resultados entre os dois modelos numéricos, sendo o valor final de erro de cerca de 5% de diferença entre o modelo numérico e experimental.

A comparação dos resultados, para a carga última e para a deformação vertical a meio vão, entre os ensaios experimentais e o modelo numérico, é apresentada no Quadro 4.5, e as curvas correspondentes são apresentadas na Figura 4.14.

Quadro 4.5 – Comparação entre os resultados dos ensaios experimentais e numéricos

	$P_{máx}$ Numérico [kN]	$P_{máx}$ Experimental [kN]	Erro [%]	$\delta_{v-1/2vão}$ Numérico [mm]	$\delta_{v-1/2vão}$ Experimental [mm]	Erro [%]
F.E.M. s/ Neoprene	229,98	220,15	4,42 %	19,02	33,18	42,68 %
F.E.M. c/ Neoprene	231,79		5,29 %	29,84		10,07 %

$$\text{Erro} = |P_{max\ E.E.} - P_{max\ F.E.M.}| / P_{max\ E.E.}$$

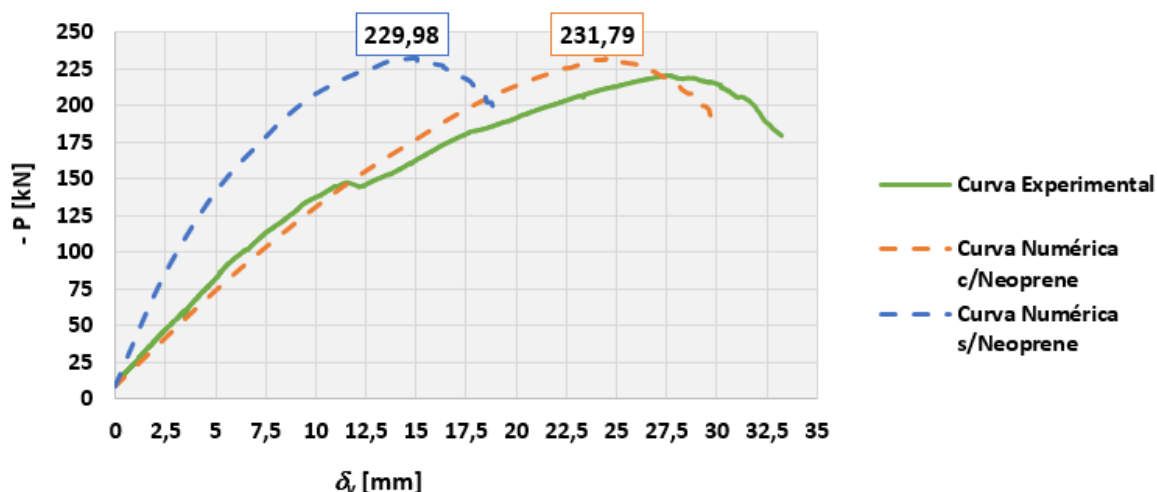


Figura 4.14 – Comparação dos ensaios numéricos com os ensaios experimentais

Na Figura 4.15 apresenta-se o aspeto final do provete em termos de magnitude de deformações, onde se verifica que entre a zona de aplicação de carga e a secção de meio vão existe uma diferença mínima em termos de deformação, à semelhança dos ensaios experimentais.

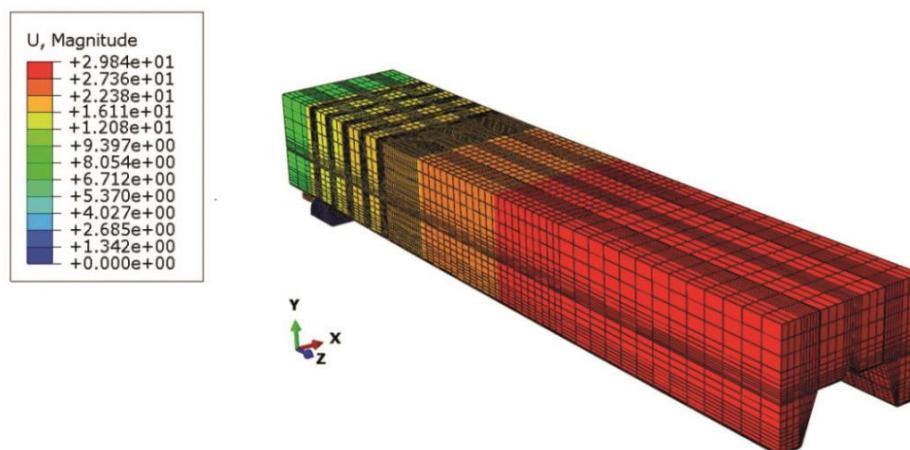


Figura 4.15 – Deformada do modelo numérico

Na Figura 4.6 apresenta-se uma comparação entre a deformação da extremidade do provete, no final do ensaio numérico, e no final do ensaio experimental, onde se verificam algumas semelhanças e é possível concluir que o sistema de ligação aço-betão foi solicitado no modelo numérico, à semelhança do que aconteceu no ensaio experimental.

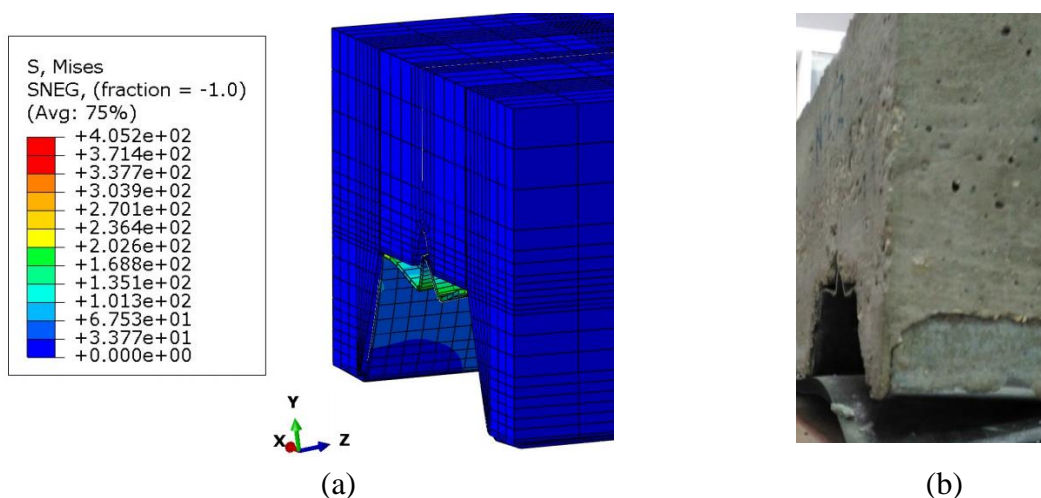


Figura 4.16 – (a) Deformação de extremidade do modelo numérico (a) Deformação de extremidade do ensaio experimental

4.4 Análise paramétrica

De modo a complementar o estudo numérico do presente trabalho, assumindo que o erro de 5,29% apresentado após a calibração numérica é aceitável, realizou-se um estudo paramétrico das lajes mistas de forma a alargar os resultados para outras configurações geométricas. Este estudo efetuou-se com o intuito de comparar a carga última calculada através de algumas

normas e hipóteses (norma ABNT NBR 8800:2008; norma NP EN 1994-1-1; Hipótese 1 (Pereira, 2012)), com a carga última obtida através dos modelos de elementos finitos.

A análise paramétrica consistiu na variação da altura da nervura de betão para dois tipos de chapa perfilada, a chapa perfilada H60 com 1 mm de espessura, apresentada no subcapítulo 3.2.2 e a chapa perfilada H120, com 1,2 mm de espessura. A chapa perfilada H120 apresenta características semelhantes à H60, com uma altura de aproximadamente 120 mm. As propriedades dos modelos de elementos finitos para a análise paramétrica são as mesmas do modelo de elementos finitos calibrado anteriormente para a laje com 150 mm de espessura. A secção transversal, e a nomenclatura dos provetes analisados pelo método de elementos finitos, para a chapa perfilada H60 são apresentadas no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Propriedades geométricas dos provetes com chapa perfilada h60, com 1mm de espessura

Provete	Secção transversal dos provetes
F.E.M. H60.100	
F.E.M. H60.150	
F.E.M. H60.200	

À semelhança do que aconteceu para a laje mista com 150 mm, ensaiada experimentalmente e calibrada numericamente, também os modelos com 100 mm e 200 mm de altura apresentaram valores de carga máxima, para o modelo de elementos finitos $P_{m\acute{a}x(F.E.M.)}$, superiores aos valores obtidos pela norma NP EN 1994-1-1. O valor de carga última obtido pela norma NP EN 1994-1-1 representa cerca de 20 % dos valores obtidos através dos modelos “F.E.M. H60 150 mm” e F.E.M. H60 200 mm”, e representa cerca de 40 % do valor obtido para o modelo F.E.M. H60 100 mm”. Pelo contrário a aplicação da norma ABNT NBR 8800:2008, para o modelo “F.E.M. H60 150 mm” resulta num valor de carga última que ultrapassa ligeiramente o valor atingido pelo modelo numérico, e para o modelo “F.E.M. H60 200 mm” resulta num valor de carga última inferior, mas próximo do valor obtido para o modelo numérico. Os valores de resistência obtidos pela aplicação da hipótese 1, apresentada por

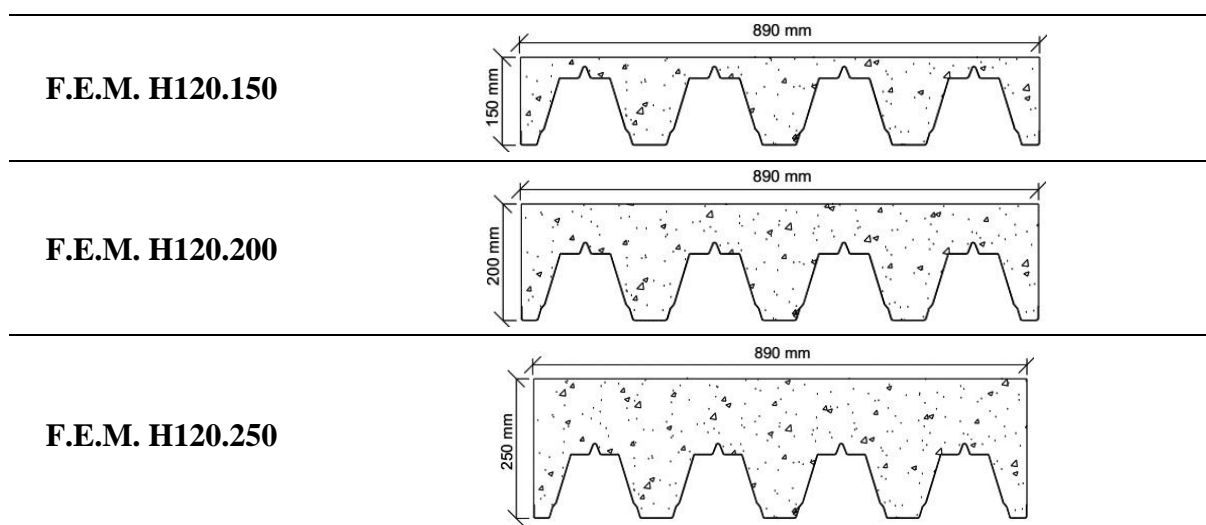
Pereira (2012), são inferiores, quando comparados com os valores obtidos para os modelos com 150 mm e 200 mm, com alguma margem. Já para o caso do modelo com 100 mm, tanto a aplicação da norma ABNT NBR 8800:2008, como a aplicação da hipótese 1, apresentada por Pereira (2012), apresenta valores de carga última bastante superiores aos observados no modelo numérico. Esta análise pode ser consultada no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Comparação entre os resultados numéricos e teóricos – Chapa H60

	Metodologia de cálculo	$P_{max(teórico)}$ [kN]	$P_{máx(F.E.M.)}$ [kN]	$P_{teórico}/P_{F.E.M.}$
F.E.M. H60 100 mm	ABNT NBR 8800:2008	206,78	64,46	320,79 %
	NP EN 1994-1-1	24,70		38,31 %
	Hipótese 1 (Pereira, 2012)	187,64		291,10 %
F.E.M. H60 150 mm	ABNT NBR 8800:2008	233,71	231,79	100,83 %
	NP EN 1994-1-1	45,12		19,47 %
	Hipótese 1 (Pereira, 2012)	208,07		89,77 %
F.E.M.H60 200 mm	ABNT NBR 8800:2008	265,42	280,64	94,59 %
	NP EN 1994-1-1	65,55		23,36 %
	Hipótese 1, (Pereira, 2012)	223,70		79,71 %

Para o caso da chapa perfilada H120, apresentam-se no Quadro 4.8 as secções transversais, e as nomenclaturas dos provetes analisados pelo método de elementos finitos.

Quadro 4.8 – Propriedades geométricas dos provetes com chapa perfilada H120, com 1,2 mm de espessura



À semelhança do que foi observado para os modelos de elementos finitos com chapa H60, também os modelos com chapa H120 apresentaram valores de carga máxima, para o modelo de elementos finitos $P_{m\acute{a}x(F.E.M.)}$, superiores aos valores obtidos pela norma NP EN 1994-1-1. O valor de carga última obtido pela norma NP EN 1994-1-1 representa, uma vez mais, cerca de 20 % dos valores de carga última obtidos através dos modelos numéricos. Pelo contrário a aplicação da norma ABNT NBR 8800:2008, para o provete “F.E.M. H120 150 mm” e “F.E.M. H120 200 mm” resulta num valor de carga última que ultrapassa o valor atingido pelo modelo numérico, e para o provete “F.E.M. H60 250 mm” resulta num valor de carga última inferior, mas próximo do modelo numérico. Os valores de resistência obtidos pela aplicação da hipótese 1, apresentada por Pereira (2012), para a laje com chapa H120, são superiores, aos valores obtidos pelo modelo numérico. Para a chapa H120 observa-se que a aplicação da norma ABNT NBR 8800:2008, resulta em valores de carga última inferiores aos da hipótese 1 apresentada por Pereira (2012), ao contrário do sucedido para a chapa H60. Deste modo, para os provetes com chapa H120, a aplicação da hipótese 1, resulta em valores de carga última que ultrapassam os valores dos 3 modelos numéricos. Esta análise pode ser consultada no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 - Comparação entre os resultados numéricos e teóricos – Chapa H120

	Metodologia de cálculo	$P_{max(teórico)}$ [kN]	$P_{m\acute{a}x(F.E.M.)}$ [kN]	$P_{teórico}/P_{F.E.M.}$
F.E.M. H120 150 mm	<i>ABNT NBR 8800:2008</i>	251,82	215,57	116,70 %
	<i>NP EN 1994-1-1</i>	41,72		19,35 %
	<i>Hipótese 1 (Pereira, 2012)</i>	289,26		134,18 %
F.E.M. H120 200 mm	<i>ABNT NBR 8800:2008</i>	281,83	271,20	103,92 %
	<i>NP EN 1994-1-1</i>	66,03		24,35 %
	<i>Hipótese 1 (Pereira, 2012)</i>	313,55		115,47 %
F.E.M.H120 250 mm	<i>ABNT NBR 8800:2008</i>	317,20	335,37	94,58 %
	<i>NP EN 1994-1-1</i>	90,34		26,94 %
	<i>Hipótese 1 (Pereira, 2012)</i>	337,86		100,74 %

5 CONCLUSÕES

No presente trabalho procurou-se avaliar e discutir o grau de conservadorismo do atual modelo de verificação ao esforço transverso presente na norma NP EN 1994-1-1. Para isso foram realizados ensaios experimentais a duas lajes mistas, uma com altura de betão se 150 mm e outra com altura de betão de 200 mm, e comparados os valores de resistência ao esforço transverso dos ensaios com os valores de resistência ao esforço transverso obtido através de várias normas e de algumas hipóteses de cálculo apresentadas por outros autores.

Tanto para a laje mista de 150 mm, como para a de 200 mm verificou-se que o valor da resistência ao esforço transverso, obtido a partir da norma NP EN 1994-1-1 é o que apresenta valores teóricos mais reduzidos quando comparado com as outras metodologias apresentadas, resultado de este não incorporar explicitamente a contribuição da chapa perfilada. Por outro lado, o valor da resistência ao esforço transverso obtido a partir da norma ABNT NBR 8800:2008 é o que apresenta valores teóricos mais elevados, resultado do valor ser a soma entre a contribuição para a resistência do betão mais a contribuição para a resistência da chapa perfilada.

Os resultados experimentais vieram comprovar o elevado grau de conservadorismo que existe ao aplicar a formulação da norma NP EN 1994-1-1. Para o caso da laje mista com 150 mm, a aplicação da norma NP EN 1994-1-1 previa um valor resistente ao esforço transverso de aproximadamente 22,6 kN, enquanto que a aplicação da norma ABNT NBR 8800:2008 previa um valor de 116,9 kN, o que corresponde a aproximadamente 5 vezes o valor da norma anterior. Experimentalmente, para a laje com 150 mm de altura obteve-se um valor máximo de esforço transverso no ensaio de 110,1 kN, momento em que o provete deixou de ter capacidade resistente. O valor obtido experimentalmente é cerca de 4,9 vezes superior ao obtido pela norma NP EN 1994-1-1 e ligeiramente inferior ao valor obtido pela norma ABNT NBR 8800:2008.

Para o caso da laje mista com 200 mm, era expectável à partida que esta atingisse um valor de resistência ao esforço transverso superior ao da laje mista com 150 mm, uma vez que apresenta a mesma chapa perfilada e uma nervura de betão superior ao caso anterior. Ao aplicar as normas verifica-se que para a NP EN 1994-1-1 previa-se um valor resistente ao esforço transverso de aproximadamente 32,8 kN, enquanto que a aplicação da norma ABNT NBR 8800:2008 previa um valor de 132,7 kN, o que corresponde a aproximadamente 4 vezes o valor da norma anterior. Experimentalmente, para a laje com 200 mm de altura não se atingiu um valor de esforço transverso tão elevado, tendo-se, no entanto, atingido um valor de 87,9 kN, no momento em

que o provete deixou de ter capacidade resistente. Ainda assim, e apesar do resultado não ser o expectável, o valor obtido experimentalmente é cerca de 2,7 vezes superior ao obtido pela norma NP EN 1994-1-1 e cerca de 0,66 vezes o valor obtido pela norma ABNT NBR 8800:2008. Para o caso da laje mista com 200 mm de altura observou-se uma falha do sistema de ligação entre a chapa perfilada e o betão, o que impediu a laje mista de ter uma rotura por esforço transverso.

Em complemento à análise experimental realizou-se uma análise numérica, calibrada com os resultados do ensaio experimental da laje mista de 150 mm, que serviu de base para a realização de uma análise paramétrica. Nesta análise paramétrica com variação do tipo de chapa e da altura do betão comprovou-se uma vez mais que os valores do esforço transverso resistente obtidos pela norma NP EN 1994-1-1 corresponderam a cerca de 20 % do valor de resistência obtido por via numérica, com a exceção do modelo “F.E.M. H60 100 mm”, em que os resultados do esforço transverso resistente obtidos pela norma NP EN 1994-1-1 correspondem a cerca de 40 % do valor de resistência obtida por via numérica.

Em resumo, e tendo em conta os objetivos da presente dissertação, é possível concluir que o modelo de avaliação da resistência ao esforço transverso em lajes mistas é demasiado conservador, penalizando demasiado a resistência da laje mista ao não considerar adequadamente a contribuição da chapa perfilada para a resistência.

6 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O trabalho apresentado não deve ser visto como um trabalho concluído, mas sim como mais uma etapa de um trabalho de investigação mais alargado, ainda em curso, que contempla novos ensaios experimentais e novos estudos paramétricos com vista ao estabelecimento de uma proposta de metodologia de dimensionamento de lajes mistas ao esforço transverso. Como propostas de trabalhos futuros com o objetivo de reformular o modelo prescrito na norma NP EN 1994-1-1 apresentam-se os seguintes pontos:

1. Repetição dos ensaios experimentais apresentados no presente trabalho, com uma maior amostragem para cada tipologia de provete, de modo a despistar possíveis erros de execução e eliminar resultados que se afastem da média das amostras;
2. Melhoria do sistema de ligação entre o aço e o betão, de modo a garantir um funcionamento conjunto dos dois materiais e a evitar falhas durante futuros ensaios;
3. Calibração de modelos numéricos a partir de resultados experimentais provenientes de um maior número de amostras de provetes;
4. Realização de modelos numéricos mais detalhados, em detrimento dos modelos simplificados apresentados no presente trabalho, eliminando as condições de fronteira que serviam para simular simetrias no modelo. Com isto espera-se uma redução de rigidez do modelo e uma maior aproximação da deformação real dos modelos experimentais.
5. Para a realização de modelos numéricos mais detalhados propõe-se uma caracterização mais rigorosa dos materiais, e um estudo da interação entre a chapa perfilada e o betão, de modo a definir corretamente os parâmetros de contacto;
6. Revisão do modelo de cálculo do esforço transverso resistente presente na norma NP EN 1994-1-1, de modo a não penalizar as lajes mistas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 8800:2008, Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto em edifícios (2008).
- ABNT NBR 14762, Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio (2010).
- Ali, A. *et al* (2010). A Review of Constitutive Models for Rubber-Like Materials. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, Volume 3, Issue 1: 232-239
- Appleton, J. e Costa, A (2002). “Estruturas de Betão I – Parte II – Materiais” DEC – Instituto Superior Técnico.
- Aktas, M. and Sumer, Y. (2015). Defining parameters for concrete damage plasticity model. *Challenge Journal of Structural Mechanics* **3**: 149-155.
- Calado, J.S. (2010), “Estruturas mistas de aço e betão”, Lisboa IST Press
- CEB-FIP (1993), Comité Euro-International du Béton - CEB-FIP Model Code 1990 (CEB-FIP MC90). *Bulletin D’Information*, No.215, Lausanne.
- CEN, ENV 1994-1-1, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures (1994): Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- CEN, NP EN 12390-3, Ensaios de betão endurecido (2009). Parte 3: Resistência à compressão dos provetes.
- CEN, NP EN 1992-1-1, Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão (2010). Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
- CEN, EN 1993-1-3, Eurocode 3: design of Steel Structures (2006). Part 1-3: General Rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting.
- CEN, NP EN 1994-1-1, Eurocódigo 4: Projeto de estruturas mistas aço-betão (2011). Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
-

- Crisinel, M. e Marimon, F. (2004). A new simplified method for the design of composite slabs. *Journal of constructional steel research*. **60**: 481-491.
- Goh, C.C., Patrick, M., Proe, D., and Wilkie, R. (2001). *Design of composite slabs for strenght, composite structures design manual – Design booklet DB3.1*, Melbourne, Victoria, Australia, BHP Integrated Steel.
- Gonçalves, M. M. (2011). *Avaliação Comparativa das Metodologias de Dimensionamento de Lajes Mistas Previstas no Eurocódigo 4*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.
- Henriques, J. A. (2013). *Behaviour of joints: simple and eficiente steel-to-concrete joints* Tese de Doutoramento na especialidade de Construção Metálica e Mista, Universidade de Coimbra.
- Liang, Q. Q. (2015). *Analysis and Design of steel and composite structures*. CRC Press Taylor & Francis, Boca Raton, First Edition.
- Lúcio, V. (2006). “Apontamentos de estruturas de betão armado I”, FCT – Universidade Nova de Lisboa.
- Johnson, R. P. (1994). *Composite Structures of Steel and Concrete*. Volume 1, Blackwell Scientific Publications, Oxford, Second Edition.
- Johnson, R. P. (2004). *Composite Structures of Steel and Concrete*. Volume 1, Blackwell Scientific Publications, Oxford, Third Edition.
- Johnson, R. P. e Anderson, D. (2004). *Designers guide to EN 1994-1-1 eurocode 4: design of composite steel and concrete structures*, Thomas Telford, London, First publication.
- MRCMA (2009). *Composite slabs and beams using steel decking - Best practise for design and construction*, technical paper No.13.
- Nethercot D. A. (2004), “Composite Construction”, Spon Press of the Taylor and Francis Group, London.
-

- Pereira, R. P. (2012). *Análise e Discussão dos Modelos de Cálculo Preconizados no Eurocódigo 4 Para Avaliação da Resistência ao Esforço Transverso em Lajes Mistas* Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.
- Qureshi, J. e Lam, D. (2012). Behaviour of Headed Shear Stud in Composite Beams with Profiled Metal Decking. *Advances in Structural Engineering*. Volume 15, **Issue 9**: 1547 – 1558.
- Shamass *et al.* (2014). Finite-Element Analysis of Shear-Off Failure of Keyed Dry Joints in Precast Concrete Segmental Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 20:1, data de publicação online: 6 de Agosto de 2014.
- Simões, R. (2016). “Apontamentos das Aulas de Estruturas Metálicas II”, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.
- Shahzad, M. *et al* (2015). Mechanical Characterization and FE Modelling of a Hyperelastic Material. *Materials Research*. 2015; 18(5): 918-924
- Howard Wright (1998). Composite slabs. *Progress in structural engineering and materials*. Volume 1, **Issue 2**: 178-084