



UNIVERSIDADE D  
COIMBRA

Marco Filipe Francisco Lopes

COMPORTAMENTO DE COLUNAS INOVADORAS  
MISTAS DE AÇO ENFORMADO A FRIO E BETÃO LEVE

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Mecânica Estrutural, orientada pelos Professores Doutores Rui António Duarte Simões e Hélder David da Silva Craveiro e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Setembro de 2021



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

Marco Filipe Francisco Lopes

# **COMPORTAMENTO DE COLUNAS INOVADORAS MISTAS DE AÇO ENFORMADO A FRIO E BETÃO LEVE**

## **BEHAVIOR OF INNOVATIVE COMPOSITE COLD-FORMED STEEL COLUMNS FILLED WITH LIGHTWEIGHT CONCRETE**

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 possam surgir

Coimbra, 30 de julho de 2021

1 2  9 0

UNIVERSIDADE D  
COIMBRA

*“Someone's sitting in the shade today because someone planted a tree a long time ago.”*

**Warren Buffett**

*“Find a Job you enjoy doing, and you will never have to work a day in your life”*

**Mark Twain**

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer aos meus orientadores, Professor Doutor Rui António Duarte Simões e Professor Doutor Hélder David da Silva Craveiro, pois sem a cooperação destes todo o trabalho realizado não seria possível.

Quero agradecer a todo o pessoal envolvido no projeto de investigação INNOCFSCONC, assim como a Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, equipa de investigação do ISISE e todos os que de alguma maneira contribuíram para que este trabalho de investigação fosse possível.

Agradeço também a todos os meus colegas e amigos que me acompanharam durante este percurso e que de certo modo contribuíram indiretamente para a finalização do mesmo e para o seu sucesso.

Agradeço aos meus pais, irmã e familiares mais próximos por criarem todas as condições e oportunidades para que me fosse possível chegar a este patamar, assim como agradeço por todo o apoio e encorajamento que me prestaram durante esta longa jornada.

A todos os meus sinceros agradecimentos pela ajuda e apoio fornecido nesta jornada incrível.

Agradecimento à Fundação Portuguesa para a Ciência e Tecnologia (FCT) pelo apoio ao projeto de investigação PTDC/ECI-EGC/31858/2017- INNOCFSCONC - Solução estrutural híbrida inovadora com recurso a aço enformado a frio e betão leve, financiado por fundos do FEDER, Programa – COMPETE e por fundos nacionais através da FCT.

Cofinanciado por:



UNIÃO EUROPEIA  
Fundo Europeu  
de Desenvolvimento Regional



## RESUMO

As soluções e estruturas com elementos de aço enformado a frio são extremamente versáteis, tendo nas últimas décadas a sua quota de mercado crescido significativamente; o aço enformado a frio encontra-se em elementos secundários e primários de estruturas, existindo atualmente estruturas totalmente em aço enformado a frio, denominadas de *light steel framing*.

A sua versatilidade pode ser ainda explorada combinando perfis de aço enformado a frio entre si, formando secções compostas, que por outro lado, estas podem ser preenchidas com outros materiais estruturais, nomeadamente o betão leve, criando assim, soluções estruturais inovadoras de elevado valor acrescentado. Além disso, recorrendo a estes materiais estruturais é também possível explorar a pré-fabricação e modularidade.

Neste trabalho foram estudadas colunas mistas inovadoras compreendendo elementos de aço enformado a frio, associados de modo a criar secções transversais fechadas, total/parcialmente preenchidos por betão leve. Para tal, foram realizados ensaios experimentais de compressão em colunas mistas aço-betão leve para a avaliação da sua capacidade de carga e identificação dos possíveis fenómenos de encurvadura (locais e globais). Foi também analisado o nível de restrição proporcionado pelo betão leve aos fenómenos de encurvadura local, característicos dos perfis metálicos de paredes finas.

Os resultados experimentais foram posteriormente comparados com as previsões com base na EN 1994 parte 1-1.

Os trabalhos foram realizados no âmbito do projeto de investigação INNOCFSCONC.

**Palavras-chave:** Aço-enformado a Frio; Betão Leve; Colunas Mistas.

## **ABSTRACT**

Solutions and structures with elements of cold-formed steel are extremely versatile and in the last decades their market share has been increasing significantly, cold-formed steel can be found in primary and secondary steel elements and entire structures can be made from it, normally called light steel framing.

Its versatility can be further explored combining various cold-formed steel profiles, making composite sections, in other hand, they can be filled with another structural material, namely lightweight concrete, allowing the creation of innovative solutions with increased interest and value. Besides that, those materials allow the possibility of prefabrication and modularity.

In this work were studied various innovative composite columns composed of cold-formed steel sections, assembled to create closed section, that will be totally/partially filled with lightweight concrete. For such, various compression tests were executed on cold-formed steel columns filled with lightweight concrete to allow the study and evaluation of the load capacity and the possible buckling phenomenon (local and global). The level of restriction offered by the concrete to the local buckling (normally associated with steel profiles with thin walls) was also studied.

The results were compared to the predictions offered by the EN 1994 part 1-1.

All the work was integrated in the investigation project of INNOCFSCONC.

**Keywords:** Cold-formed Steel; Lightweight Concrete; Composite Columns.

---

## ÍNDICE

Agradecimentos .....	i
Resumo .....	ii
Abstract.....	iii
Índice .....	iv
Índice de Figuras .....	vii
Índice de Quadros .....	x
Abreviaturas.....	xi
Simbologia.....	xii
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento .....	1
1.2 Definição do problema.....	3
1.3 Objetivos.....	3
1.4 Organização da dissertação.....	4
2 Revisão Bibliográfica.....	6
2.1 Aço enformado a frio .....	6
2.1.1 Considerações gerais .....	6
2.1.2 Processos de fabrico .....	6
2.1.3 Vantagens e desvantagens .....	7
2.1.4 Imperfeições geométricas .....	8
2.1.5 Tensões residuais.....	9
2.1.6 Comportamento Estrutural .....	10
2.2 Betão leve .....	13
2.3 Colunas mistas aço e betão ( <i>Concrete filled composite columns</i> ) .....	14
2.3.1 Introdução.....	14
2.3.2 Comportamento estrutural .....	16
2.4 Normas de dimensionamento.....	19
2.4.1 Introdução .....	19

---

2.4.2	Betão leve .....	19
2.4.3	Aço enformado a frio.....	19
2.4.4	Colunas mistas de aço enformado a frio e betão leve.....	26
3	Análise Experimental .....	30
3.1	Introdução .....	30
3.2	Provetes de ensaio.....	30
3.3	Propriedades dos materiais .....	32
3.3.1	Betão leve .....	32
3.3.2	Aço enformado a frio.....	34
3.4	Sistema experimental para o ensaio de colunas .....	35
3.5	Instrumentação das colunas .....	37
3.6	Montagem dos provetes .....	39
4	Resultados dos ensaios .....	40
4.1	Introdução .....	40
4.2	Provetes R <sub>2C+2U</sub> .....	40
4.2.1	Modos de rotura.....	40
4.2.2	Carga de rotura .....	42
4.2.3	Deformações, deslocamentos e extensões .....	42
4.3	Provete R <sub>2Σ+2U</sub> .....	45
4.3.1	Modos de rotura.....	45
4.3.2	Carga de rotura .....	46
4.3.3	Deformações, deslocamentos e extensões .....	47
4.4	Provetes S <sub>2C+2U</sub> .....	50
4.4.1	Modos de rotura.....	50
4.4.2	Carga de rotura .....	52
4.4.3	Deformações, deslocamentos e extensões .....	52
4.5	Provetes S <sub>2Σ+2U</sub> .....	55
4.5.1	Modos de rotura.....	55
4.5.2	Carga de rotura .....	56
4.5.3	Deformações, deslocamentos e extensões .....	57

---

---

4.6	Observações finais .....	59
5	Previsões do Eurocódigo 4 parte 1-1.....	61
5.1	Introdução .....	61
5.2	Cargas estimadas.....	61
5.3	Comparação de resultados .....	62
6	Conclusões e Trabalhos Futuros .....	65
6.1	Conclusões .....	65
6.2	Trabalhos futuros .....	66
	Referências Bibliográficas.....	68
Apêndice A	Propriedades das secções .....	A.1
Apêndice B	Cálculo da capacidade de carga EC4-1-1 .....	B.1

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 - Métodos de moldagem de AEF. a) Quinadeira de Chapa (Maqfort@). b) Perfiladora (Algoro@) .....	1
Figura 1-2 Secções de aço enformado a frio simples e compostas. a) Secções abertas simples. b) Secções fechadas compostas. c) Secções abertas compostas.....	2
Figura 1-3 -Painéis Perfilados. a) Chapa Colaborante (LNEC@). b) Painel Sandwich (Perfilchapa@). c) Chapas Perfiladas (Redemoderna@). .....	2
Figura 2-1 - Construções em AEF. a) Residência em AEF (Centralprojectos@, 2019). b) Pavilhão em AEF (Frisomat@). .....	6
Figura 2-2 – Processos de Quinagem (Arsedys@).....	7
Figura 2-3 – Processos de Perfilagem. a) Rolo de chapa (Fms@, 2017). b) Fases do processo de perfilagem (Manufacturingguide@). .....	7
Figura 2-4 – Definição das imperfeições geométricas. a) imperfeição na alma, $d_1$ . b) imperfeição no banzo, $d_2$ . (Schafer e Peköz, 1998).....	9
Figura 2-5 – Definição de tensões residuais de flexão e membrana. (Schafer e Peköz, 1998)	10
Figura 2-6 - Tensão residual de flexão média %fy. a) Perfilagem. b) Quinagem. (Schafer e Peköz, 1998).....	10
Figura 2-7 – Modos de encurvadura de uma secção com reforço de extremidade à compressão. (Hancock, 2003) .....	11
Figura 2-8 – Deformação torsional e distorcional de secções com reforço de extremidade. a) Deformação torsional. b) deformação distorcional. (Hancock, 2003) .....	11
Figura 2-9 – Modos de encurvadura para uma secção com reforços de extremidade. a) local. b) distorcional. c) flexão. d) flexão-torção. interações: e) local e torsional. f) flexão e local. g) flexão e distorcional h) flexão-torção e local. i) flexão-torção e distorcional. j) flexão e flexão-distorcional. (Dubina et al, 2012).....	12
Figura 2-10 – Secções AEF ligadas por parafusos. (Vy et al, 2021).....	13
Figura 2-11 – Tipos de colunas mistas. a) Coluna mista com perfil preenchido com betão. b) Coluna mista com perfil envolvido em betão. ....	15
Figura 2-12 – Secções estudadas pelos autores. (Ren et al, 2014) .....	16
Figura 2-13 – Modos de encurvadura de secções simples e mistas. (Ge e Usami, 1992).....	18
Figura 2-14 – Representação de separação em elementos externos e internos de um perfil U. ....	20
Figura 2-15 – Secções efetivas à compressão. a) elemento interno. b) elemento externo. (EN 1993-1-5, 2006) .....	20
Figura 2-16 – Reforço de extremidade. (EN 1993-1-3, 2006) .....	23
Figura 3-1 – Perfis AEF. a) perfil U. b) perfil C. c) perfil $\Sigma$ . .....	31

Figura 3-2 – Tipo de secções dos provetes. a) R-2C+2U. b) R-2Σ+2U. c) S-2C+2U. d) S-2Σ+2U.....	31
Figura 3-3 – Secções construídas (unidades em mm). a) R-2C+2U. b) R-2Σ+2U. c) S-2C+2U. d) S-2Σ+2U. e) Espaçamento médio dos parafusos em altura. ....	32
Figura 3-4 – Tamanhos nominais para provetes cúbicos (EN 12390-1, 2012).....	33
Figura 3-5 – Modos de rotura satisfatórios (EN 12390-3, 2001) .....	33
Figura 3-6 – <i>Layout</i> experimental para ensaio dos provetes de aço à tração. ....	34
Figura 3-7 - Dimensões dos provetes para ensaio à tração.....	35
Figura 3-8 – Resultados dos ensaios à tração dos provetes de AEF.....	35
Figura 3-9 – Vista global do sistema experimental .....	36
Figura 3-10 – Dispositivos de medição de deformações (LVDT's). a) LVDT's na extremidade superior. b) LVDT's na extremidade inferior.....	36
Figura 3-11 – Sistema de apoio semirrígido.....	37
Figura 3-12 – Instrumentação das colunas com LVDT's. a) esquema da instrumentação. b) vista global da instrumentação. ....	38
Figura 3-13 – Instrumentação das colunas com extensómetros. a) provetes com 2 extensómetros. b) provetes com 10 ou 12 extensómetros. ....	38
Figura 4-1 – Provede R_2C+2U.....	40
Figura 4-2 – Modos de rotura dos provetes R_2C+2U. a) provede 1. b) provede 2. c) provede 3. ....	41
Figura 4-3 – Modos de rotura no provede R_2C+2U, 2. a) encurvadura global. b) fenómenos de encurvadura distorcional na extremidade superior da coluna. c) e e) fenómenos de encurvadura local e distorcional e afastamento da secção a meia altura. d) encurvadura distorcional na extremidade inferior. ....	41
Figura 4-4 – Deformações axiais dos provetes R_2C+2U. ....	42
Figura 4-5 – Evolução dos deslocamentos laterais na direção y e z dos provetes R_2C+2U. ....	44
Figura 4-6 – Direções e condições de apoio. a) sentido positivo do deslocamento na direção z. b) condições de fronteira. c) sentido positivo do deslocamento na direção y. ....	44
Figura 4-7 – Relação entre carga e extensões registadas nos provetes R_2C+2U. ....	45
Figura 4-8 - Provede R_2Σ+2U.....	45
Figura 4-9 - Modos de rotura no provede R_2Σ+2U. a) encurvadura global do provede 1. b) encurvadura global do provede 2. c) encurvadura global do provede 3. d) fenómenos de encurvadura distorcional e local a meia altura. e) encurvadura distorcional na extremidade inferior. ....	46
Figura 4-10 - Deformações axiais dos provetes R_2Σ+2U. ....	47
Figura 4-11 - Evolução dos deslocamentos laterais na direção y e z do provede R_2Σ+2U. ....	49
Figura 4-12– Direções e condições de apoio. a) sentido positivo do deslocamento na direção z. b) condições de fronteira. c) sentido positivo do deslocamento na direção y. ....	49
Figura 4-13 – Relação entre carga e extensões registadas nos provetes R_2Σ+2U. ....	50

---

Figura 4-14 - Provede S <sub>2C+2U</sub> .....	50
Figura 4-15 - Modos de rotura no provede S <sub>2C+2U</sub> . a) provede 1. b) provede 2. c) provede 3. d) Pormenor da zona de rotura dos provedes 2 e 3, respetivamente. e) Pormenor da zona de rotura do provede 1 f) fenómenos de encurvadura distorcional, na extremidade do provede 2.	51
Figura 4-16 - Encurvadura local na extremidade do provede 2. ....	52
Figura 4-17 – Deformação axial dos provedes S <sub>2C+2U</sub> .....	53
Figura 4-18 – Evolução dos deslocamentos laterais na direção y e z dos provedes S <sub>2C+2U</sub> .	54
Figura 4-19 - Direções e condições de apoio. a) sentido positivo do deslocamento na direção z. b) condições de fronteira. c) sentido positivo do deslocamento na direção y. ....	54
Figura 4-20 – Relação entre carga e extensões registadas no provede S <sub>2C+2U</sub> . ....	55
Figura 4-21 - Provede S <sub>2Σ+2U</sub> . ....	55
Figura 4-22 - Modos de rotura no provede S <sub>2Σ+2U</sub> . a) provede 1. b) provede 2. c) provede 3. d) Pormenor da zona de rotura do provede 1. e) Pormenor da zona de rotura do provede 2. f) encurvadura distorcional na extremidade inferior do provede 2. g) Pormenor da zona de rotura do provede 3. ....	56
Figura 4-23 - Deformação axial dos provedes S <sub>2Σ+2U</sub> .....	57
Figura 4-24 - Evolução dos deslocamentos laterais na direção y e z dos provedes S <sub>2Σ+2U</sub> . ....	58
Figura 4-25 - Direções e condições de apoio. a) sentido positivo do deslocamento na direção z. b) condições de fronteira. c) sentido positivo do deslocamento na direção y. ....	58
Figura 4-26 - Relação entre carga e extensões registadas nos provedes S <sub>2Σ+2U</sub> . ....	59
Figura 4-27 – Deformações axiais dos provedes.....	60

---

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2-1 – Elemento interno à compressão (EN 1993-1-5, 2006).....	22
Quadro 2-2 – Elemento externo à compressão (EN 1993-1-5, 2006).....	23
Quadro 2-3 – Valores máximos de $d/t$ , $h/t$ e $b/t$ , (EN 1994-1-1, 2004).....	27
Quadro 2-4 – Curvas de encurvadura e imperfeições dos membros para colunas mistas com secção retangular e circular preenchidas com betão. (EN 1994-1-1, 2004).....	29
Quadro 3-1 – Detalhes dos provetes.....	32
Quadro 3-2 – Teste de compressão a cubos de betão leve. ....	34
Quadro 4-1 – Cargas obtidas experimentalmente para o provete R_2C+2U. ....	42
Quadro 4-2 – Cargas obtidas experimentalmente para o provete R_2Σ+2U. ....	47
Quadro 4-3 - Cargas obtidas experimentalmente para o provete S_2C+2U. ....	52
Quadro 4-4 - Cargas obtidas experimentalmente para o provete S_2Σ+2U.....	56
Quadro 4-5 – Cargas obtidas experimentalmente .....	60
Quadro 5-1 – Cargas obtidas pela metodologia do EC4 parte 1-1 .....	62
Quadro 5-2 – Cargas verificadas pelo Eurocódigo 4 parte 1-1 e experimentalmente.....	62
Quadro 5-3 - Cargas verificadas pelo Eurocódigo 4 parte 1-1 e experimentalmente, usando a área bruta do aço.....	63
Quadro 5-4 – Rácio entre a carga experimental e a soma da área bruta de aço com a área de betão. ....	64

## **ABREVIATURAS**

AEF	Aço enformado a frio ( <i>Cold Formed Steel</i> )
AISI	Instituto Americano do Ferro e Aço ( <i>American Iron and Steel Institute</i> )
EC4	Eurocódigo 4
LVDT	Transformador Diferencial variável linear ( <i>Linear variable differential transformer</i> )
OSB	Aglomerado de partículas de madeira longas e orientadas ( <i>Oriented Strand Board</i> )

---

## SIMBOLOGIA

### Letras maiúsculas latinas

$A_a$	Área da secção de aço estrutural
$A_c$	Área da secção de betão
$A_s$	Área da armadura de reforço
$E_a$	Módulo de elasticidade do aço estrutural
$E_{lcm}$	Módulo de elasticidade secante do betão leve
$K$	Rigidez da mola por unidade de comprimento
$K_0$	Fator de calibração usado em colunas mistas
$K_e, K_{e,II}$	Fatores de correção usados em colunas mistas
$K_\sigma$	Fator de encurvadura, correspondente ao rácio entre tensões e as condições de fronteira (tipo de elemento)
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à encurvadura de um elemento comprimido
$N_{b,Rk}$	Valor característico da resistência à encurvadura de um elemento comprimido
$N_{cr}$	Esforço axial elástico crítico
$N_{cr,eff}$	Esforço axial elástico crítico considerando a rigidez efetiva
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção
$N_{pl,Rk}$	Valor característico do esforço normal resistente plástico da secção

### Letras minúsculas latinas

$b$	Largura do banzo
$\bar{b}$	Largura

---

$b_{p,c}$	Largura do reforço
$d$	Diâmetro da secção
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{sd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência da armadura de reforço à tração
$f_y$	Tensão de cedência
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço estrutural à tração
$h$	Altura da secção
$t$	Espessura
$t_n$	Espessura nominal
$t_f$	Espessura do banzo

### **Letras minúsculas gregas**

$\gamma_{M0}$	Coeficiente parcial de segurança - resistência da secção
$\gamma_{M1}$	Coeficiente parcial de segurança - resistência do membro
$\delta$	Rácio de contribuição do aço
$\delta_c$	Coeficiente de confinamento do betão
$\bar{\lambda}$	Esbelteza relativa
$\rho$	Coeficiente de redução para encurvadura em placas, massa volúmica
$\rho_s$	Rácio entre a área de armadura e a área de betão
$\sigma_{cr,s}$	Tensão elástica crítica de encurvadura
$\chi_d$	Fator de redução para encurvadura distorcional
$\psi$	Rácio da tensão

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento

O aço enformado a frio é o termo usado para descrever as peças metálicas que são formadas por processo de moldagem mecânica à temperatura ambiente tirando partido da ductilidade do aço, nomeadamente por quinagem (Figura 1-1 a)) ou, mais comum, por perfilagem com auxílio de rolamentos (Perfiladora - Figura 1-1 b)). Para que essa moldagem seja possível o aço a utilizar deve ter espessuras bastante reduzidas, usualmente entre 0.3 mm a 6 mm, o que proporciona peças com baixo peso próprio.

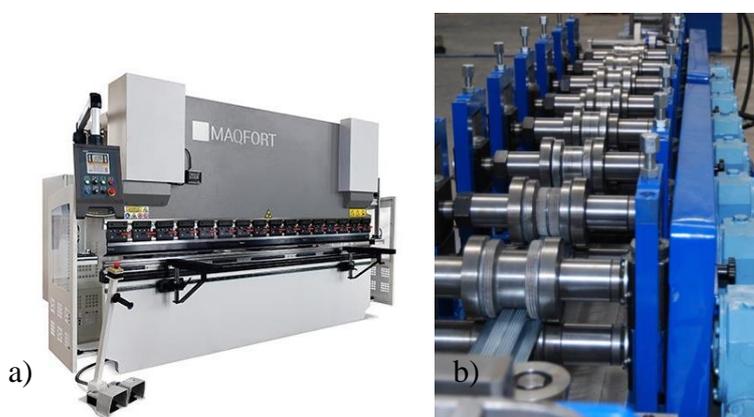


Figura 1-1 - Métodos de moldagem de AEF. a) Quinadeira de Chapa (Maqfort@). b) Perfiladora (Algoro@)

Os produtos enformados a frio têm atualmente um grande impacto na construção metálica, com tendência para aumentar, sendo tradicionalmente utilizados como elementos estruturais primários, secundários ou como elementos sem função estrutural. A sua enorme versatilidade e aplicabilidade conduziu a um aumento significativo do consumo de produtos de aço enformado a frio no sector da construção.

Apesar de se considerar um material inovador na indústria, este foi introduzido em meados do ano 1850 nos Estados Unidos e na Inglaterra, usado apenas em estruturas básicas (de pouca complexidade). Contudo, devido à falta de normas específicas e de informação nos manuais de dimensionamento da altura a aceitação do aço enformado a frio foi limitada (Allen, 2006).

A primeira diretiva de dimensionamento de estruturas de aço enformado a frio foi criada nos Estados Unidos da América em 1946, pela AISI e desde aí tem sido regularmente atualizada. Na Europa foi criado o primeiro documento com recomendações do dimensionamento de aço enformado a frio em 1987 (ECCS, 1987). Este documento foi desenvolvido e publicado em

2006 como o *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-3: General rules – supplementary rules for cold-formed members and sheeting*.

As secções de aço enformado a frio podem ser divididas em 2 grandes grupos, painéis perfilados e elementos em barra (perfis).

Os elementos em barra são secções abertas simples (Figura 1-2 a)), com várias configurações geométricas que facilmente podem ser combinadas entre si, formando secções fechadas (Figura 1-2 b)) ou secções abertas compostas (Figura 1-2 c)).

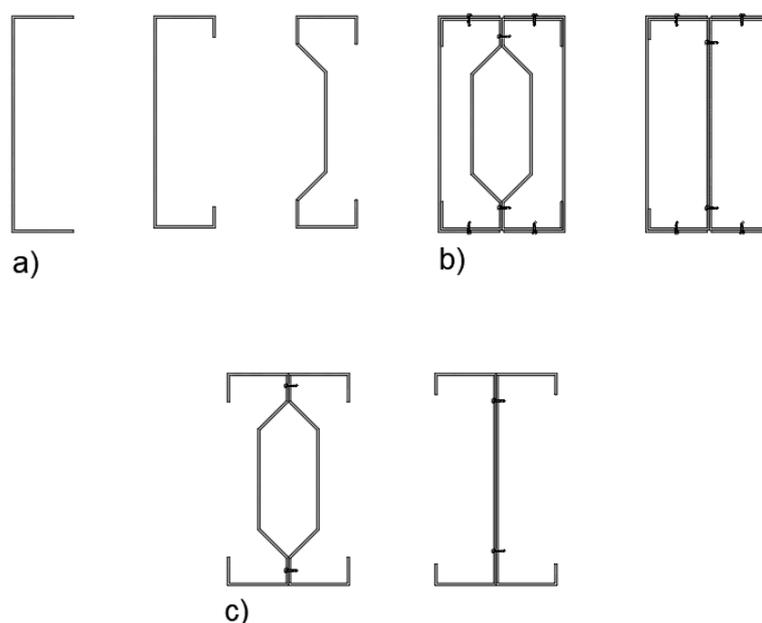


Figura 1-2 Secções de aço enformado a frio simples e compostas. a) Secções abertas simples. b) Secções fechadas compostas. c) Secções abertas compostas.

Os painéis perfilados são usados maioritariamente como painéis de acabamento de fachadas, painéis de cobertura e chapas colaborantes para lajes mistas.

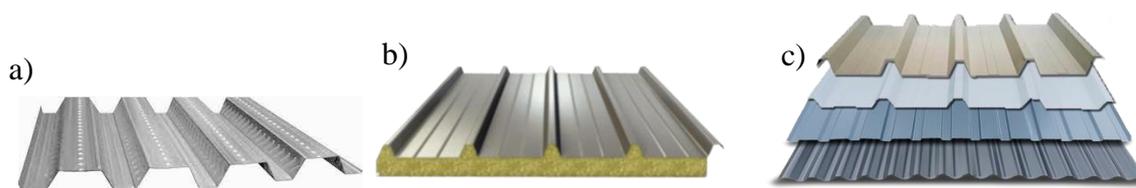


Figura 1-3 -Painéis Perfilados. a) Chapa Colaborante (LNEC@). b) Painel Sandwich (Perfilchapa@). c) Chapas Perfiladas (Redemoderna@).

## 1.2 Definição do problema

A quota de mercado do aço enformado a frio aumentou nos últimos anos, devido às suas características e vantagens, comparativamente com outros materiais estruturais, tendo a sua aplicação na área da construção vindo a aumentar anualmente.

Contudo, as secções mais comuns de aços enformados a frio apresentam baixa rigidez torsional e elevada esbelteza, o que implica que o seu comportamento seja muito condicionado por fenómenos de encurvadura local, encurvadura distorcional, encurvadura torsional, encurvadura por flexão e interações entre estes fenómenos.

Para resolver alguns desses problemas, opta-se por secções compostas (fechadas ou abertas), secções essas que podem posteriormente ser preenchidas ou envolvidas com betão, formando secções mistas.

A metodologias presentes nas normas e manuais de dimensionamento para secções mistas são extremamente limitadas, face às soluções de aço enformado a frio preenchidas ou envolvidas com betões de baixa densidade. Assim como, a bibliografia existente sobre secções de aço enformado a frio e betão leve raramente contemplam estas soluções.

Como tal, pretendeu-se avaliar e estudar o comportamento estrutural das colunas mistas inovadoras aço-betão leve e avaliar a validade da metodologia existente no EC4.

## 1.3 Objetivos

Com o crescimento da indústria e da aplicação do aço enformado a frio, existe uma crescente procura de soluções de carácter inovador, como as que serão apresentadas. Contudo, a falta de validação das normas e manuais de dimensionamento tornam estas soluções pouco utilizadas.

Como tal, foi estudada a sensibilidade a efeitos de encurvadura global e local de várias colunas mistas de aço enformado a frio e betão leve com várias secções inovadoras.

Foram também estudados os modos de roturas das várias secções e a capacidade de carga.

Foi efetuada uma estimativa de carga admissível pela metodologia do EC4 parte 1-1 (EN1994-1, 2004) para as várias secções das colunas mistas.

Por fim, espera-se com a comparação dos resultados das várias secções e os resultados fornecidos pelo EC4 parte 1-1 (EN1994-1, 2004), verificar a validade da metodologia,

garantindo assim uma metodologia de cálculo funcional e válida para secções mistas de aço enformado a frio e betão leve.

## **1.4 Organização da dissertação**

O conteúdo desta dissertação encontra-se dividido em 5 capítulos, brevemente descritos:

### **Capítulo 1 – Introdução**

Apresenta uma introdução aos processos de fabrico do aço enformado a frio, a sua história e as utilizações mais comuns. Neste é apresentado a descrição dos problemas e os motivos que levaram à realização deste trabalho.

### **Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica**

O capítulo 2 pode ser dividido em 4 partes, sendo que na primeira se encontra uma detalhada descrição dos problemas do aço enformado a frio, estudos relevantes e um resumo das vantagens e desvantagens da utilização do aço enformado a frio.

Na segunda parte foi detalhado o comportamento estrutural do betão leve e o seu comportamento é comparado com o comportamento do betão de densidade normal.

Na terceira parte é estudado detalhadamente o comportamento de colunas mistas aço-betão; nesta parte são detalhados resultados observados por outros investigadores que tenham relevância e demonstrem o comportamento de soluções semelhantes às que foram estudadas.

Por fim é apresentada a metodologia de dimensionamento atualmente em vigor na Europa, a qual permite obter a estimativa da carga axial para comparação com os resultados experimentais.

### **Capítulo 3 - Análise Experimental**

O capítulo 3 pode ser dividido em 2 partes; na primeira parte são apresentadas todas as propriedades relevantes do aço enformado a frio e do betão leve. Na segunda parte é apresentado todo o sistema experimental, assim como a forma e as propriedades relevantes dos provetes.

#### **Capítulo 4 - Resultados dos ensaios**

O capítulo 4 fornece uma explicação detalhada dos resultados obtidos e visualizados experimentalmente para as colunas mistas AEF-betão leve à temperatura ambiente; são apresentados todos os deslocamentos verificados, extensões e são demonstrados e explicados os modos de rotura verificados nos ensaios experimentais.

#### **Capítulo 5 - Previsões do Eurocódigo 4 parte 1-1**

O capítulo 5 apresenta os valores da resistência à compressão obtidos através da metodologia do EC4 parte 1-1 para colunas mistas aço-betão; são ainda apresentados todos os parâmetros que tiveram importância para os cálculos.

#### **Capítulo 6 - Conclusões e Trabalhos Futuros**

O capítulo 6 apresenta as conclusões relevantes deste trabalho de pesquisa. São apresentados também possíveis trabalhos futuros com o objetivo de dar continuação ao estudos destas soluções inovadoras.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Aço enformado a frio

#### 2.1.1 Considerações gerais

O aço estrutural encontra-se dividido em três grandes grupos, secções laminadas a quente, secções obtidas por soldagens de placas e as secções enformadas a frio, estas últimas o foco desta investigação.

Como referido no capítulo anterior, a utilização de aços enformados a frio tem vindo a aumentar, sendo estes bastantes usados como elementos secundários (elementos menos solicitados) e em elementos de edifícios de baixo e médio desenvolvimento em altura (Figura 2-1 a)) e alguns pavilhões industriais (Figura 2-1 b)), sendo que nestes dois últimos já há possibilidade, em grande parte, da criação da estrutura principal em aços enformados a frio.

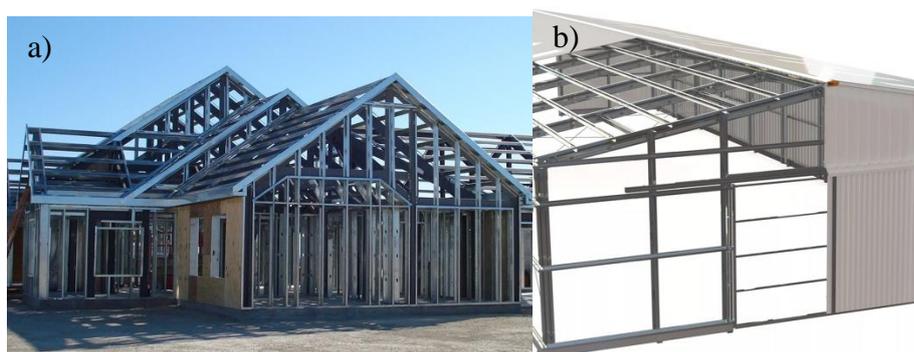


Figura 2-1 - Construções em AEF. a) Residência em AEF (Centralprojectos@, 2019). b) Pavilhão em AEF (Frisomat@).

#### 2.1.2 Processos de fabrico

Como já foi identificado os processos mais comuns de fabricação de secções de AEF são a quinagem (Figura 1-1 a)) e a perfilagem (Figura 1-1 b)). A maior diferença entre estes processos comparativamente com os processos de fabrico de aços laminados a quente é a temperatura a que se efetuam, enquanto os perfis de aço laminado a quente são produzidos a temperaturas superiores a 1200°C, os aços enformados a frio são produzidos à temperatura ambiente.

A quinagem (*brake pressing*) é o processo mais vantajoso se as quantidades a produzir forem reduzidas. O processo consiste em pressionar a chapa através de uma Quinadeira (Figura 1-1 a)) até se obter a forma da secção pretendida (Figura 2-2); normalmente as peças apresentam comprimentos menores, pois estas estão limitadas pelo comprimento da Quinadeira.

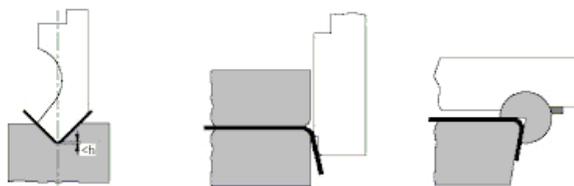


Figura 2-2 – Processos de Quinagem (Arsedys@)

Alternativamente, os perfis de AEF podem ser produzidos por perfilagem (*Cold-roll forming*), sendo este o processo mais comum. Neste processo recorre-se à perfiladora (Figura 1-1 b)), na qual se insere uma chapa metálica, normalmente em rolo (Figura 2-3 a)), que posteriormente passa por vários rolos, que progressivamente vão deformando a chapa até esta adotar a forma pretendida (Figura 2-3 b)). Este método permite a criação de secções com maiores comprimentos, fabrico contínuo e secções com formas mais complexas

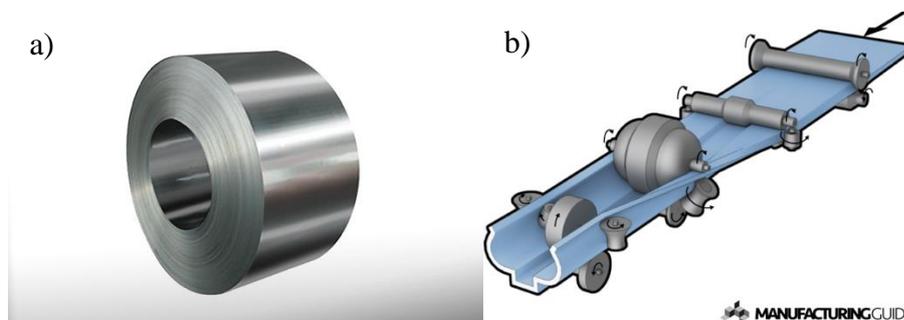


Figura 2-3 – Processos de Perfilagem. a) Rolo de chapa (Fms@, 2017). b) Fases do processo de perfilagem (Manufacturingguide@).

### 2.1.3 Vantagens e desvantagens

Os elementos de aço enformado a frio apresentam grandes vantagens quando utilizados em edifícios, tais como:

- Facilidade de construção de secções complexas, com elevada relação resistência-peso e economicamente viáveis.
- Fácil e rápida montagem, assim como fácil manutenção dos elementos e substituição.
- Possibilidade de fabricação de secções encaixáveis, as quais facilitam o armazenamento e transporte.
- Qualidade garantida devido à sistematização da fabricação.
- Os elementos são totalmente recicláveis.

- O método usual de montagem de AEF permite a conjugação deste com várias materiais, tais como painéis de gesso cartonado ou de OSB, entre os quais podem ser preenchidos com materiais isolantes. Permite a obtenção de soluções com elevado desempenho contra incêndio, desempenho acústico, desempenho térmico e que ocupam áreas relativamente pequenas, obtendo assim um melhor aproveitamento da área de construção.
- Comparativamente com o aço laminado a quente o AEF apresenta uma solução mais económica para suportar cargas reduzidas.

As principais desvantagens são:

- O aço enformado a frio apresenta pior comportamento ao incêndio quando comparado ao laminado a quente, devido ao seu elevado coeficiente de transmissibilidade de temperatura e ao seu elevado fator de massividade. Um fator de massividade elevado implica uma proteção ao incêndio superior, uma vez que a relação entre a área da secção exposta ao incêndio e volume da secção é alta, implicando um aquecimento mais rápido do elemento.
- O AEF não é recomendado em construções onde a fadiga seja predominante, devido às imperfeições geométricas, tensões residuais e perda de ductilidade do aço que ocorrem durante os processos de fabrico das secções.
- Devido às espessuras reduzidas estes são mais suscetíveis a fenómenos de encurvadura local, distorcional e encurvadura global (Ye et al, 2018a), fenómenos que se encontram representados na Figura 2-9.
- As secções de AEF apresentam também problemas associados à excentricidade do eixo de corte (não coincidência do centro de gravidade com o centro de corte) e a sua baixa rigidez torsional; estes problemas tendem a ser mitigados em elementos de secções compostas duplamente simétricas em AEF e daí o crescente interesse na sua utilização.

#### **2.1.4 Imperfeições geométricas**

Como todos os restantes materiais, o aço enformado a frio também apresenta imperfeições; estas podem surgir devido a erro humano, a erro de fabrico ou transporte e armazenamento impróprio (Zeinoddini e Schafer, 2012). A presença dessas imperfeições geométricas afeta o comportamento dos elementos de aço enformado a frio, sendo que estas podem influenciar os

modos de encurvadura e levar a uma carga resistente mais reduzida (Rasmussen e Hancock, 1988).

Schafer e Peköz (1998) testaram computacionalmente elementos de AEF, com secção em C, de modo a estudar a influência das imperfeições geométricas; Estes dividiram a classificação das imperfeições em duas categorias: a primeira corresponde à imperfeição local máxima num elemento com reforço de extremidade e a segunda corresponde ao desvio relativamente à secção reta, com reforço ou sem reforço de extremidade (ver Figura 2-4).

Como tal a imperfeição local máxima pode ser estimada através do comprimento da alma ( $\omega$ ),  $d_1 \approx 0.006\omega$ , esta estimativa é válida caso estejamos perante espessuras inferiores a 3mm,  $\omega$  corresponde ao comprimento da alma; para o desvio observado nos banzos  $d_2 \approx t$  é a imperfeição máxima, onde  $t$  corresponde à espessura; estas equações são válidas se  $\omega/t < 100$  e  $\omega/t < 200$ , caso estejamos perante o caso 1 ( $d_1$ ) e caso 2 ( $d_2$ ), respetivamente.

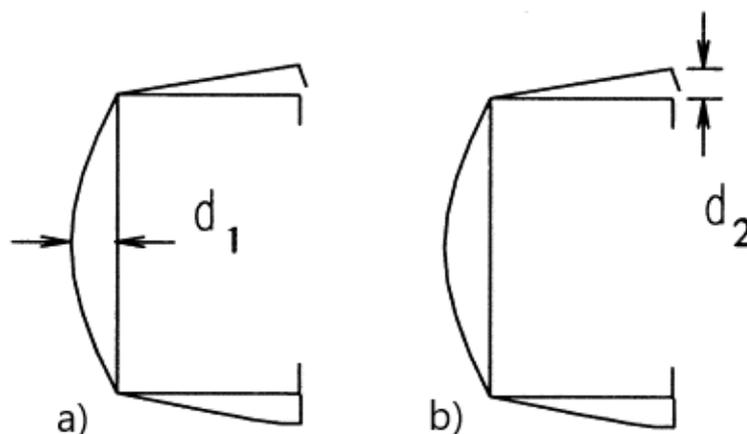


Figura 2-4 – Definição das imperfeições geométricas. a) imperfeição na alma,  $d_1$ . b) imperfeição no banzo,  $d_2$ . (Schafer e Peköz, 1998)

Relativamente a elementos com secções compostas fechadas não existe atualmente estudos que indiquem a grandeza das imperfeições geométricas globais. Contudo, Gendy e Hanna (2015) realizaram um estudo em perfis de AEF com secção simples em  $\Sigma$  e verificaram que tipicamente as imperfeições globais rondavam  $L/1000$ , onde  $L$  corresponde à altura do elemento.

### 2.1.5 Tensões residuais

Em resultado dos processos de fabrico surgem tensões residuais ao longo da espessura das secções. As tensões residuais distinguem-se em dois tipos: tensões de membrana e de flexão, sendo as primeiras constantes ao longo da espessura e as segundas variáveis ao longo da espessura, ver Figura 2-5, (Schafer e Peköz, 1998).

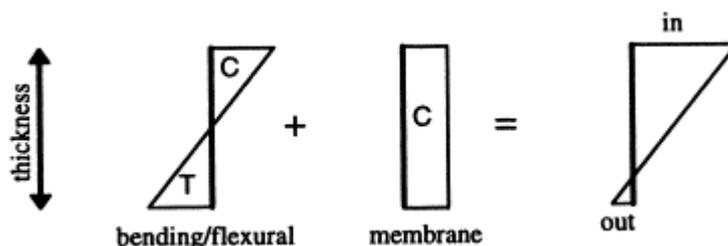


Figura 2-5 – Definição de tensões residuais de flexão e membrana. (Schafer e Peköz, 1998)

Schafer e Peköz (1998) verificaram que as tensões de membrana são mais predominantes no processo de perfilagem e que as tensões de membrana causam uma perda direta na capacidade axial das secções. As tensões residuais de membrana localizam-se maioritariamente nos cantos ou áreas de alto esforço em fabrico (cantos e dobras), contudo nessas zonas devido à plastificação que ocorre durante o fabrico a tensão de cedência é ligeiramente superior. Caso se opte por ignorar os efeitos da tensão residual de membrana esse aumento de tensão nos cantos deve ser ignorado. As tensões residuais de flexão são regularmente observadas, podendo em certos casos obter-se valores de tensões iguais a metade da tensão de cedência. Os autores concluíram também que as tensões residuais de flexão apresentam um maior grau de variação.

Os mesmos autores concluíram ainda que dependendo do processo de fabrico a distribuição das tensões residuais varia ao longo da secção; na quinagem há uma maior concentração das tensões residuais nos cantos e na perfilagem estas concentram-se maioritariamente ao longo das placas (ver Figura 2-6).

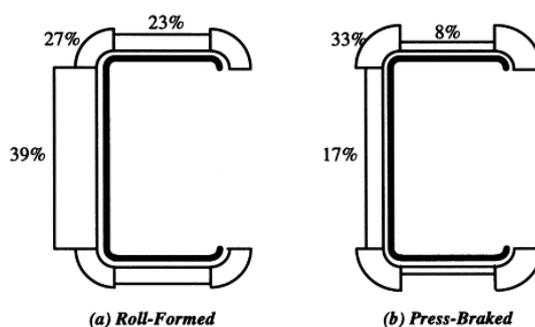


Figura 2-6 - Tensão residual de flexão média %fy. a) Perfilagem. b) Quinagem. (Schafer e Peköz, 1998)

### 2.1.6 Comportamento Estrutural

Os problemas mais condicionantes em elementos de aço enformado a frio são problemas de estabilidade; devido à baixa rigidez torsional e esbelteza elevada os elementos de aço enformado a frio estão sujeitos ao aparecimento de fenómenos de encurvadura local (Figura 2-9 a)), distorção dos banzos e interação torção-flexão (Figura 2-7), com cargas críticas baixas.

A encurvadura local, distorção dos banzos e interação torção-flexão são os três modos básicos de encurvadura quando a secção está sujeita à compressão (Hancock, 2003). Na Figura 2-7 encontram-se representados os modos mencionados, os quais dependem apenas do comprimento de encurvadura. Por observação da Figura 2-7 podemos concluir que os modos locais ocorrem para comprimentos de encurvadura menores, a interação flexão-torção para comprimentos de encurvadura superiores e a encurvadura distorcional dos banzos para comprimentos de encurvadura médios.

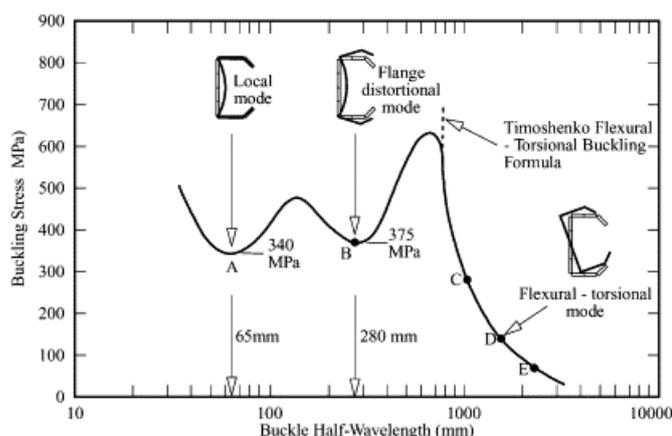


Figura 2-7 – Modos de encurvadura de uma secção com reforço de extremidade à compressão. (Hancock, 2003)

As secções normalmente são carregadas excentricamente em relação ao seu centro de corte o que provoca momento torsor (Figura 2-8), que conjugado com a sua baixa rigidez torsional provoca a deformação torsional. Este fenómeno é facilmente solucionado com secções compostas fechadas, onde a rigidez torsional é superior.

O mesmo se observa quando as secções se encontram submetidas à compressão, sendo que nesse caso há o aparecimento de um momento fletor. Em secções com apenas um plano de simetria sujeitas a compressão é comum o aparecimento de fenómenos de interação de encurvadura de flexão-torção, devido aos factos explicados anteriormente.

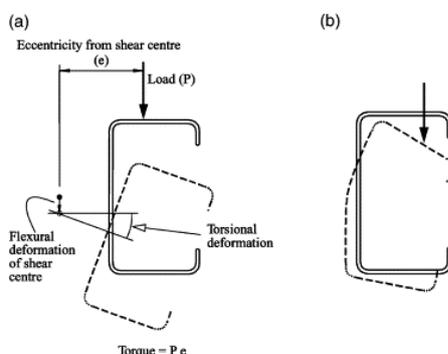


Figura 2-8 – Deformação torsional e distorcional de secções com reforço de extremidade. a) Deformação torsional. b) deformação distorcional. (Hancock, 2003)

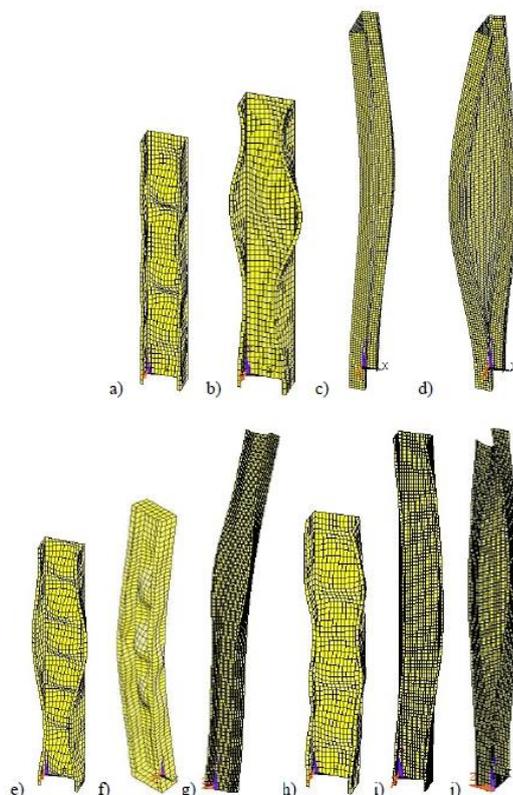


Figura 2-9 – Modos de encurvadura para uma secção com reforços de extremidade. a) local. b) distorcional. c) flexão. d) flexão-torção. interações: e) local e torsional. f) flexão e local. g) flexão e distorcional h) flexão-torção e local. i) flexão-torção e distorcional. j) flexão e flexão-distorcional. (Dubina et al, 2012)

Nos estudos realizados por Ye et al (2018b) em perfis de AEF com secções abertas submetidas a compressão, em C e U de várias alturas, foi observado numa primeira etapa encurvadura local seguido de colapso por interação entre encurvadura local e distorcional. O colapso das secções, em geral, ocorreu a meia altura do elemento.

Por outro lado, Vy et al (2021) ensaiaram perfis de AEF ligados através de parafusos (Figura 2-10) de forma a criar secções compostas fechadas. Estes concluíram que as secções colapsaram por encurvadura local, embora estas fossem constituídas pela junção de perfis que colapsam por encurvadura lateral e distorcional, se ensaiados isoladamente. Os resultados demonstraram que o espaçamento e o tamanho dos parafusos têm pouco efeito no comportamento de encurvadura local e no aumento da capacidade das colunas à compressão.

Por outro lado, as secções que estavam sobrepostas, por exemplo os banzos, que normalmente colapsam por encurvadura local e interação entre encurvadura local e distorcional, apenas colapsaram por encurvadura local, mas com uma capacidade ligeiramente superior ao dobro da esperada para as secções individuais.

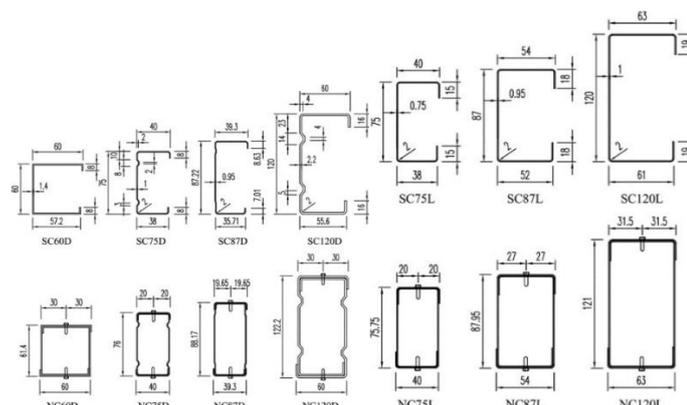


Figura 2-10 – Secções AEF ligadas por parafusos. (Vy et al, 2021)

A adoção de secções compostas ajuda a obter secções com melhor desempenho e menos suscetíveis a alguns modos de encurvadura. No caso da encurvadura torsional e interação flexão-torção estas podem ser praticamente eliminadas caso se usem secções compostas quadradas ou retangulares, onde a rigidez torsional é extremamente superior em relação às secções individuais ou compostas abertas.

No caso das secções compostas é necessário garantir uma boa ligação entre os perfis individuais, para garantir o bom funcionamento do conjunto. Normalmente essas ligações são feitas com parafusos, a soldadura é praticamente impossível nestas secções devido às suas espessuras reduzidas.

## 2.2 Betão leve

O betão leve é uma mistura de cimento feita com agregados de baixo peso próprio, tais como a argila expandida, o poliestireno expandido, entre outros. Essa mistura permite a obtenção de betões com pesos próprios bastante mais reduzidos que o betão de densidade normal.

O facto de o betão leve apresentar um peso próprio mais reduzido e capacidade resistente idênticas às dos betões de densidade normal torna este material bastante competitivo em aplicações em construções modernas.

Comparando com o betão de densidade normal, o betão leve necessita de uma maior quantidade de água e o uso de agregados porosos, característica que transmite o peso leve ao betão; implica também um maior tempo de secagem.

Como se trata de um material mais leve é de esperar que a preparação, as confragens, o transporte e os trabalhos associados, sejam menos dispendiosos, comparativamente com o betão de densidade normal.

Por outro lado, a porosidade do betão leve implica que este tenha um melhor desempenho térmico, comparativamente ao de densidade normal.

Coz-Díaz et al (2020) realizaram ensaios para testar o comportamento de lajes em betão leve e em betão de densidade normal em situação de incêndio. Estes concluíram que devido ao facto de a evaporação da água no betão leve ser mais lenta que no betão de densidade normal, a transferência de calor é muito menor no betão leve se comparada com a do betão de densidade normal.

Em geral, o comportamento do betão leve é em tudo semelhante ao do betão de densidade normal, sendo que apenas variam as suas propriedades. Como tal é de esperar bom desempenho à compressão, desde que se garanta o confinamento, que este se encontre bem compactado e que a mistura seja bem executada.

## **2.3 Colunas mistas aço e betão (*Concrete filled composite columns*)**

### **2.3.1 Introdução**

De modo a tirar partido do bom desempenho do betão leve à compressão e aproveitar a facilidade de pré-fabricação e modularidade do aço enformado a frio, recorre-se por vezes à conceção de elementos com secções compostas por ambos os materiais.

Num elemento constituído por uma secção mista aço-betão espera-se que os problemas mencionados anteriormente, nomeadamente os problemas de encurvadura em secções esbeltas de aço à compressão, sejam eliminados ou pelo menos atenuados. Porém a bibliografia e regulamentação atual não apresentam regras suficientemente detalhadas para tirar partido das vantagens da associação dos dois materiais.

Por outro lado, a solução mista com as formas que foram estudadas permite a eliminação do problema da excentricidade existente em perfis simples de AEF, relativamente à posição do eixo de corte. Como as secções estudadas são duplamente simétricas, o eixo de corte coincide com o eixo de gravidade, eliminando-se assim os fenómenos de encurvadura por flexão-torção.

Atualmente o Eurocódigo 4 parte 1-1 contempla as colunas mistas aço e betão, sendo a parte em aço constituída por perfis laminados a quente. Contudo, esta metodologia aplicada a colunas mistas com aço enformado a frio pode levar a resultados que diferem da realidade, isto porque, esta não considera a influência que o betão possa ter para reduzir os efeitos de encurvadura local nos perfis de aço enformado a frio e a metodologia indicada no Eurocódigo 4 parte 1-1 não contempla betões de baixa densidade.

Sendo assim, para melhor entender o comportamento das colunas mistas é necessário distinguir também as secções mistas envolvidas em betão e secções mistas preenchidas por betão (Figura 2-11), sendo que nestas há pequenas variações, nomeadamente no confinamento garantido ao betão.

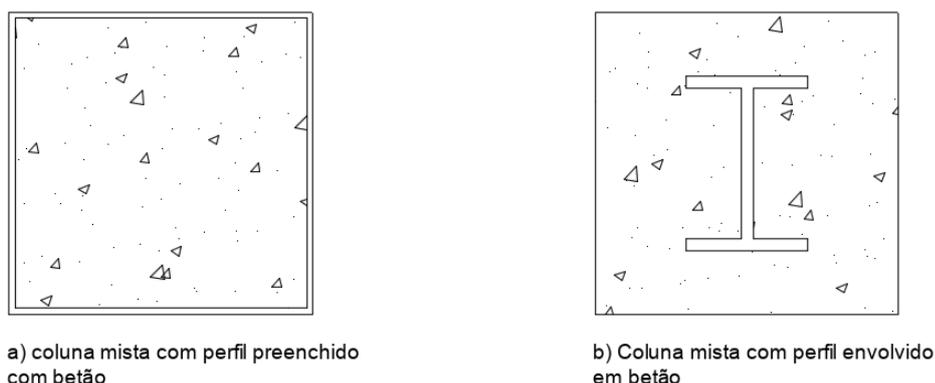


Figura 2-11 – Tipos de colunas mistas. a) Coluna mista com perfil preenchido com betão. b) Coluna mista com perfil envolvido em betão.

Tendo em conta as duas soluções anteriormente apresentadas, o confinamento garantido ao betão é diferente dependendo da solução. Em geral, os perfis de secção fechados preenchidos com betão garantem um bom confinamento do betão. Nos perfis envolvidos em betão o betão garante bom confinamento do perfil de aço oferecendo uma melhor restrição à encurvadura local.

Outra possibilidade é conjugar as duas soluções anteriores, obtendo assim uma coluna mista com um perfil de secção fechada envolvido e ao mesmo tempo um perfil preenchido, havendo ainda a possibilidade de inserção de uma armadura de reforço.

Estas soluções, usando aço laminado a quente, já foram aplicadas em várias obras, tais como estruturas resistentes a sismo, colunas de pontes sujeitas a impactos, entre outras. Por conseguinte já existem vários estudos efetuados sobre as mesmas; contudo, o mesmo não se pode afirmar para as soluções com perfis de aço enformado a frio.

Como tal, no âmbito desta dissertação, procurou-se encontrar estudos realizados em colunas mistas de aço enformado a frio e betão leve. Contudo devido ao carácter inovador da solução esta pesquisa encontrou-se extremamente limitada. Como tal, foi necessário expandir a pesquisa a secções mistas aço laminado a quente-betão de densidade normal, no qual se espera que o comportamento seja semelhante ao observado nas secções mistas de aço enformado a frio e betão leve.

### 2.3.2 Comportamento estrutural

No estudo experimental realizado por Ren et al (2014) em colunas curtas mistas de aço enformado a frio, com espessuras entre 2 e 4mm, e betão de densidade normal com várias secções (Figura 2-12), concluiu-se que o modo de rotura mais comum foi a encurvadura local do AEF a meia altura devido à rotura do betão ao mesmo nível. Por outro lado, a relação entre a carga e a deformação foi estável e foi verificado um comportamento dúctil, pois o aço conferiu bom confinamento ao betão. Os resultados experimentais foram também comparados com as estimativas obtidas através das metodologias preconizadas no Eurocódigo 4 parte 1-1, verificando-se uma boa concordância entre os resultados.

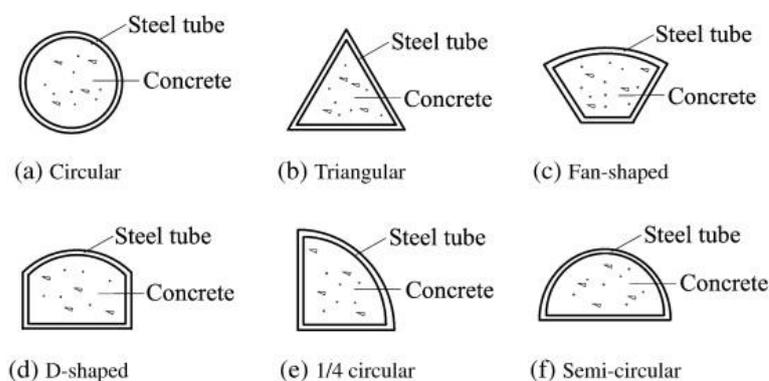


Figura 2-12 – Secções estudadas pelos autores. (Ren et al, 2014)

Almamoori et al (2020) ensaiaram também colunas curtas em aço enformado a frio, com espessuras de 2mm, mas com betão leve. Estes concluíram que as colunas colapsaram por rotura do betão leve com encurvadura local do aço a meia altura dos provetes, semelhante ao verificado por Rene et al (2014); contudo, na fase final do ensaio verificaram fenómenos de encurvadura local junto das extremidades. Com base nos modelos numéricos desenvolvidos estes concluíram que as colunas mistas com betão leve eram mais suscetíveis a encurvadura local comparativamente com as colunas mistas preenchidas com betão normal.

Abhilash et al (2019) ensaiaram colunas de aço enformado a frio, com espessuras de 2 e 3mm, com secção quadrada e circular, preenchidas com betão de agregados leves e compararam os resultados experimentais com os resultados obtidos pelo Eurocódigo 4 parte 1-1. Estes concluíram que existia uma grande variedade dos resultados experimentais relativamente ao Eurocódigo 4 parte 1-1, sendo que a capacidade obtida pelo Eurocódigo 4 parte 1-1 era superior ao observado experimentalmente. Estes concluíram também que a forma da secção tem grande influência na capacidade axial da coluna, tendo a forma circular melhor desempenho, pois garantiu um melhor confinamento ao betão. Por fim, estes concluíram que o betão com agregados leves é uma boa alternativa ao betão normal, pois o confinamento garantido pelo aço

permite obter capacidades semelhantes ao betão normal, o que resulta numa boa relação peso-próprio/resistência.

Concluindo, tendo em conta os resultados observados experimentalmente pelos autores anteriormente mencionados a rotura esperada em colunas mistas será a meia altura da secção pelo betão seguido de encurvadura local do AEF a meia altura do provete, com aparecimento de encurvaduras locais nas extremidades dos provetes.

Por outro lado, as estimativas fornecidas pela metodologia do Eurocódigo 4 parte 1-1 nos estudos anteriormente mencionados não permitem tirar conclusões específicas. No caso do Ren et al (2014) em perfis com aço enformado a frio e betão de densidade normal estes concluíram que o Eurocódigo 4 parte 1-1 forneceu uma boa estimativa da capacidade de carga, face ao obtido experimentalmente. Por outro lado, Abhilash et al (2019) nos ensaios com secções de AEF e betão leve concluíram que as estimativas fornecidas pelo Eurocódigo 4 parte 1-1 sobrestimavam a capacidade de carga.

Sendo a única diferença registada entre os ensaios o betão utilizado, podemos concluir que o comportamento verificado no betão leve no ensaio do Abhilash et al (2019) não se aproximou ao comportamento que é esperado pelo Eurocódigo 4 parte 1-1. Os autores mencionaram que o Eurocódigo 4 parte 1-1 falha em explicar os efeitos de confinamento e que as metodologias deveriam de ser reformuladas.

Para melhor entender o comportamento das colunas mistas é necessário sair do contexto do aço enformado a frio e betão leve. Como tal, procurou-se também trabalhos de investigação nos quais fossem estudadas colunas mistas aço laminado a quente e betão, sendo que nestas é de esperar um comportamento semelhante, tendo em conta a metodologia do Eurocódigo 4 parte 1-1, pois a única diferença entre colunas mistas de aço enformado a frio e aço laminado a quente é a classe em que este se insere, estando o aço enformado a frio na classe 4, nalguns casos muitos específicos em classe 3.

Shanmugan e Lakshmi (2001) reuniram várias conclusões de variados estudos de colunas e vigas mistas, com aço laminado a quente e betão de densidade normal, colunas e vigas de tamanhos variados, desde longas a curtas, assim como, várias esbeltezas e rácios entre betão e aço.

Relativamente aos modos de rotura, nas colunas curtas o mecanismo de colapso é o esmagamento do betão e cedência do aço. Em caso de colunas médias, a cedência ocorreu por esmagamento do betão, quando as colunas se encontram à compressão, e fendilhação do betão, quando o betão se encontrava tracionado, e uma cedência parcial do aço.

Ge e Usami (1992) estudaram a influência de reforços metálicos embutidos em colunas mistas de aço com espessuras reduzidas, ligados aos perfis (Figura 2-13). Estes concluíram que os reforços ajudaram na redução de fenómenos de encurvadura, mesmo quando estes tinham rigidezes reduzidas, e que a encurvadura nos reforços é praticamente inexistente devido ao confinamento garantido pelo betão. Nos ensaios repararam que a encurvadura, de algumas placas, ocorre antes de ser atingida a carga máxima, sendo que as restantes placas encurvaram depois da carga máxima ser atingida. Por outro lado, as deformações ocorrem mais rápido depois dos primeiros fenómenos de encurvadura local.

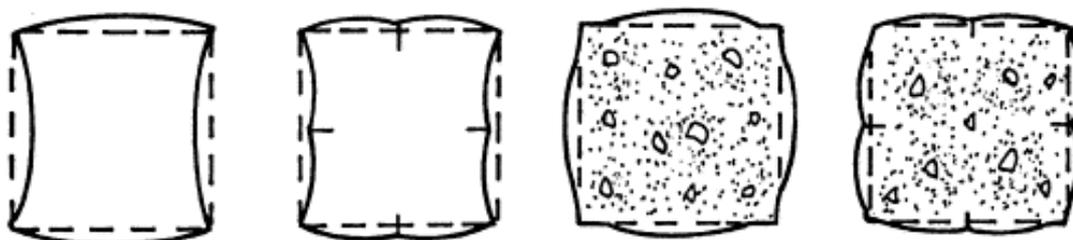


Figura 2-13 – Modos de encurvadura de secções simples e mistas. (Ge e Usami, 1992)

Com base em ensaios com betões de alto rendimento, os autores concluíram que foi alcançada uma carga resistente superior, contudo a perda de rigidez foi mais acentuada.

Shanmugan e Lakshmi (2001) concluíram que em secções preenchidas com betão a capacidade à encurvadura local do aço é 50% superior à verificada em elementos com secção sem betão, isto porque o betão não permite encurvadura local com deformação para o interior.

A retração do betão também é reduzida em secções mistas preenchidas com betão, isto porque, como o betão se encontra confinado este encontra-se mais húmido que o betão em contacto direto com o ambiente. Estas condições proporcionam um coeficiente de retração menor, pois a retração ocorre mais lentamente.

Kitada (1998) conclui que em pilares com perfis tubulares preenchidos com betão, o betão não permite que o aço encurve localmente para dentro e por outro lado o aço ajuda no confinamento do betão. Sendo assim, é de esperar que ambos os materiais, a trabalhar em conjunto, tenham um melhor desempenho comparado com soluções puramente em betão ou em aço.

Relativamente às imperfeições geométricas e aos efeitos de segunda ordem, Fong et al (2010) chegaram à conclusão de que os resultados obtidos experimentalmente e os obtidos pela metodologia desenvolvida pelos autores eram semelhantes aos fornecidos pelo Eurocódigo 4 parte 1-1, o que permite concluir que a metodologia do Eurocódigo 4 parte 1-1 é adequada.

Concluindo, o desempenho a esperar de colunas mistas com aço enformado a frio, comparando com soluções de colunas mistas com aços laminados a quente é semelhante. Contudo, no caso do aço enformado a frio é de esperar maior probabilidade de encurvadura local. Por outro lado, o aço enformado a frio deverá garantir um confinamento adequado ao betão leve.

## 2.4 Normas de dimensionamento

### 2.4.1 Introdução

O Eurocódigo 4 é a norma europeia atualmente em vigor para o cálculo e dimensionamento de estruturas mistas aço-betão a qual contém as metodologias para estimar a capacidade de carga de pilares mistos, lajes mistas, entre outros.

Como estamos perante uma solução mista, teremos também de consultar o Eurocódigo 2 parte 1-1, relativo a projeto de estruturas de betão e o Eurocódigo 3 parte 1-1, 1-3 e 1-5, relativo a projeto de estruturas de aço.

### 2.4.2 Betão leve

No caso do betão leve, Eurocódigo 2-1-1 (2010), a classificação deste é baseada na sua massa volúmica.

O módulo de elasticidade secante  $E_{lcm}$  do betão leve é obtido multiplicando o coeficiente  $\eta_E$  pelos valores do módulo secante do betão de densidade normal.

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2020}\right)^2 \quad (2.1)$$

Onde:

$\rho$                     massa volúmica.

### 2.4.3 Aço enformado a frio

As secções transversais de elementos em aço enformado a frio, em geral pertencem às classes 3<sup>1</sup> e 4<sup>2</sup>. No caso da classe 4, os fenómenos de encurvadura local devem ser tidos em conta através da consideração de uma secção efetiva reduzida.

---

<sup>1</sup> Classe 3- tensão na fibra extrema mais comprimida do elemento de aço, assumindo uma distribuição elástica, pode atingir a tensão de cedência, mas o momento plástico poderá não ser atingido, devido à encurvadura local.

<sup>2</sup> Classe 4- a encurvadura local impede que seja atingida a tensão de cedência nas zonas em que o aço se encontra comprimido.

Para calcular essas áreas efetivas há que distinguir elementos internos e externos dos perfis (Figura 2-14). Os elementos internos são todos aqueles que se encontram ligados nas suas extremidades a outro elemento, enquanto os elementos externos têm uma extremidade livre. No caso dos elementos internos os fenómenos de encurvadura são mais prováveis a meio deste elemento, no caso dos elementos externos os fenómenos de encurvadura concentram-se nas extremidades, se considerarmos que estes elementos se encontram em compressão pura.



Figura 2-14 – Representação de separação em elementos externos e internos de um perfil U.

Sendo assim, a redução de secção devido aos fenómenos de encurvadura local corresponde a considerar uma secção efetiva na qual essas zonas de maior probabilidade de ocorrência de fenómenos de encurvadura sejam ignoradas para o cálculo das propriedades da secção do perfil (ver Figura 2-15).

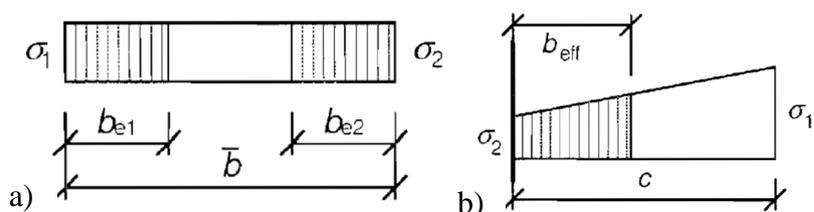


Figura 2-15 – Secções efetivas à compressão. a) elemento interno. b) elemento externo. (EN 1993-1-5, 2006)

Essa redução é efetuada através de um coeficiente de redução ( $\rho$ ), coeficiente esse que permite calcular a largura efetiva, que conseqüentemente permite calcular a área efetiva.

$$A_{c,eff} = A_c \cdot \rho \quad (2.2)$$

O coeficiente de redução varia de acordo com o tipo de elemento e a esbelteza de placa ( $\bar{\lambda}_p$ ), como tal, assumindo  $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$ , temos:

- Elementos internos à compressão (EN 1993-1-5, 2006):

$$\rho = 1 \quad \text{Para } \bar{\lambda}_p \leq 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.55\psi} \quad (2.3a)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \quad \text{Para } \bar{\lambda}_p > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.55\psi} \quad (2.3b)$$

- Elementos externos à compressão (EN 1993-1-5, 2006):

$$\rho = 1 \quad \text{Para } \bar{\lambda}_p \leq 0.748 \quad (2.4a)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \quad \text{Para } \bar{\lambda}_p > 0.748 \quad (2.4b)$$

Onde:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{\frac{\bar{b}}{t}}{28.4\epsilon\sqrt{K_\sigma}}} \quad (2.5)$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y(\frac{N}{mm^2})}} \quad (2.6)$$

Onde:

$\psi$                       rácio entre tensões;

$\bar{b}$                       largura;

$K_\sigma$                     fator de encurvadura, correspondente ao rácio entre tensões e as condições de fronteira (Quadro 2-1 e Quadro 2-2);

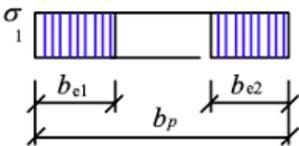
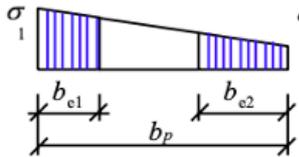
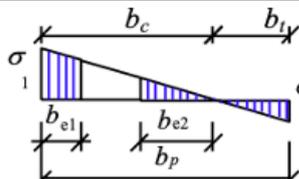
$t$                         espessura.

Caso  $\sigma_{com,Ed} < f_{yb}/\gamma_{M0}$  o fator de redução  $\rho$  deverá ser calculando usando a esbelteza de placa reduzida  $\bar{\lambda}_{p,red}$  (Equação (2.7)).

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_{yb}/\gamma_{M0}}} \quad (2.7)$$

O rácio entre tensões é obtido através da relação entre as tensões em cada extremidade, o que permite obter o fator de encurvadura, conforme indicado nos Quadros 2-1 e 2-2.

Quadro 2-1 – Elemento interno à compressão (EN 1993-1-5, 2006)

Distribuição de tensão (compressão positiva)				Comprimento efetivo $b_{eff}$		
				$\psi=1$ : $b_{eff}=\rho \cdot b_p$ $b_{e1}=0.5 \cdot b_{eff}$ ; $b_{e2}=0.5 \cdot b_{eff}$		
				$I > \psi \geq 0$ : $b_{eff}=\rho \cdot b_p$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} \cdot b_{eff}$ ; $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0$ : $b_{eff}=\rho \cdot b_c = \rho \cdot b_p / (1-\psi)$ $b_{e1} = 0.4 \cdot b_{eff}$ ; $b_{e2} = 0.6 \cdot b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi \geq -3$
fator de encurvadura $K_\sigma$	4	$8.2/(1.05+\psi)$	7.81	$7.81-6.29\psi+9.78\psi^2$	23.9	$5.89(1-\psi)^2$

No caso de elementos com reforços de extremidade é assumido que os reforços funcionam como elementos à compressão com restrição parcial, com uma rigidez de mola que depende das condições de fronteira e da rigidez de flexão dos elementos adjacentes (EN 1993-1-3, 2006).



Contudo neste caso, o fator de encurvadura,  $K_\sigma$ , é determinado da seguinte forma:

$$K_\sigma = 0.5 \quad \text{Se } \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0.35 \quad (2.9a)$$

$$K_\sigma = 0.5 + 0.83 \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0.35\right)^2} \quad \text{Se } 0.35 < \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0.6 \quad (2.9b)$$

Onde  $b_{p,c}$  representa a largura do reforço e  $b_p$  a largura do banzo, conforme indicado na Figura 2-16.

A tensão elástica crítica de encurvadura para o reforço de extremidade,  $\sigma_{cr,s}$ , é dada por:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} \quad (2.10)$$

Onde:

- $K$  rigidez da mola por unidade de comprimento (Figura 2-16);
- $I_s$  segundo momento de inércia efetivo relativamente ao eixo aa (Figura 2-16);
- $A_s$  área da secção efetiva do reforço (Equação (2.11)).

$$A_s = t(c_{eff} + b_{e2}) \quad (2.11)$$

A rigidez da mola,  $K$  (Figura 2-16), pode ser obtida através de carga unitária por unidade de comprimento,  $K = u/\delta$ . No caso de reforços de extremidade de secções do tipo C e Z, a rigidez da mola é determinada da seguinte maneira:

$$K = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0.5b_1 b_2 h_w k_f} \quad (2.12)$$

Onde:

- $b_1$  e  $b_2$  distância entre a junção de alma-banzo até ao centro de gravidade da área efetiva do reforço de extremidade (Figura 2-16);
- $h_w$  largura da alma;

$k_f = A_{s1}/A_{s2}$  caso o banzo 2 esteja em compressão,  $A_{s1}$  e  $A_{s2}$  representam as áreas efetivas dos reforços de extremidade do banzo 1 e 2;

$k_f = 1$  secções simétricas em compressão.

Sendo assim, o fator de redução associado à encurvadura distorcional (encurvadura de flexão do reforço),  $\chi_d$ , é obtida através da esbelteza relativa,  $\bar{\lambda}_d$ , a partir de:

$$\chi_d = 1 \quad \text{Se } \bar{\lambda}_d \leq 0.65 \quad (2.13a)$$

$$\chi_d = 1.47 - 0.723\bar{\lambda}_d \quad \text{Se } 0.65 < \bar{\lambda}_d < 1.38 \quad (2.13b)$$

$$\chi_d = \frac{0.66}{\bar{\lambda}_d} \quad \text{Se } \bar{\lambda}_d \geq 1.38 \quad (2.13c)$$

Onde:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}} \quad (2.14)$$

Caso  $\chi_d < 1$ , este valor pode ser refinado iterativamente, começando as interações com um coeficiente de redução,  $\rho$ , modificado, obtido assumindo  $\sigma_{com,ed} = \chi_d \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}}$  para cada iteração.

Por fim, a área efetiva do reforço de extremidade é calculada através de:

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb}/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,ed}} \quad \text{Mas } A_{s,red} \leq A_s \quad (2.15)$$

Na determinação das propriedades efetivas da secção, a área efetiva,  $A_{s,red}$ , deve ser representada a partir de uma espessura reduzida  $t_{red} = t A_{s,red}/A_s$  para todos os elementos incluídos em  $A_s$ .

Contudo, este método apenas permite calcular as propriedades dos perfis individuais, ou seja, em caso de secções compostas o método de resolução é o cálculo das secções individualmente, ou seja, a metodologia não deixa tirar proveito de secções que se encontrem sobrepostas ou ligadas por parafusos ou outro tipo de conectores.

Por outro lado, o método apresentado no Eurocódigo 3 parte 1-3 não tira proveito de possíveis reduções aos fenómenos de encurvadura local proporcionados pelo betão; essa possibilidade de redução dos fenómenos de encurvadura local foi um dos focos de estudo desta dissertação.

#### 2.4.4 Colunas mistas de aço enformado a frio e betão leve

Em secções compostas mistas, o Eurocódigo 4 parte 1-1 sugere uma formulação para o cálculo da capacidade resistente das colunas mistas.

Contudo, a metodologia apresentada no Eurocódigo 4 parte 1-1 apresenta limitações, sendo esta:

- Colunas com aços S235 a S460 e betão de densidade normal de classes C20/25 a C50/60.
- O rácio de contribuição do aço ( $\delta$ ) tem de estar entre 0.2 e 0.9.

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (2.16)$$

Onde:

$A_a$	área da secção de aço estrutural;
$f_{yd}$	valor de cálculo da tensão de cedência do aço estrutural à tração;
$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção.

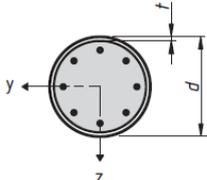
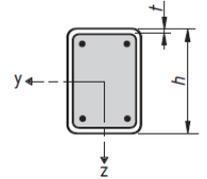
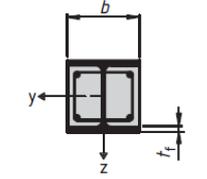
Este rácio de contribuição serve para garantir que se está perante um elemento misto, caso  $\delta < 0.2$  o elemento deve ser analisado como um elemento de betão armado e caso  $\delta > 0.9$  o elemento deve ser analisado como uma coluna de aço.

O Eurocódigo 4 parte 1-1 fornece dois métodos para determinação da capacidade de carga de colunas mistas, o método geral e o método simplificado. O método geral é adequado para elementos sem secção uniforme ou secção não duplamente simétrica ao longo do comprimento do elemento. Por outro lado, o método simplificado é aplicável para elementos com secção com dupla simetria e secção uniforme ao longo do comprimento do elemento.

O Eurocódigo 4 parte 1-1 indica que a influência da encurvadura local deve ser considerada no dimensionamento. Contudo, se o aço se encontrar totalmente envolvido em betão ou em outros

tipos de secções se forem respeitados valores máximos de relação  $d/t$ ,  $h/t$  e  $b/t$  indicados no Quadro 2-3, os efeitos de encurvadura local podem ser ignorados.

Quadro 2-3 – Valores máximos de  $d/t$ ,  $h/t$  e  $b/t$ , (EN 1994-1-1, 2004).

Cross-section	Max ( $d/t$ ), max ( $h/t$ ) and max ( $b/t$ )
Circular hollow steel sections 	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
Rectangular hollow steel sections 	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Partially encased I-sections 	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Tendo em conta o método simplificado do Eurocódigo 4 parte 1-1, temos que, para além das secções serem duplamente simétricas e com secção constante ao longo do comprimento do elemento, temos que garantir que as secções metálicas estejam ligadas entre si de alguma forma, caso contrário este método não pode ser aplicado. A esbelteza relativa ( $\bar{\lambda}$ ) das secções tem de ser inferior ou igual a 2.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (2.17)$$

Onde:

$N_{cr}$  esforço axial elástico crítico;

$N_{pl,Rk}$  valor característico do esforço normal resistente plástico da secção.

Caso estas condições se verifiquem a capacidade resistente plástica à compressão é dada por:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + \delta_c A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (2.18)$$

Onde:

$A_c$	área da secção de betão;
$A_s$	área da armadura de reforço;
$f_{cd}$	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
$f_{sd}$	valor de cálculo da tensão de cedência da armadura de reforço;
$\delta_c$	coeficiente de confinamento do betão, geralmente 0.85.

Sendo os restantes símbolos definidos anteriormente.

Contudo, esta fórmula é para secções envolvidas por betão ou parcialmente envolvidas. No caso de secções preenchidas por betão o coeficiente de confinamento do betão ( $\delta_c$ ) 0.85 pode ser substituído por 1.

$N_{cr}$  é obtido através da seguinte fórmula:

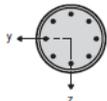
$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L^2} \quad (2.19)$$

Onde, a rigidez de flexão efetiva,  $(EI)_{eff}$ , é dada por:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (2.20)$$

Resumidamente, para dimensionamento as imperfeições geométricas e as imperfeições estruturais em colunas mistas podem ser obtidas através do Quadro 2-4, onde L corresponde ao comprimento da coluna.

Quadro 2-4 – Curvas de encurvadura e imperfeições dos membros para colunas mistas com secção retangular e circular preenchidas com betão. (EN 1994-1-1, 2004)

Corte transversal	Limites	Eixo de encurvadura	Curva de encurvadura (EN 1993-1-1)	Imperfeição do elemento
<p>circular and rectangular hollow steel section</p> 	$\rho_s \leq 3\%$	Todos	a	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Todos	b	L/200

A rigidez de flexão efetiva, tendo em conta efeitos de segunda ordem é dada por:

$$(EI)_{eff,II} = K_0(E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (2.21)$$

Concluindo, é de salientar uma das limitações enunciadas no Eurocódigo 4, onde neste refere que o campo de aplicação é betões de peso normal de classes C20/25 até C50/60, sendo assim é de esperar resultados que não apresentam a realidade experimental, uma vez que estamos a usar betões de peso leve. Sendo assim, será estudada a metodologia apresentada no Eurocódigo 4 e comparada com os resultados obtidos experimentalmente para verificar se a metodologia apresentada pode, ou não, ser aplicada nos casos estudados.

## 3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

### 3.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados o *layout* e a instrumentação utilizadas nos ensaios experimentais realizados no âmbito da presente dissertação, com o intuito de estudar o comportamento de colunas mistas de aço enformado a frio e betão leve, com várias configurações das secções transversais. O trabalho experimental teve por objetivo estudar elementos à compressão constituídas por diversas configurações das secções e comparar o seu comportamento e a capacidade de carga com o comportamento e capacidade de carga obtidos pela aplicação da metodologia do Eurocódigo 4 parte 1-1.

Nos ensaios os provetes foram submetidos a uma carga de compressão crescente até à rotura, sendo a carga, as deformações e as extensões medidas por intermédio de células de carga, LVDTs e extensómetros, respetivamente.

Os resultados extraídos dos ensaios permitiram obter o valor da capacidade de carga bem como avaliar o seu comportamento.

Foram ensaiadas várias colunas, com vários tipos de secções transversais compostas por betão leve e aço enformado a frio. As secções consistem em perfis C, U e  $\Sigma$  aparafusados entre si com parafusos auto-perfurantes de 6.3 mm, de modo a obter secções fechadas. Para ambos os ensaios as condições de apoio foram semelhantes, estando na base inferior encastrados e na base superior apenas com a translação na vertical permitida (sentido de aplicação de carga).

### 3.2 Provetes de ensaio

Os provetes ensaiados consistem em perfis de AEF simples, com secções em C, U e  $\Sigma$  (Figura 3-1 e Figura 3-2) fabricados pela Perfisa, ligados por parafusos auto-perfurantes formando assim secções compostas, secções estas que serão preenchidas com betão leve.

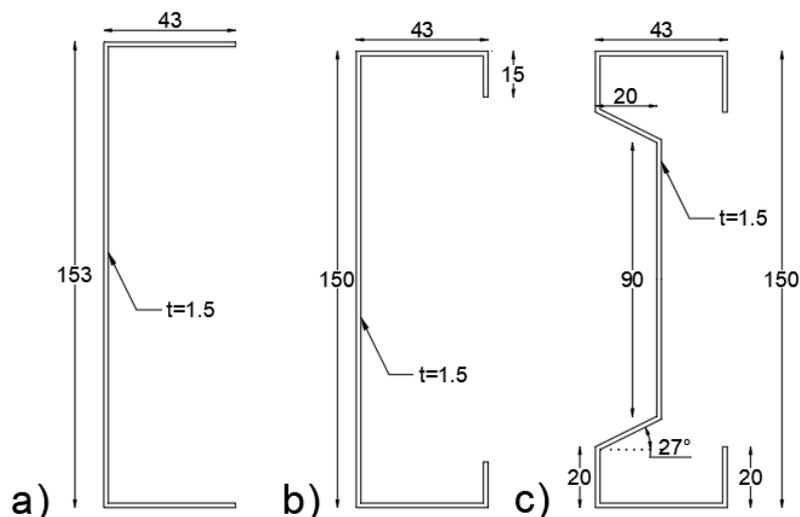


Figura 3-1 – Perfis AEF. a) perfil U. b) perfil C. c) perfil  $\Sigma$ .

A classe do aço enformado a frio é S280GD, com uma proteção de zinco (Z275) em ambas as faces e com uma espessura nominal,  $t_n$ , de 1.5 mm, a espessura de zinco é de 0.04 mm, ou seja, 0.02 mm em cada face. Os provetes têm aproximadamente 3005 mm de altura.

Como anteriormente mencionado, foram criadas quatro secções diferentes, sendo uma delas retangular constituída por dois perfis C e dois perfis U (R-2C+2U), outra retangular com dois perfis  $\Sigma$  e dois perfis U (R-2 $\Sigma$ +2U), outra quadrada com dois perfis C e dois perfis U (S-2C+2U) e por fim uma quadrada com dois perfis  $\Sigma$  e dois perfis U (S-2 $\Sigma$ +2U), os quais se podem visualizar nas figuras 3-2 e 3-3. De cada tipo de secção executou-se três provetes, totalizando assim 12 provetes a ensaiar (ver Quadro 3-1).

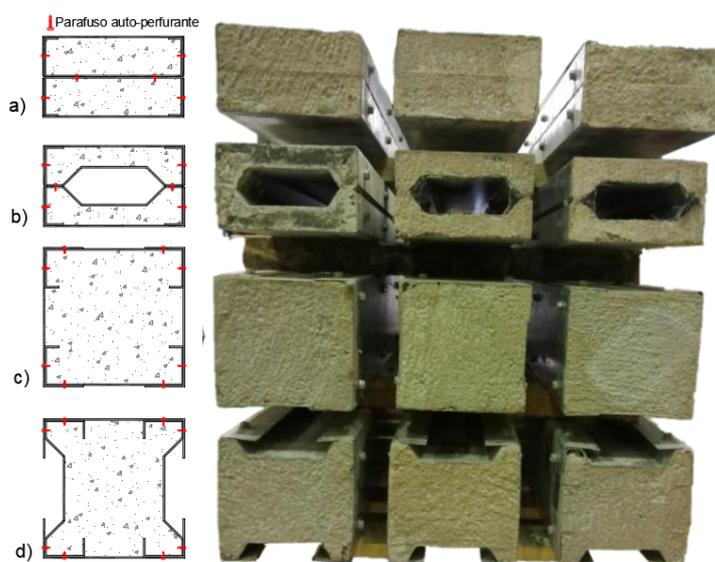


Figura 3-2 – Tipo de secções dos provetes. a) R-2C+2U. b) R-2 $\Sigma$ +2U. c) S-2C+2U. d) S-2 $\Sigma$ +2U.

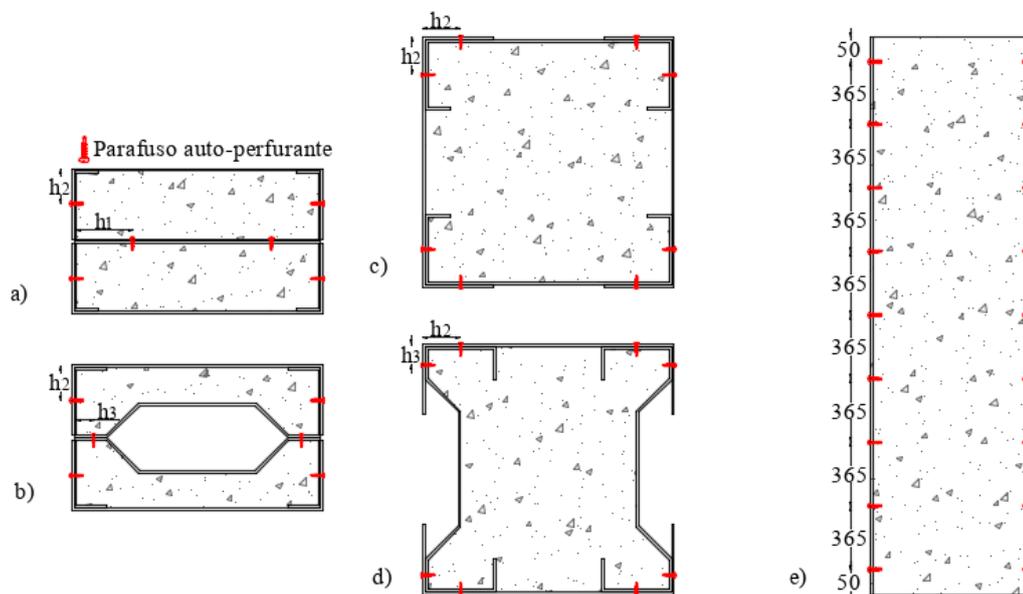


Figura 3-3 – Secções construídas (unidades em mm). a) R-2C+2U. b) R-2Σ+2U. c) S-2C+2U. d) S-2Σ+2U. e) Espaçamento médio dos parafusos em altura.

Quadro 3-1 – Detalhes dos provetes

Configuração da coluna	Altura (mm)	Perfis AEF			Distâncias dos parafusos (mm)			Espaçamento médio dos parafusos (mm)	A <sub>c</sub> (mm <sup>2</sup> )
		C	U	Σ	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>		
R-2C+2U	3005	2	2	-	39	23	-	365	12120
S-2C+2U	3005	2	2	-	-	21.5	-	365	21720
R-2Σ+2U	3005	-	2	2	-	21.5	11.5	365	8015
S-2Σ+2U	3005	-	2	2	-	21.5	11.5	365	17615

### 3.3 Propriedades dos materiais

As propriedades dos materiais foram obtidas experimentalmente sendo que no caso do betão leve foram executados testes à compressão em provetes cúbicos de acordo com a norma EN 12390-1 (Figura 3-4), e no caso do aço foram executados testes à tração (Figura 3-6) de acordo com a norma EN 6892-1.

#### 3.3.1 Betão leve

O ensaio do betão endurecido consiste em comprimir um cubo ou cilindro de betão com medidas que se encontram estabelecidas na EN 12390-1 (2012), que no caso do cubo estão indicadas na Figura 3-4. A carga tem de ser aplicada a uma taxa constante e somente serão aceites ensaios que estejam de acordo com os modos de rotura indicados na EN 12390-3 (2001),

que no caso do cubo, são os ilustrados na Figura 3-5. Nestes modos de rotura todas as 4 faces se encontram semelhantemente fendilhadas, contudo, as faces em contacto com as placas, ou seja, face superior e inferior, apresentam poucos danos visíveis, caso não ocorra uma rotura “explosiva”.

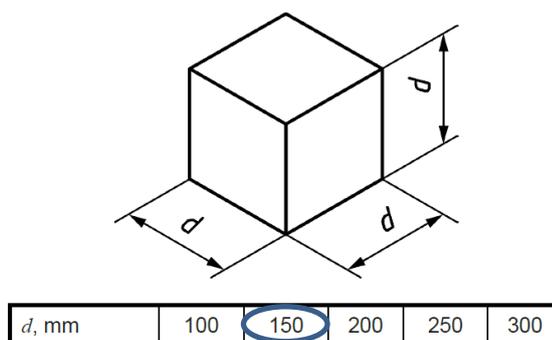


Figura 3-4 – Tamanhos nominais para provetes cúbicos (EN 12390-1, 2012)

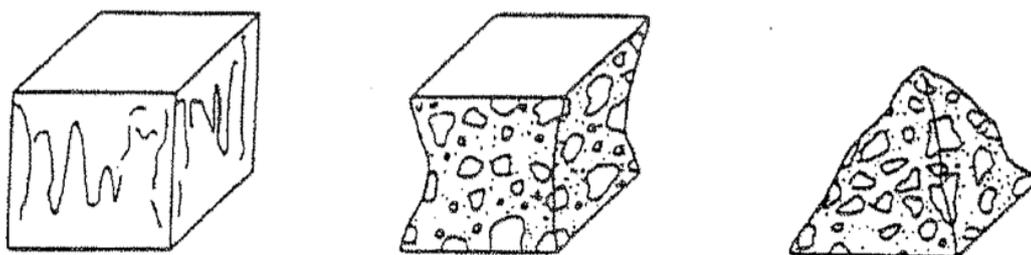


Figura 3-5 – Modos de rotura satisfatórios (EN 12390-3, 2001)

Foram ensaiados um total de três provetes cúbicos com 150 mm de aresta, os quais tiveram um tempo de secagem de 28 dias.

No Quadro 3-2 são apresentados os resultados dos ensaios de compressão realizados.

Quadro 3-2 – Teste de compressão a cubos de betão leve.

Provete	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	f <sub>ck</sub> (MPa)
1	1872	32.1
2	1872	33.0
3	1843	35.4
média	1862	33.5

O betão leve ensaiado encontra-se na classe 2 da massa volúmica, ou seja, tem uma massa volúmica entre 1801-2000 kg/m<sup>3</sup>. Por outro lado, apresenta um valor característico da tensão de rotura à compressão aos 28 dias de 33.5 MPa, logo pode considerar-se como pertencendo a uma classe LC30/33.

### 3.3.2 Aço enformado a frio

Para caracterização do aço enformado a frio foram ensaiados à tração vários provetes com as dimensões indicadas na Figura 3-7. Os ensaios foram realizados à temperatura ambiente de acordo com a norma ISO EN 6892-1 (ISO, 2019).

Para a execução dos testes usou-se a máquina de teste universal Servosis modelo ME402/20 com capacidade de 200 kN e um extensómetro da marca Epsilon modelo HI3548 (Figura 3-6), para medir a deformação.

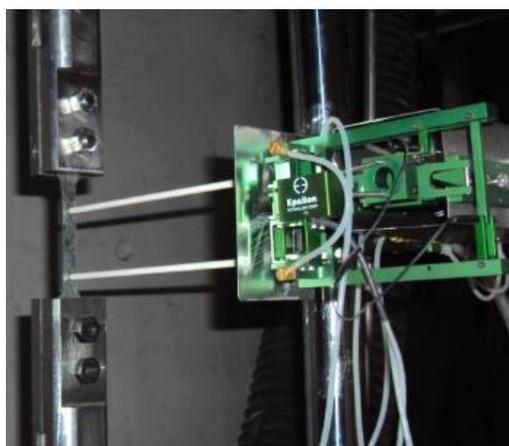


Figura 3-6 – *Layout* experimental para ensaio dos provetes de aço à tração.

Os provetes ensaiados foram retirados da alma (na direção longitudinal) de um perfil de classe S280 GD+Z, com uma espessura de 1.5 mm. As dimensões dos provetes são indicadas na Figura 3-7.

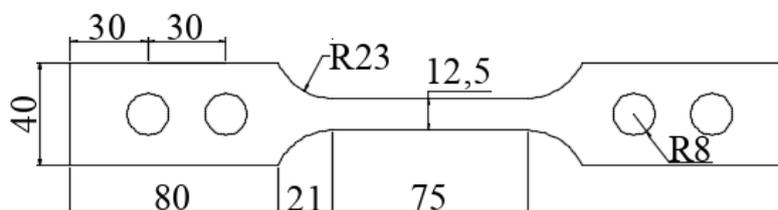


Figura 3-7 - Dimensões dos provetes para ensaio à tração.

A tensão de cedência média do aço é de cerca de 304 MPa, sendo a tensão última de cerca de 420 MPa, conforme se ilustra na curva tensão-extensão representada na Figura 3-8.

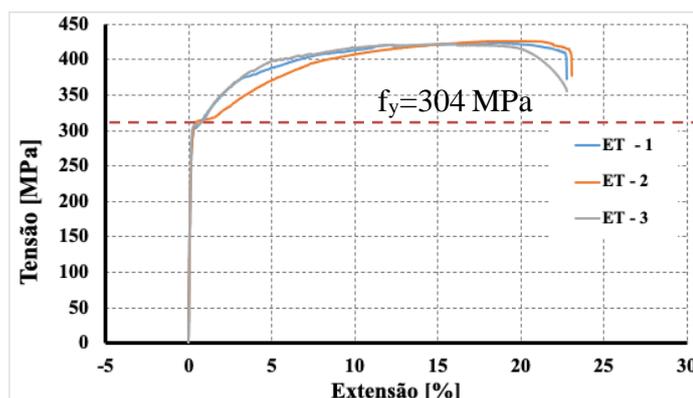


Figura 3-8 – Resultados dos ensaios à tração dos provetes de AEF.

### 3.4 Sistema experimental para o ensaio de colunas

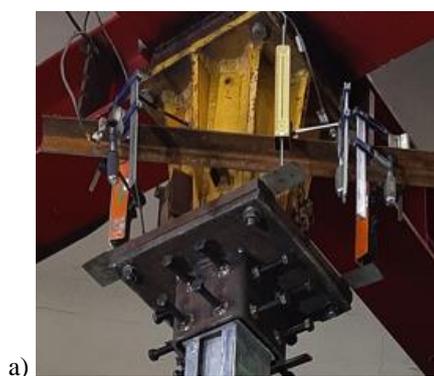
O sistema experimental consiste em uma estrutura metálica de reação de duas dimensões (2D), representada pelo número 1 na Figura 3-9, e uma estrutura metálica de reação tridimensional (3D), representada pelo número 2 na Figura 3-9, onde nesta existe a possibilidade de translações no sentido de aplicação da carga. A parte superior da estrutura 2 (Figura 3-9) tem um peso próprio de aproximadamente 2583 kg, ou seja, cerca de 25.33 kN.

A carga foi aplicada através de um macaco hidráulico, representado pelo número 3 na Figura 3-9, esta sendo medida por duas células de carga, estando uma entre o macaco hidráulico e a estrutura 2, representada pelo número 4 na Figura 3-9, e outra entre o provete e a estrutura 2, representada pelo número 5 na Figura 3-9. Os resultados que serão representados são os medidos com a célula de carga representada pelo número 4 (Figura 3-9).

Para controlo das deformações verticais da estrutura foram introduzidos quatro LVDTs em cada extremidade da estrutura, onde se apoia o provete (Figura 3-10), podendo-se registar a deformação axial do provete, tendo em conta qualquer deformação que exista na estrutura de reação.



Figura 3-9 – Vista global do sistema experimental



a)



b)

Figura 3-10 – Dispositivos de medição de deformações (LVDT's). a) LVDT's na extremidade superior.  
b) LVDT's na extremidade inferior.

Relativamente às condições de fronteira, estas podem se considerar como um apoio semirrígido, com exceção apenas da extremidade superior, onde devido à estrutura metálica de reação é possível translações no sentido de aplicação da carga, como anteriormente mencionado. Na Figura 3-10 podem-se ver os pormenores das ligações da extremidade superior e inferior.

Por outro lado, durante a realização do primeiro ensaio verificou-se a necessidade corrigir o mecanismo adotado para as condições de fronteira de modo a restringir o fenómeno de esmagamento do betão nas extremidades. Criou-se então um dispositivo (Figura 3-11) que não permitisse grandes movimentos nas extremidades, ajudando assim à eliminação do fenómeno de esmagamento do betão nas extremidades.



Figura 3-11 – Sistema de apoio semirrígido

Este sistema (Figura 3-11) com uma altura de 190 mm, aproximadamente, introduzido para ajudar a eliminar o fenómeno local de esmagamento do betão na extremidade poderá influenciar o comprimento de encurvadura. Como tal, tendo as colunas 3005 mm e encontrando-se encastradas, com apenas possibilidade de translação na extremidade superior, o comprimento de encurvadura teórico seria 1502.5mm, ou seja 0.5L.

### 3.5 Instrumentação das colunas

A instrumentação utilizada nas colunas contempla vários LVDT's e extensómetros. Os LVDT,s foram colocados a 1/4, 1/2 e 3/4 da altura do provete (Figura 3-12), com os quais se pode medir os deslocamentos laterais em ambos os planos. Foram adicionados 4 LVDT's em cada extremidade do provete, para posteriormente se poder avaliar a deformação axial do provete. Os extensómetros (Figura 3-13) localizam-se aproximadamente a meia altura do provete e, como mencionado anteriormente, estes foram aplicados em 2 dos 3 provetes de cada tipo de secção.

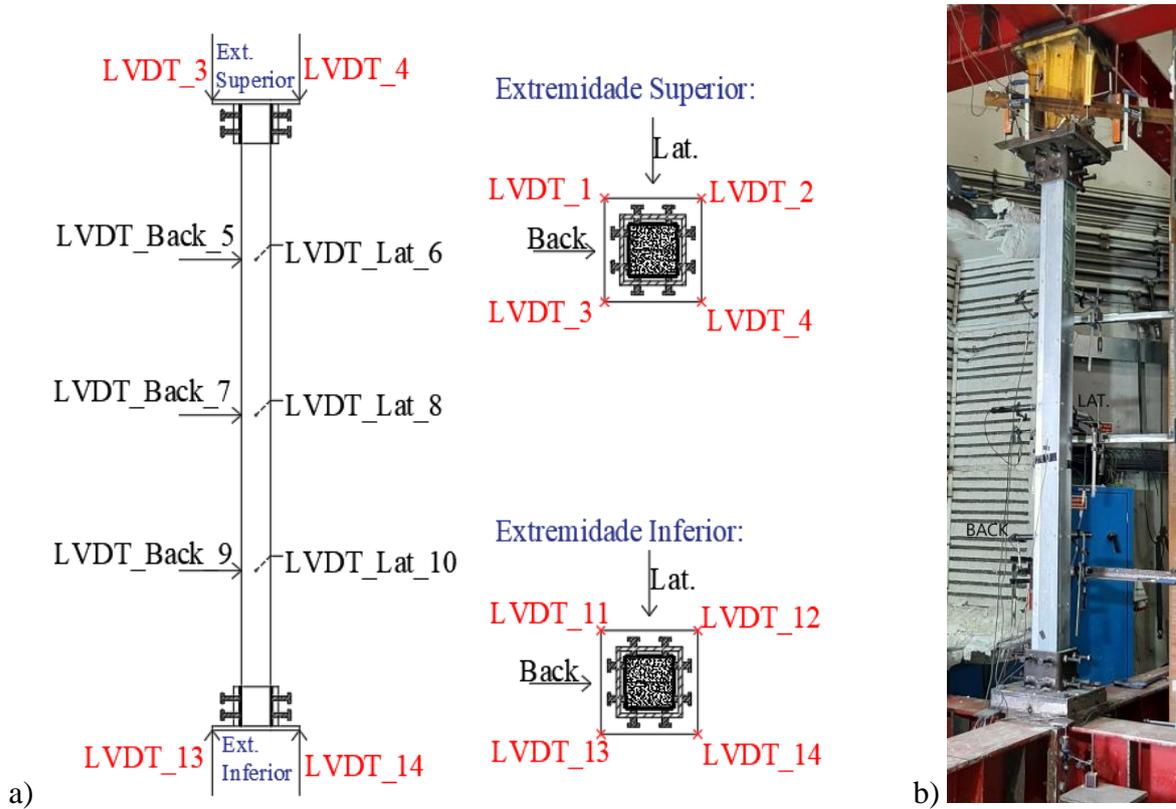


Figura 3-12 – Instrumentação das colunas com LVDT's. a) esquema da instrumentação. b) vista global da instrumentação.

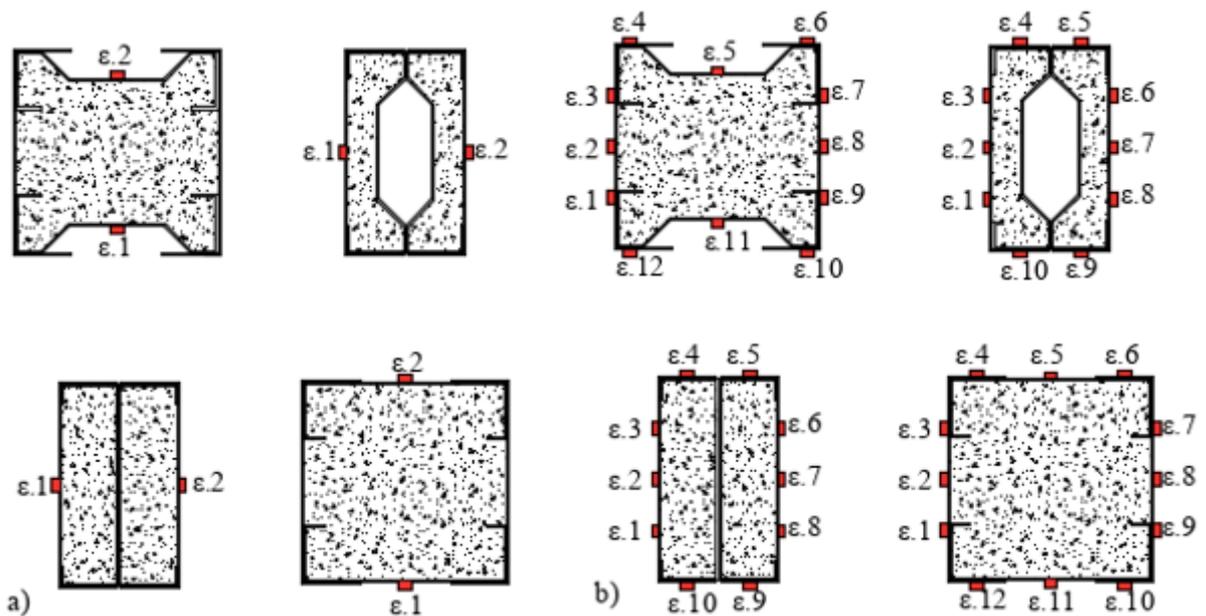


Figura 3-13 – Instrumentação das colunas com extensómetros. a) provetes com 2 extensómetros. b) provetes com 10 ou 12 extensómetros.

### **3.6 Montagem dos provetes**

Os provetes foram montados de maneira a garantir a verticalidade do provete, sendo que, o objetivo durante esta montagem foi sempre eliminar possíveis imperfeições. Manuseou-se sempre o provete de forma cuidadosa, de modo a não criar imperfeições que comprometessem os resultados dos ensaios.

Por outro lado, garantiu-se a horizontalidade da estrutura superior da estrutura 2 (Figura 3-9), de modo a diminuir possíveis rotações que possam existir na etapa de aplicação de carga, uma vez que esta irá deslizar pelo sistema slide criado, no sentido de aplicação de carga.

## 4 RESULTADOS DOS ENSAIOS

### 4.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos experimentalmente nos ensaios de compressão das 12 colunas mistas aço-betão.

São identificados detalhadamente os modos de colapso verificados nos ensaios e apresentados os resultados dos extensómetros e LVDTs e as cargas de colapso dos provetes.

Os resultados observados durante os ensaios são comentados e organizados para futura comparação com os resultados do EC4 parte 1-1.

### 4.2 Provetes R\_2C+2U

#### 4.2.1 Modos de rotura

Os provetes R\_2C+2U são constituídos por 2 perfis em C e 2 perfis em U, ligados de maneira a formar uma secção retangular (Figura 4-1).

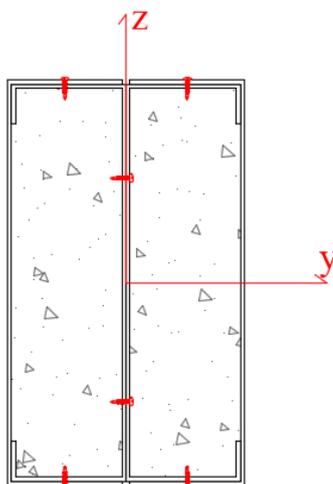


Figura 4-1 – Provede R\_2C+2U.

Os modos de rotura dos provetes R\_2C+2U encontram-se ilustrados na Figura 4-2 e Figura 4-3. Em geral, a rotura destes provetes ocorreu por encurvadura global na direção do eixo de menor inércia, com alguns fenómenos de encurvadura local e distorcional, a meia altura dos provetes e nas extremidades (Figura 4-3). A meia altura da secção ocorreu um ligeiro afastamento entre a núcleo esquerdo e a núcleo direito do provede, contudo, não ocorreu o afastamento total, como

se pode ver na Figura 4-3 c). Ao nível da linha dos parafusos, estes foram capazes de assegurar a ligação entre as duas partes da secção. A meia altura da secção verificou-se também a rotura do betão.



Figura 4-2 – Modos de rotura dos provetes R\_2C+2U. a) provete 1. b) provete 2. c) provete 3.

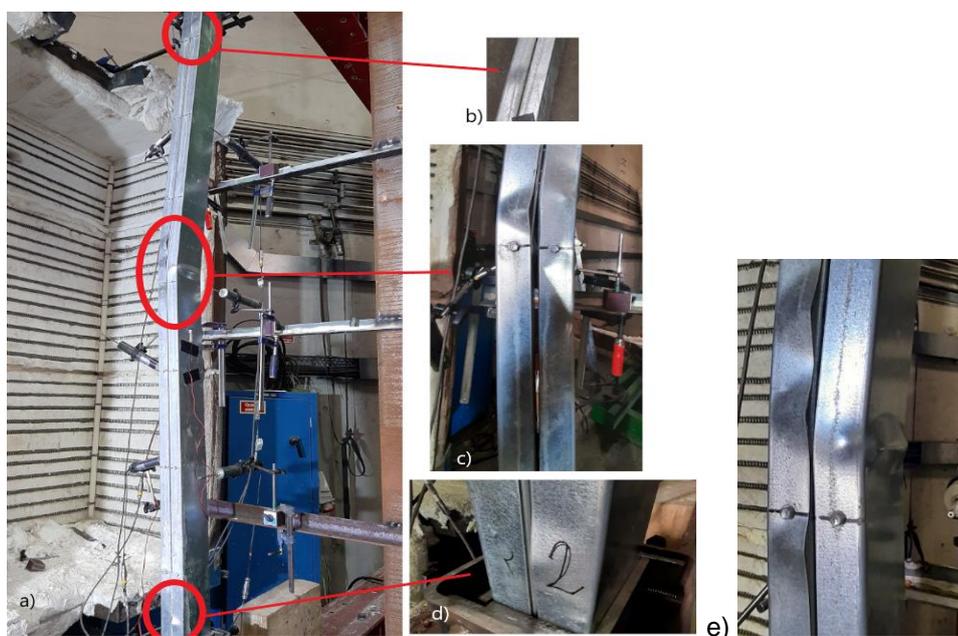


Figura 4-3 – Modos de rotura no provete R\_2C+2U, 2. a) encurvadura global. b) fenómenos de encurvadura distorcional na extremidade superior da coluna. c) e e) fenómenos de encurvadura local e distorcional e afastamento da secção a meia altura. d) encurvadura distorcional na extremidade inferior.

#### 4.2.2 Carga de rotura

As cargas máximas verificadas encontram-se apresentadas no Quadro 4-1. Estas cargas consistem da soma da carga máxima medida pela célula de carga com o peso da estrutura superior, correspondente à estrutura que tem possibilidade de movimento vertical (slide).

A carga dos 3 ensaios foi semelhante, o que indica que os provetes eram equivalentes, ou seja, não existiam grandes imperfeições e a compactação do betão encontrava-se bem efetuada. Caso isto não se verificasse teríamos resultados diferentes entre provetes da mesma secção.

Quadro 4-1 – Cargas obtidas experimentalmente para o provete R\_2C+2U.

Proвете	Ensaio nº	Carga aplicada (kN)	Peso estrutura (kN)	Carga total (kN)	Carga média (kN)
R_2C+2U	Ensaio 1	465.41	25.33	490.74	477.69
	Ensaio 2	456.17		481.50	
	Ensaio 3	435.51		460.84	

#### 4.2.3 Deformações, deslocamentos e extensões

As deformações axiais e laterais foram registadas em cada ensaio feito no âmbito desta dissertação, conforme indicado na Figura 4-4 e Figura 4-5, respetivamente.

As deformações axiais verificadas estão representadas na Figura 4-4. As deformações aumentaram linearmente com o aumento da carga, sendo esse comportamento semelhante nos 3 provetes.

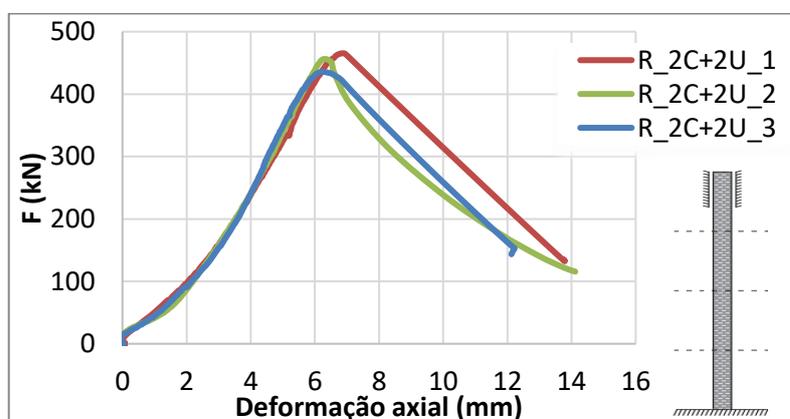


Figura 4-4 – Deformações axiais dos provetes R\_2C+2U.

Na Figura 4-5 encontram-se representados todos os deslocamentos laterais observados durante os ensaios dos provetes R\_2C+2U. A Figura 4-6 identifica o sentido dos deslocamentos e as condições de fronteira. Nestes gráficos permite-se a observação do deslocamento em várias etapas de carga, até à obtenção da carga máxima. O deslocamento lateral na direção y coincide com o comportamento observado na Figura 4-2.

Após os ensaios foi medido o comprimento de encurvadura (distância entre pontos de inflexão), o qual se verificou que se encontrava entre 1.5 m e 1.8m, (0.5L e 0.6L), respetivamente; ou seja, um pouco superior ao comprimento teoricamente esperado de 0.5L.

Os deslocamentos na direção Z (devidos à encurvadura em torno do eixo de maior inércia y) são insignificantes, com valores inferiores a 3 mm. Os deslocamentos na direção y são superiores, quando comparados com a direção z (devido à encurvadura em torno do eixo de menor inércia z), como era de esperar.

Outro parâmetro de importância extrema foi a evolução das extensões nas secções, durante o ensaio de compressão. Na Figura 4-7 encontra-se a posição dos extensómetros, assim como todos os gráficos força-extensão. Por simplificação assumiu-se um comportamento elástico perfeitamente plástico do aço ( $f_y=304$  MPa,  $\epsilon_{pl}=1447 \cdot 10^{-6}$  %).

O comportamento observado das extensões correspondeu ao esperado e observado experimentalmente, com um crescimento linear da extensão de compressão em fase de carregamento e o surgimento de extensões de tração, no núcleo esquerdo do provete, quando o provete apresenta maiores deslocamentos laterais, após a obtenção da carga máxima. Na Figura 4-7 as extensões de compressão são representadas como positivas.

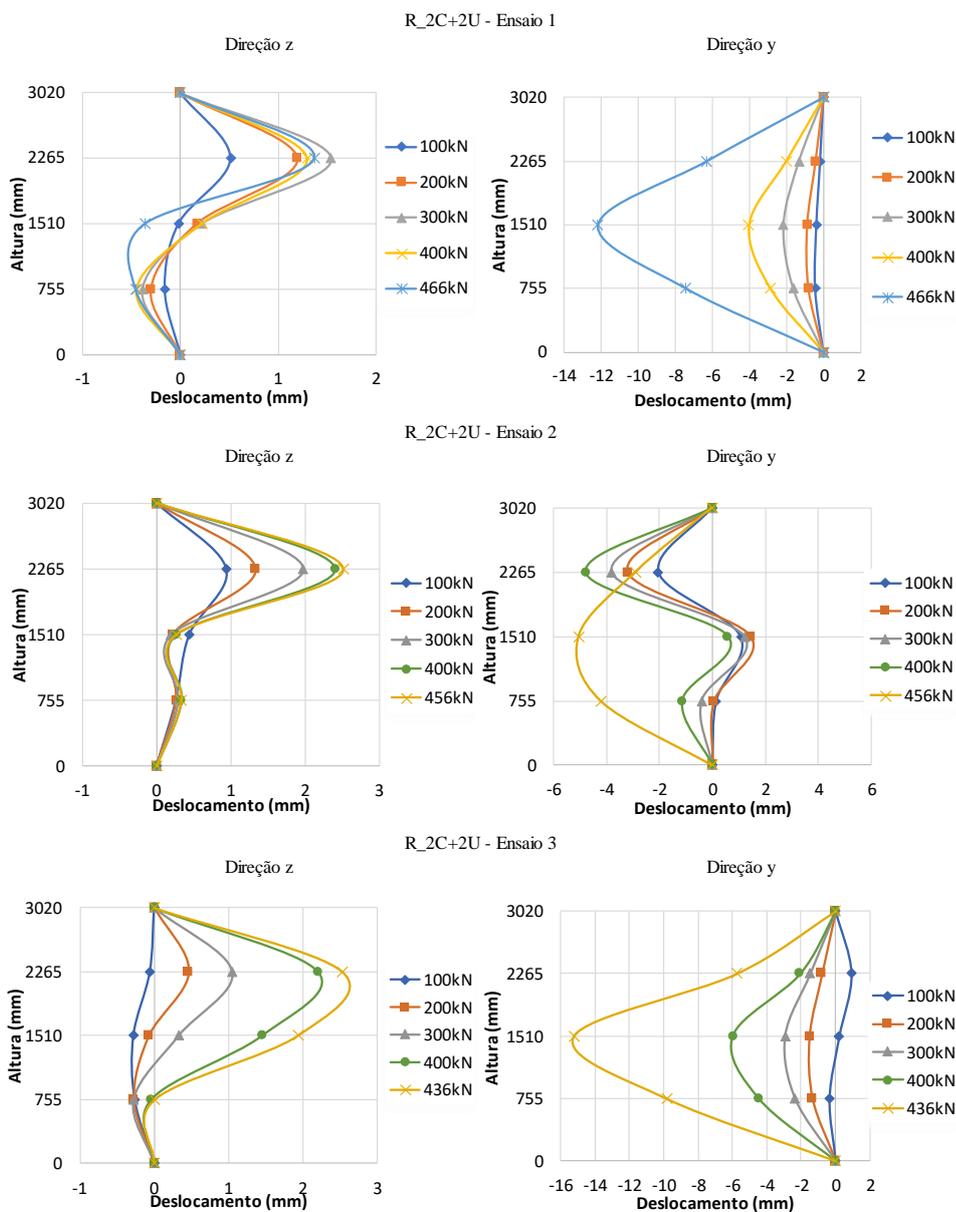


Figura 4-5 – Evolução dos deslocamentos laterais na direção y e z dos provetes R\_2C+2U.

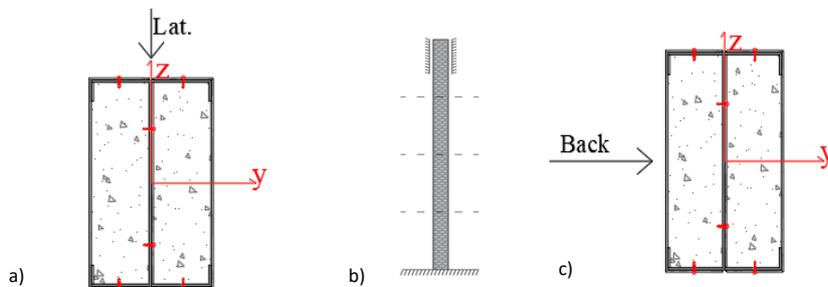


Figura 4-6 – Direções e condições de apoio. a) sentido positivo do deslocamento na direção z. b) condições de fronteira. c) sentido positivo do deslocamento na direção y.

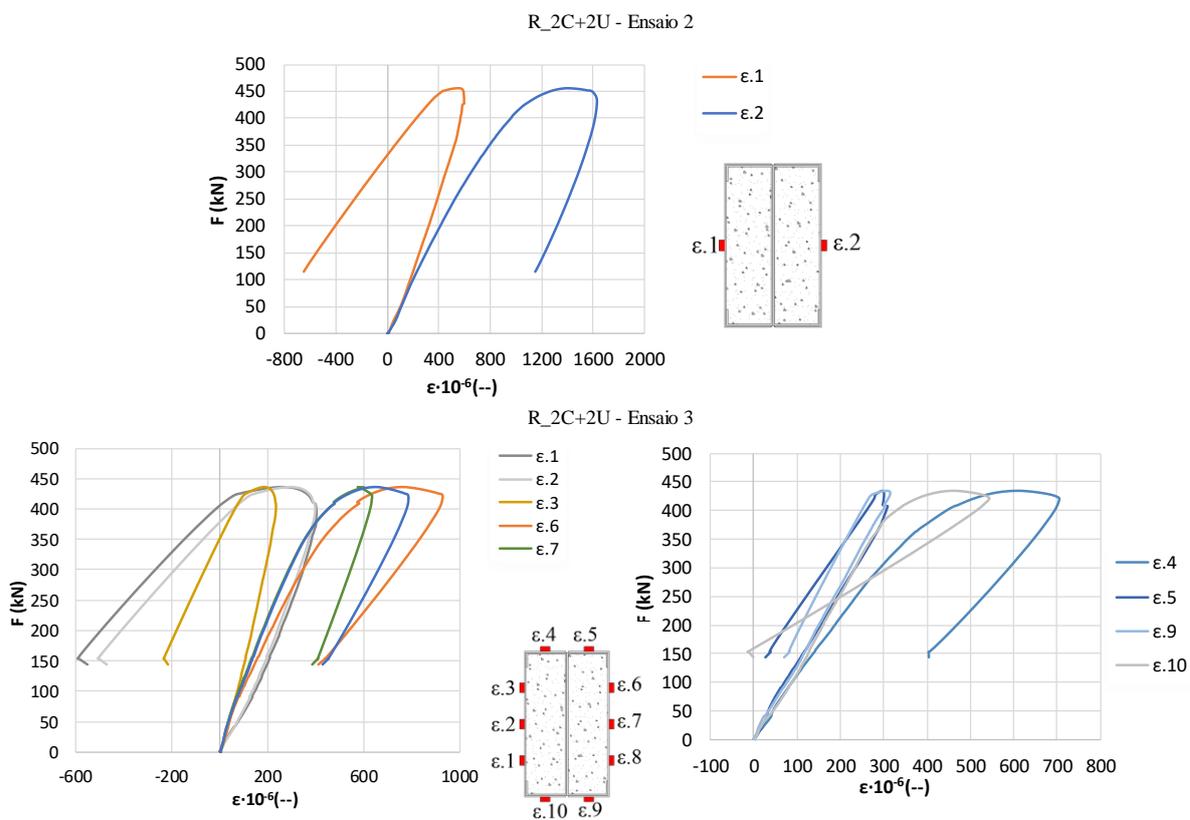


Figura 4-7 – Relação entre carga e extensões registadas nos provetes R\_2C+2U.

### 4.3 Provete R\_2Σ+2U

#### 4.3.1 Modos de rotura

Os provetes R\_2Σ+2U são constituídos por 2 perfis em Σ e 2 perfis em U, ligados de maneira a formar uma secção retangular (Figura 4-8).

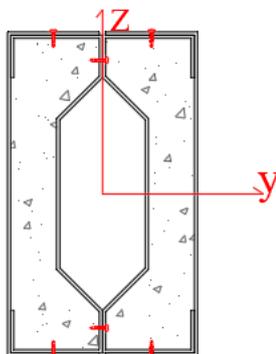


Figura 4-8 - Provete R\_2Σ+2U.

Os modos de rotura dos provetes R\_2 $\Sigma$ +2U encontram-se ilustrados na Figura 4-9. Em geral, a rotura destes provetes ocorreu por encurvadura global na direção do eixo de menor inércia, com alguns fenómenos de encurvadura local e distorcional, a meia altura dos provetes e nas extremidades (Figura 4-9). A meia altura da secção verificou-se também a rotura do betão.

Ao contrário do que foi verificado nos provetes R\_2C+2U, nas secções R\_2 $\Sigma$ +2U não existiu afastamento entre os núcleos da esquerda e da direita do provete.

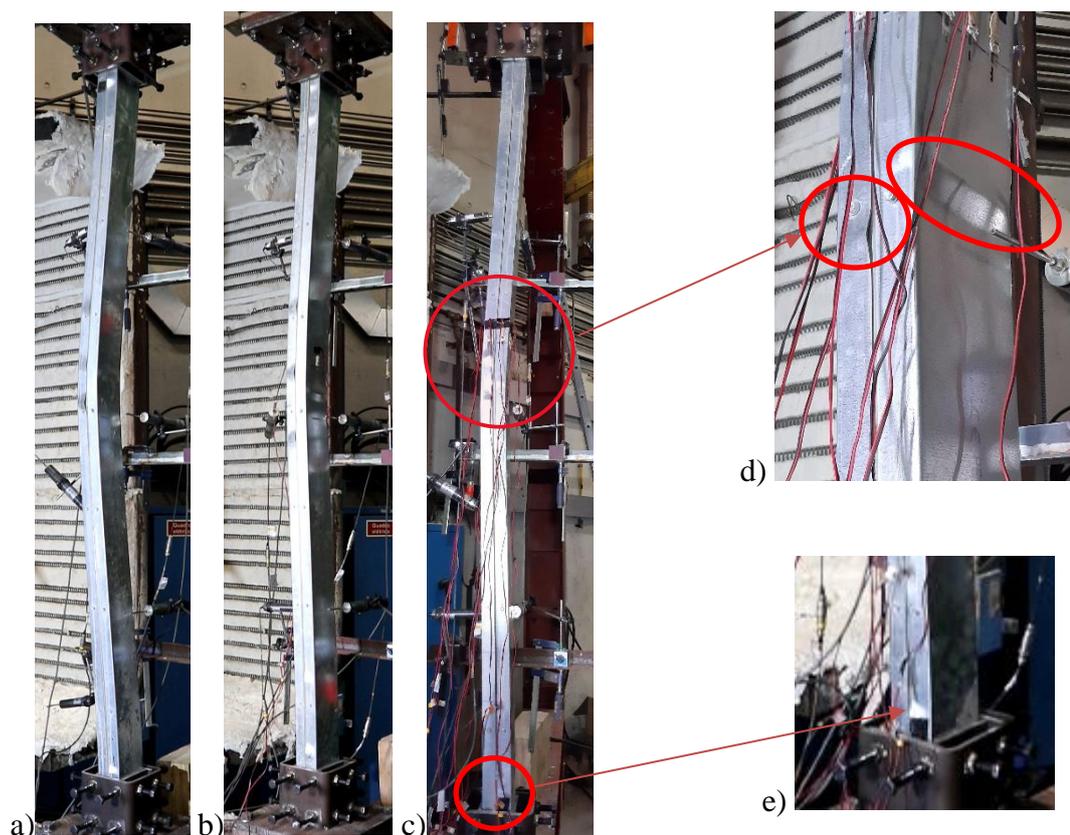


Figura 4-9 - Modos de rotura no provete R\_2 $\Sigma$ +2U. a) encurvadura global do provete 1. b) encurvadura global do provete 2. c) encurvadura global do provete 3. d) fenómenos de encurvadura distorcional e local a meia altura. e) encurvadura distorcional na extremidade inferior.

### 4.3.2 Carga de rotura

As cargas máximas verificadas encontram-se representadas no Quadro 4-2. Estas cargas consistem da soma da carga máxima medida pela célula de carga com o peso da estrutura superior, correspondente à estrutura que tem possibilidade de movimento vertical (slide).

No ensaio 3 verificou-se uma carga total anormal, como tal, optou-se por se ignorar este ensaio para o cálculo da carga média. Vários fatores poderão ter afetado a carga verificada, tais como imperfeições geométricas, uma compactação deficiente do betão, entre outros.

Os deslocamentos laterais verificados para o provete 3 (Figura 4-11), no eixo de menor inércia (direção y), são superiores às verificadas no provete 1 e 2, o que poderá indicar uma deficiência na compactação do betão em um dos núcleos do provete. Tendo em conta que os ensaios foram executados à compressão, essa betonagem deficiente, em um dos núcleos do provete, pode levar a uma deformação axial mais acentuada. Como tal, a diferença das deformações axiais, entre o núcleo esquerdo e o núcleo direito, pode provocar um aumento acentuado do deslocamento lateral.

Quadro 4-2 – Cargas obtidas experimentalmente para o provete R\_2Σ+2U.

Provete	Ensaio n°	Carga aplicada (kN)	Peso estrutura (kN)	Carga total (kN)	Carga média (kN)
R_2Σ+2U	Ensaio 1	411.07	25.33	436.4	426.55
	Ensaio 2	391.36		416.69	
	Ensaio 3	335.72		361.05	

### 4.3.3 Deformações, deslocamentos e extensões

Na Figura 4-10 estão representadas as deformações axiais verificadas experimentalmente. À semelhança do que ocorreu nos provetes R\_2C+2U a deformação aumentou linearmente com o aumento de carga. O comportamento pós-crítico foi igualmente linear.

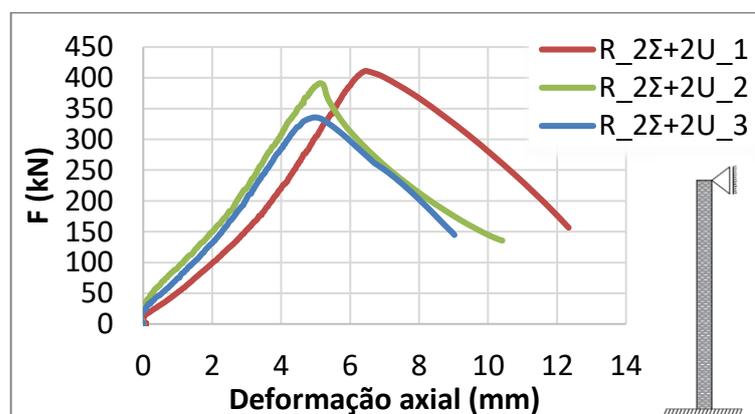


Figura 4-10 - Deformações axiais dos provetes R\_2Σ+2U.

Na Figura 4-11 encontram-se representados todos os deslocamentos laterais observados durante os ensaios dos provetes R\_2Σ+2U. A Figura 4-12 identifica o sentido dos deslocamentos e as condições de fronteira. Os deslocamentos laterais no eixo z são insignificantes (<3mm), por outro lado, os deslocamentos no eixo de menor de inércia (direção y) são superiores, os quais representam o comportamento verificado na Figura 4-9 a).

Após os ensaios foi medido o comprimento de encurvadura (distância entre pontos de inflexão), o qual se verificou que se encontrava entre 1.5 m e 1.8m, (0.5L e 0.6L), respetivamente; ou seja, um pouco superior ao comprimento teoricamente esperado de 0.5L, à semelhança do que aconteceu com os provetes R\_2C+2U. Experimentalmente garantir o encastramento perfeito não é possível, como tal pode existir algumas rotações nas extremidades das colunas, rotações que podem levar a um comprimento de encurvadura maior.

Na Figura 4-13 estão representadas as extensões e posição dos extensómetros. Foi assumido um comportamento elástico perfeitamente plástico do aço ( $f_y=304$  MPa,  $\epsilon=1447 \cdot 10^{-6}$  %).

Durante a fase de carregamento as extensões registadas pelos extensómetros foram de compressão, contudo, depois de ser atingida a carga máxima, verificou-se uma inversão das extensões do núcleo esquerdo do provete. Esta inversão é devido ao aumento do deslocamento lateral (Figura 4-11), sendo que, no fim do registo os núcleos esquerdos das secções encontravam-se à tração.

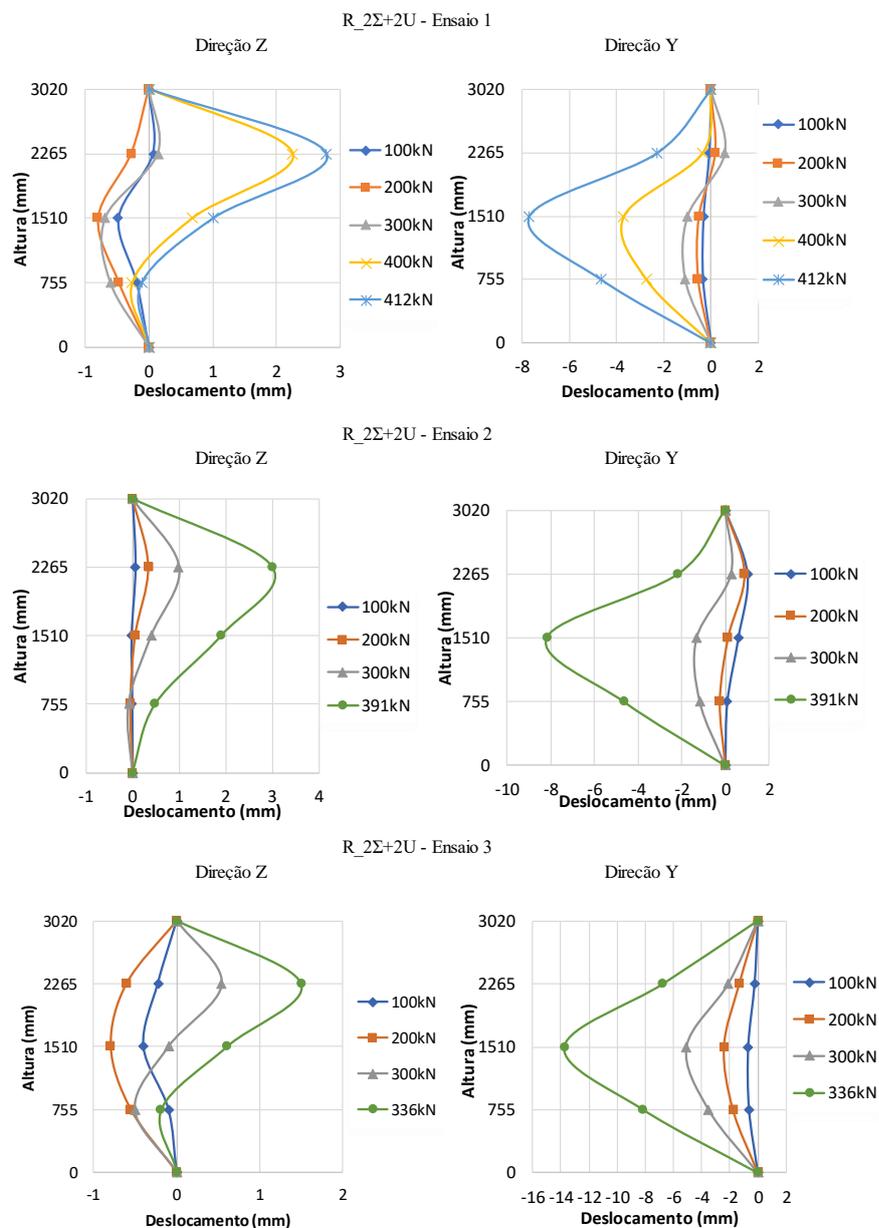


Figura 4-11 - Evolução dos deslocamentos laterais na direção y e z do provete R\_2Σ+2U.

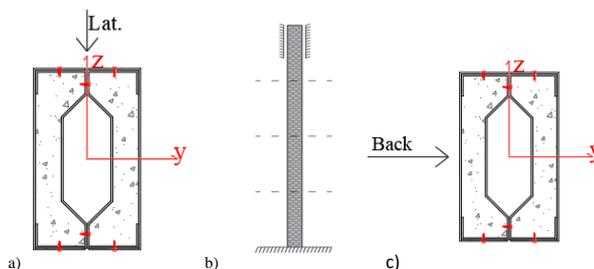


Figura 4-12– Direções e condições de apoio. a) sentido positivo do deslocamento na direção z. b) condições de fronteira. c) sentido positivo do deslocamento na direção y.

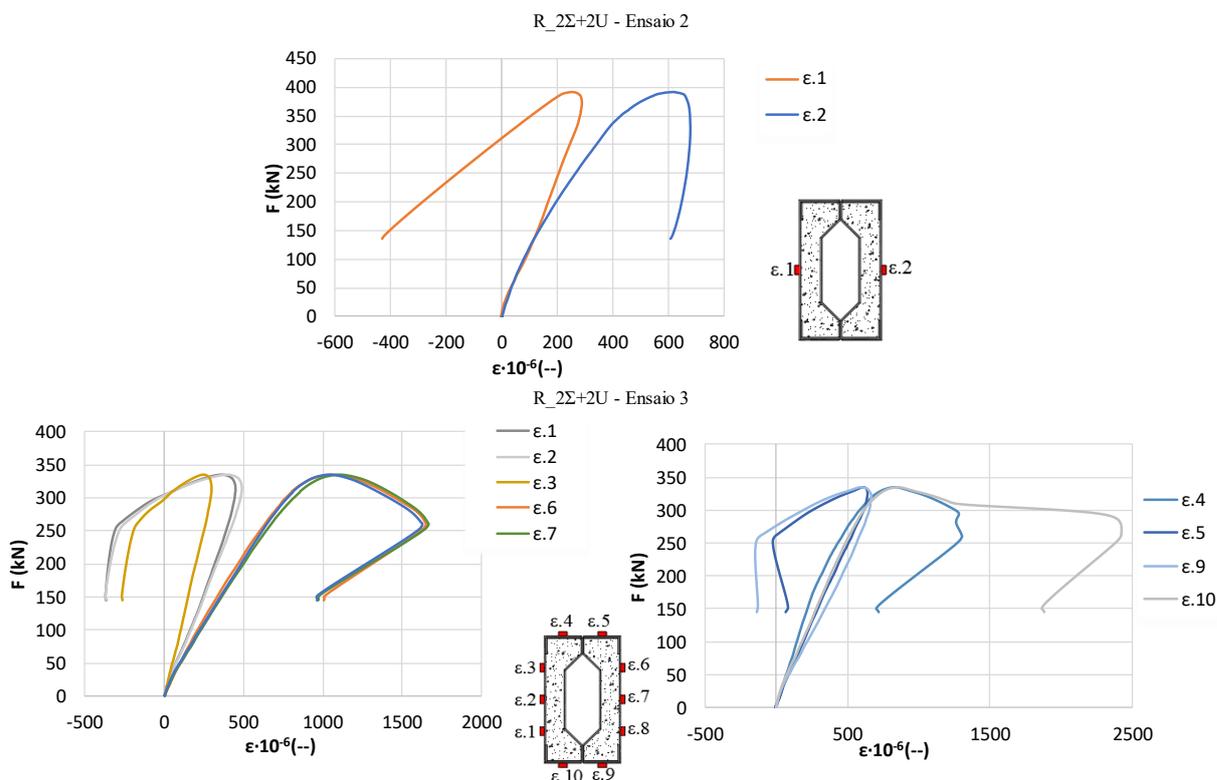


Figura 4-13 – Relação entre carga e extensões registadas nos provetes R\_2Σ+2U.

#### 4.4 Provetes S\_2C+2U

##### 4.4.1 Modos de rotura

Os provetes S\_2C+2U são constituídos por 2 perfis em C e 2 perfis em U, ligados de maneira a formar uma secção quadrada (Figura 4-14).

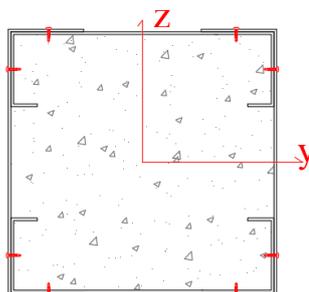


Figura 4-14 - Proвете S\_2C+2U.

Os provetes S\_2C+2U ensaiados encontram-se na Figura 4-15. No provete 1 o modo de rotura foi o esmagamento do betão na extremidade inferior, seguido de encurvadura local do aço (Figura 4-15 a) e e)). Devido a este fenómeno teve-se de ajustar o mecanismo de apoio, de

modo a restringir o esmagamento de betão nas extremidades, fenómeno esse que não era objetivo de estudo desta dissertação.

Nos provetes 2 e 3, os modos de rotura verificados foram o esmagamento do betão a meia altura, seguidos de encurvadura local do aço (Figura 4-15 d)). Verificou-se também o aparecimento de vários fenómenos de encurvadura distorcional nas extremidades dos provetes (Figura 4-15 f)), e fenómenos de encurvadura local (Figura 4-16).

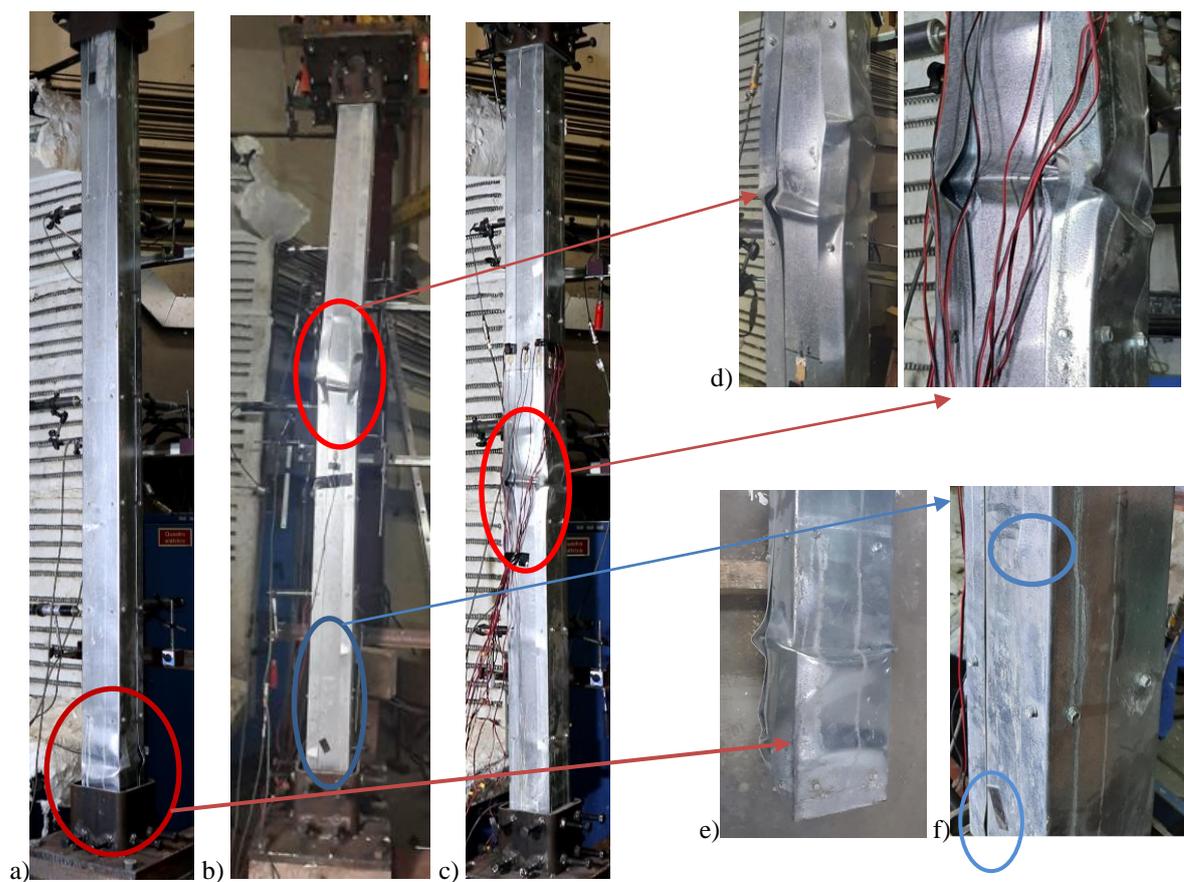


Figura 4-15 - Modos de rotura no provete S\_2C+2U. a) provete 1. b) provete 2. c) provete 3. d) Pormenor da zona de rotura dos provetes 2 e 3, respetivamente. e) Pormenor da zona de rotura do provete 1 f) fenómenos de encurvadura distorcional, na extremidade do provete 2.



Figura 4-16 - Encurvadura local na extremidade do provete 2.

#### 4.4.2 Carga de rotura

As cargas registadas experimentalmente encontram-se no Quadro 4-3. À semelhança dos ensaios anteriores, a carga total corresponde à soma da carga aplicada e ao peso da estrutura superior.

A carga do ensaio 1 foi ignorada para a determinação da carga média da secção, uma vez que este provete não representou o comportamento desejado devido a uma falha na conceção do sistema de apoio.

Quadro 4-3 - Cargas obtidas experimentalmente para o provete S\_2C+2U.

Provete	Ensaio n°	Carga aplicada (kN)	Peso estrutura (kN)	Carga total (kN)	Carga média (kN)
S_2C+2U	Ensaio 1	727.72	25.33	753.05	922.09
	Ensaio 2	870.74		896.07	
	Ensaio 3	922.78		948.11	

#### 4.4.3 Deformações, deslocamentos e extensões

Na Figura 4-17 estão representadas as deformações axiais verificadas nos provetes S\_2C+2U.

Os provetes apresentaram uma deformação crescente e linear, proporcional ao aumento da carga. Contudo, o provete 1, que falhou por esmagamento do betão na extremidade, apresentou uma deformação superior em fase de descarregamento (após atingida a carga máxima), tendo-

se também verificado que, após se atingir a carga máxima não se obteve uma deformação axial linear, mas sim uma deformação axial extremamente brusca e irregular.

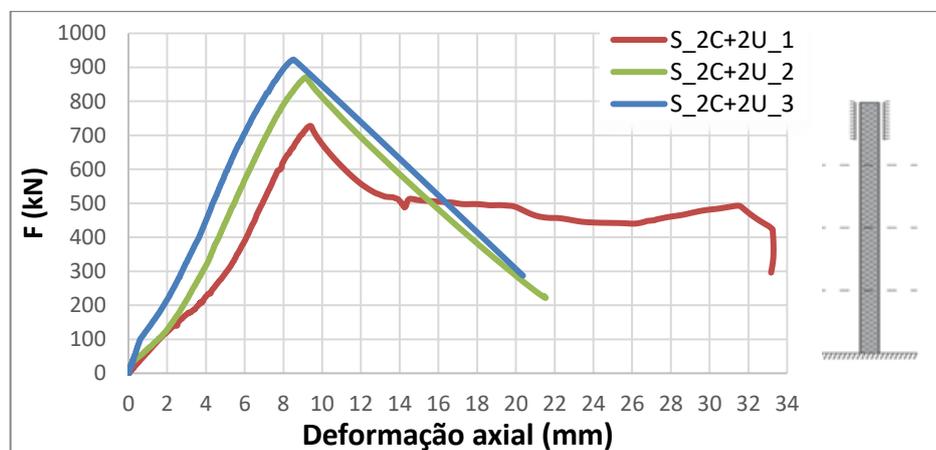


Figura 4-17 – Deformação axial dos provetes S\_2C+2U.

Na Figura 4-18 encontram-se representadas os deslocamentos laterais dos provetes S\_2C+2U, e na Figura 4-19 estão representados os sentidos dos deslocamentos e as condições de fronteira.

Quando comparado com os deslocamentos dos ensaios dos provetes retangulares, os deslocamentos registados nos provetes quadrados foram relativamente inferiores, tendo em conta as inércias das secções, o que indica a inexistência de fenómenos de encurvadura global.

Outro parâmetro importante foi o estudo da evolução das extensões durante o ensaio de compressão. Na Figura 4-20 encontra-se a posição dos extensómetros, assim como, todos os gráficos força-extensão. Por simplificação assumiu-se um comportamento elástico perfeitamente plástico do aço ( $f_y=304$  MPa,  $\epsilon_{pl}=1447 \cdot 10^{-6}$  %), à semelhança dos ensaios anteriores.

As extensões verificadas em todos os provetes quadrados S\_2C+2U foram de compressão, como era de esperar. Durante o carregamento verificou-se um aumento das extensões uniforme e linear, foi também verificada a obtenção da tensão de cedência ( $f_y=304$  MPa,  $\epsilon_{pl}=1447 \cdot 10^{-6}$ ), nomeadamente para o extensómetro 1 do provete 2 e o extensómetro 5 do provete 3. Verificou-se uma variação do comportamento dos extensómetros após ser obtida a carga máxima.

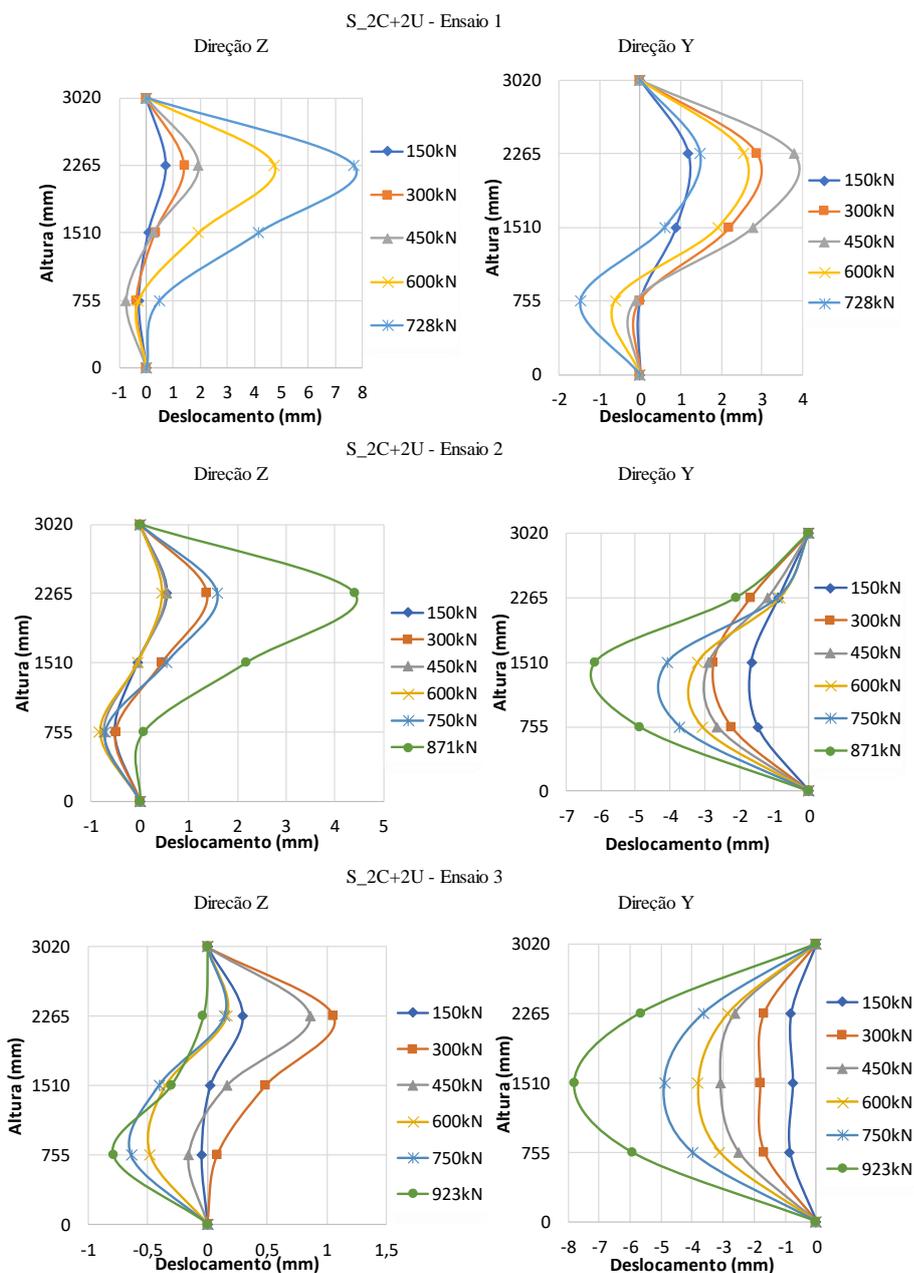


Figura 4-18 – Evolução dos deslocamentos laterais na direção y e z dos provetes S\_2C+2U.

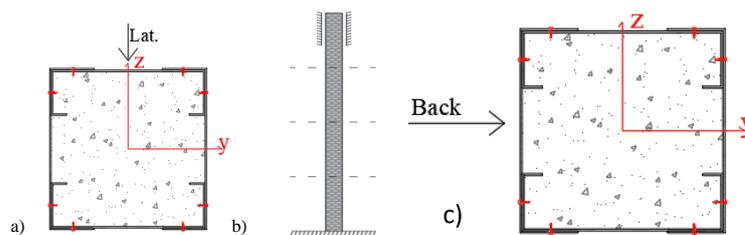


Figura 4-19 - Direções e condições de apoio. a) sentido positivo do deslocamento na direção z. b) condições de fronteira. c) sentido positivo do deslocamento na direção y.

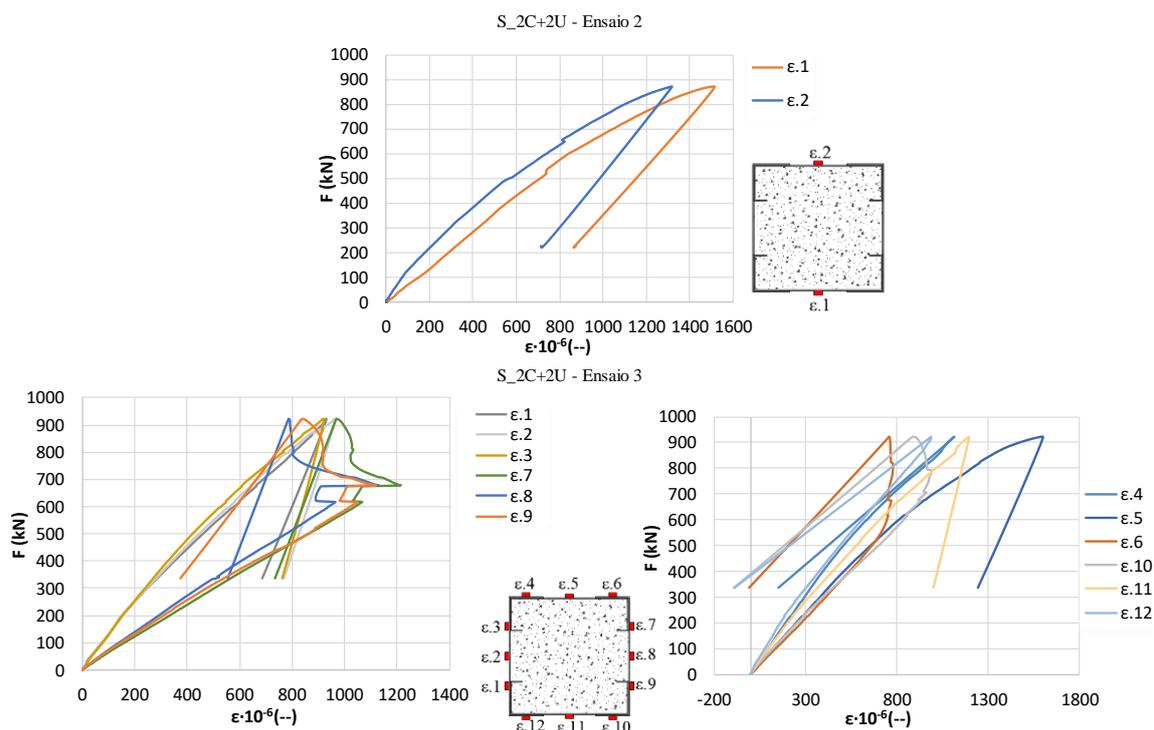


Figura 4-20 – Relação entre carga e extensões registadas no provete S\_2C+2U.

## 4.5 Provetes S\_2Σ+2U

### 4.5.1 Modos de rotura

Os provetes S\_2Σ+2U são constituídos por 2 perfis em Σ e 2 perfis em U, ligados de maneira a formar uma secção quadrada (Figura 4-21).

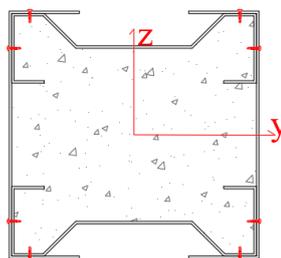


Figura 4-21 - Provede S\_2Σ+2U.

A rotura das secções S\_2Σ+2U ocorreu por esmagamento do betão e encurvadura do aço, aproximadamente a meia altura do provete 1 e 2 e no provete 3 junto a uma das extremidades (Figura 4-22). No provete 3 encontrava-se uma pequena imperfeição em um dos perfis de AEF, imperfeição essa que influenciou a localização da zona de rotura. Verificou-se alguns fenómenos de encurvadura local e distorcional nas secções.

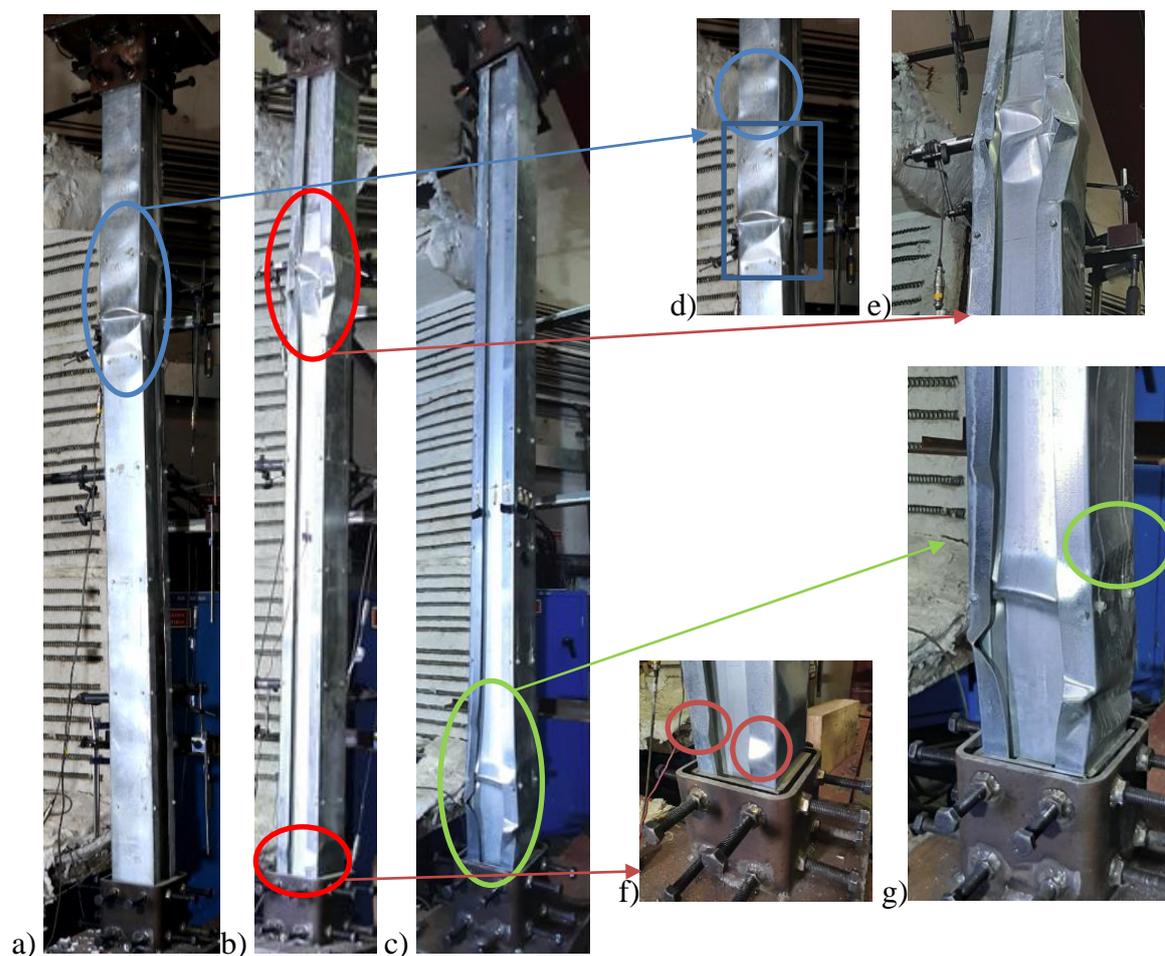


Figura 4-22 - Modos de rotura no provete S<sub>2Σ+2U</sub>. a) provete 1. b) provete 2. c) provete 3. d) Pormenor da zona de rotura do provete 1. e) Pormenor da zona de rotura do provete 2. f) encurvadura distorcional na extremidade inferior do provete 2. g) Pormenor da zona de rotura do provete 3.

#### 4.5.2 Carga de rotura

As cargas registadas experimentalmente encontram-se no Quadro 4-4, sendo a carga total corresponde à soma da carga aplicada e ao peso da estrutura superior.

Quadro 4-4 - Cargas obtidas experimentalmente para o provete S<sub>2Σ+2U</sub>.

Provete	Ensaio nº	Carga aplicada (kN)	Peso estrutura (kN)	Carga total (kN)	Carga média (kN)
S <sub>2Σ+2U</sub>	Ensaio 1	818.19	25.33	843.52	857.57
	Ensaio 2	838.23		863.56	
	Ensaio 3	840.31		865.64	

### 4.5.3 Deformações, deslocamentos e extensões

Na Figura 4-23 estão representadas as deformações axiais verificadas nos provetes S<sub>2Σ+2U</sub>.

Os provetes apresentaram uma deformação crescente e linear, proporcional ao aumento da carga. Após ser atingida a carga máxima verificou-se um aumento da deformação, verificando-se que este aumento é proporcional à diminuição de carga. O comportamento observado é semelhante nos 3 provetes.

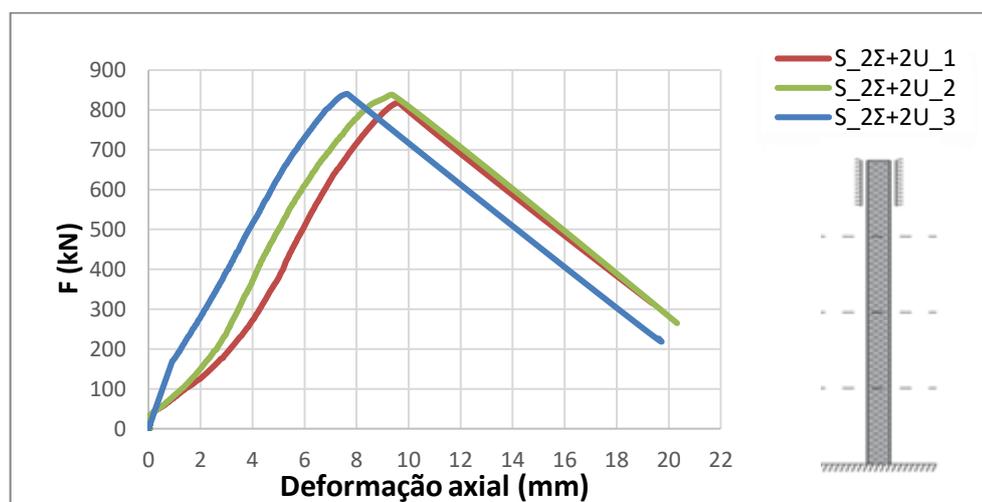


Figura 4-23 - Deformação axial dos provetes S<sub>2Σ+2U</sub>.

Os deslocamentos laterais registados estão na Figura 4-24, com os sentidos dos deslocamentos representados na Figura 4-25.

Os deslocamentos laterais obtidos são relativamente pequenos, sendo os maiores deslocamentos laterais registadas na direção z, correspondente ao eixo de menor inércia da secção. Contudo, antes da obtenção da carga máxima é registado um aumento significativo dos deslocamentos laterais na direção z.

As extensões registadas foram de compressão, as quais aumentaram uniformemente até se obter a carga máxima, Figura 4-26. Verificou-se uma variação do comportamento dos extensómetros após ser obtida a carga máxima.

Foi assumido um comportamento elástico perfeitamente plástico ( $f_y=304$  MPa,  $\epsilon_{pl}=1447 \cdot 10^{-6}$  %), à semelhança dos ensaios anteriores.

A extensão plástica foi obtida no extensómetro 2 do provete 2 e nos extensómetros 4 e 5 do provete 3.

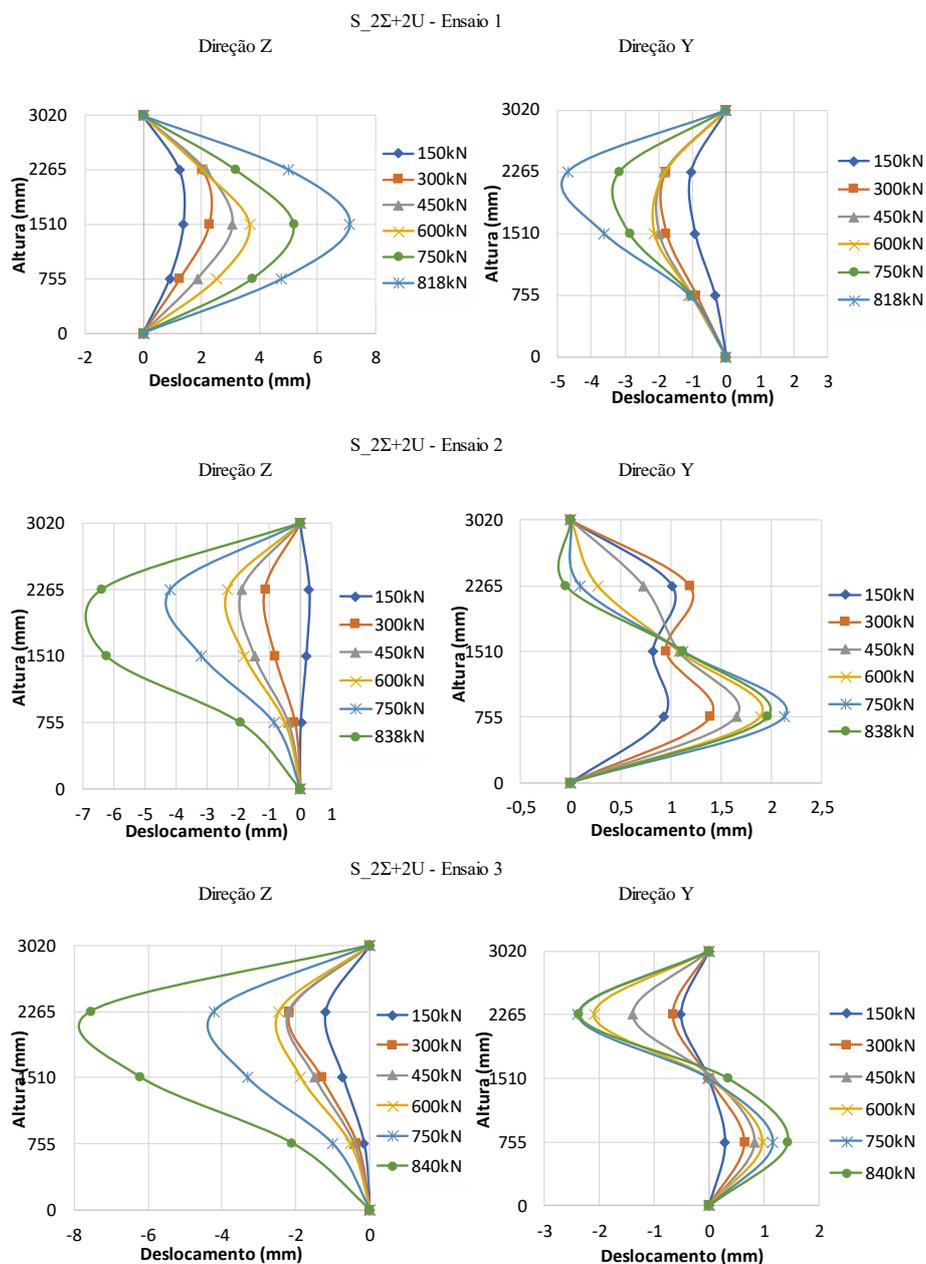


Figura 4-24 - Evolução dos deslocamentos laterais na direção y e z dos provetes S\_2Σ+2U.

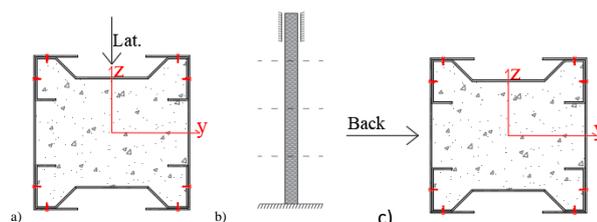


Figura 4-25 - Direções e condições de apoio. a) sentido positivo do deslocamento na direção z. b) condições de fronteira. c) sentido positivo do deslocamento na direção y.

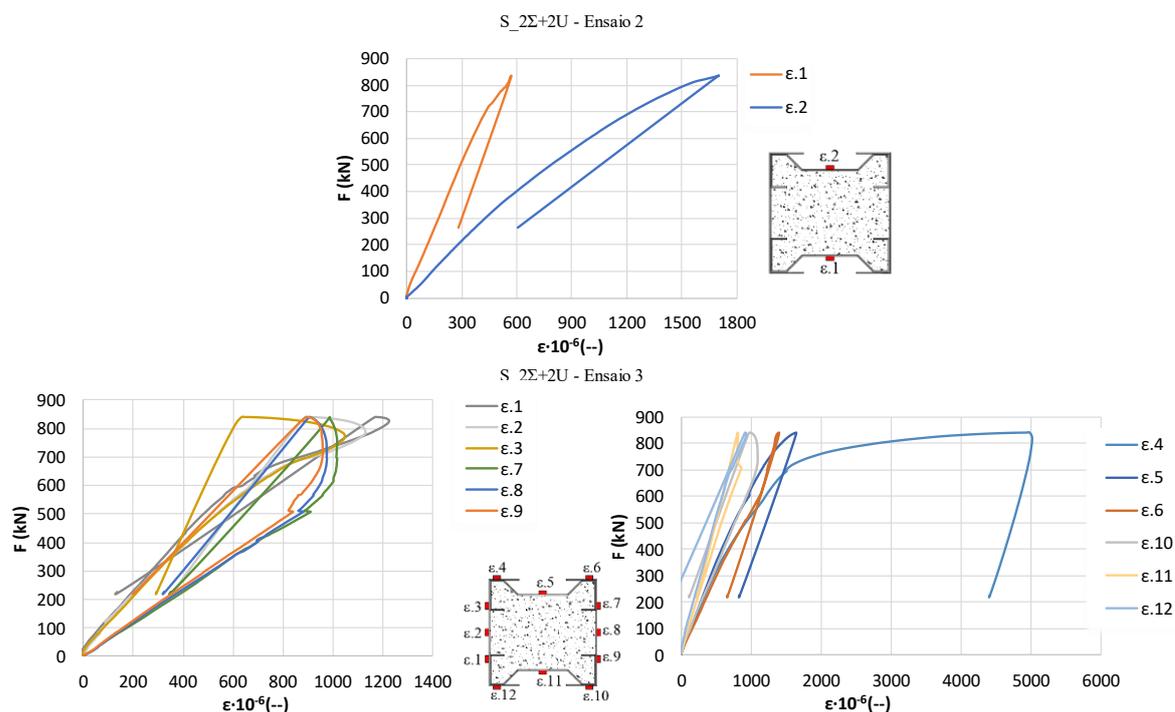


Figura 4-26 - Relação entre carga e extensões registadas nos provetes S\_2Σ+2U.

#### 4.6 Observações finais

Na Figura 4-27 estão representadas as deformações axiais dos provetes 2 de cada elemento de secção distinta.

As deformações axiais apresentam um comportamento semelhante para os vários elementos de secção distinta, variando apenas a carga máxima e o deslocamento máximo. Elementos com secções com maior área de betão apresentam maior carga, neste caso as secções quadradas; por outro lado, elementos com menor área de betão apresentam cargas inferiores.

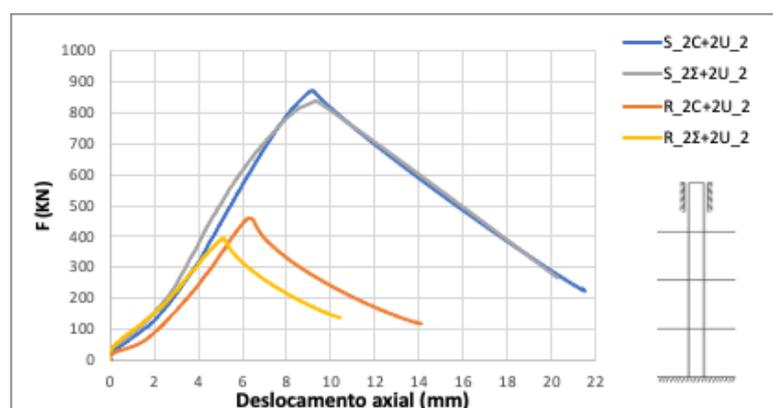


Figura 4-27 – Deformações axiais dos provetes.

Nos provetes ensaiados não se verificou escorregamento entre o aço enformado a frio e o betão leve, assim como, não se verificou danos nos parafusos, nem nas proximidade destes. Como tal, podemos concluir que existiu uma boa ação compósita entre os perfis de aço enformado a frio e o betão leve.

No Quadro 4-5 apresenta-se um resumo das cargas obtidas experimentalmente em todos os ensaios.

Quadro 4-5 – Cargas obtidas experimentalmente

Provete	Ensaio nº	Carga aplicada (kN)	Peso estrutura (kN)	Carga total (kN)	Carga média (kN)
R_2C+2U	Ensaio 1	465.41	25.33	490.74	477.69
	Ensaio 2	456.17		481.5	
	Ensaio 3	435.51		460.84	
R_2Σ+2U	Ensaio 1	411.07		436.4	426.55
	Ensaio 2	391.36		416.69	
	Ensaio 3	335.72		361.05	
S_2C+2U	Ensaio 1	727.72		753.05	922.09
	Ensaio 2	870.74		896.07	
	Ensaio 3	922.78		948.11	
S_2Σ+2U	Ensaio 1	818.19		843.52	857.57
	Ensaio 2	838.23		863.56	
	Ensaio 3	840.31		865.64	

## 5 PREVISÕES DO EUROCÓDIGO 4 PARTE 1-1

### 5.1 Introdução

O Eurocódigo 4 parte 1-1 apresenta uma metodologia de cálculo para secções mistas aço-betão, contudo, esta metodologia não contempla aços enformados a frio e betões de baixa densidade.

Eventualmente a metodologia apresentada pelo Eurocódigo 4 pode ser adaptada para incluir as secções inovadoras de aço enformado a frio e betões leves, caso seja necessário. Como tal, a metodologia do EC4 parte 1-1 serve como um ponto de partida para uma eventual estimativa da carga axial das colunas inovadoras AEF-betão leve.

### 5.2 Cargas estimadas

As propriedades das secções dos elementos ensaiados estão representadas no Apêndice A.

Para o cálculo da  $A_{eff}$  de aço de cada secção, usou-se a soma das  $A_{eff}$  dos perfis individuais constituintes de cada secção.

Tendo em conta que nas secções ensaiadas não existiu qualquer armadura de reforço, temos uma taxa de armadura nula ( $\rho_s=0\%$ ); consequentemente, a curva de encurvadura a utilizar é a curva a, conforme o Quadro 2-4.

Como estamos perante secções preenchidas por betão, usou-se um coeficiente de confinamento do betão ( $\delta_c$ ) de 1.

Os valores de  $N_{pl,rd}$ <sup>3</sup> e  $N_{b,rd}$ <sup>4</sup> foram obtidos usando as propriedades reais dos materiais, ou seja, tensão de 33 MPa para o betão leve e tensão de 304 MPa para o aço enformado a frio, para os quais se usou os coeficientes parciais de segurança de 1.5 para o betão leve e 1 para o aço enformado a frio.

No Quadro 5-1 encontram-se as cargas obtidas pela metodologia do Eurocódigo 4 parte 1-1.

---

<sup>3</sup>  $N_{pl,rd}$  – Valor de cálculo da capacidade de carga resistente plástica à compressão.

<sup>4</sup>  $N_{b,rd}$  – Valor de cálculo da resistência à encurvadura de um elemento em compressão.

Quadro 5-1 – Cargas obtidas pela metodologia do EC4 parte 1-1

Provete	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)
S_2C+2U	728,41	681,98
S_2Σ+2U	719,09	678,90
R_2C+2U	517,21	438,85
R_2Σ+2U	507,89	444,47

Os cálculos detalhados encontram-se apresentados no Apêndice B.

### 5.3 Comparação de resultados

No Quadro 5-2 encontra-se as cargas obtidas experimentalmente e através da metodologia do EC4 parte 1-1.

Quadro 5-2 – Cargas verificadas pelo Eurocódigo 4 parte 1-1 e experimentalmente.

Provete	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_{experimental}$ (kN)	$N_{b,Rd}/N_{experimental}$
S_2C+2U	728,41	681,98	922,09	0,74
S_2Σ+2U	719,09	678,90	857,57	0,79
R_2C+2U	517,21	438,85	477,69	0,92
R_2Σ+2U	507,89	444,47	426,55	1,04

Nos provetes quadrados, S\_2C+2U e S\_2Σ+2U, a carga obtida experimentalmente foi superior à obtida pelo EC4 parte 1-1, sendo que a carga estimada pelo EC4 parte 1-1 corresponde apenas a 74% e 79% da carga estimada experimentalmente, respetivamente. Um dos motivos que pode justificar esta discrepância de resultados é a área efetiva do aço, sendo que a área efetiva foi calculada usando as propriedades dos perfis individuais não existindo qualquer aproveitamento das secções sobrepostas, nem de secções que se encontrem totalmente inseridas no betão (logo, confinadas pelo mesmo).

Caso se use a metodologia do EC4 parte 1-1 com a área bruta do aço (Quadro 5-3), a relação entre a carga fornecida pela metodologia do EC4 parte 1-1 e a carga experimental é mais realista, contudo sem estudos adicionais não se pode tirar conclusões precipitadas. Como tal, é recomendado um estudo futuro para melhorar o cálculo da área efetiva de perfis de aço enformado em frio, no qual se incorpore a possível influência de perfis sobrepostos e os efeitos do confinamento fornecidos ao aço enformado a frio pelo betão leve.

Quadro 5-3 - Cargas verificadas pelo Eurocódigo 4 parte 1-1 e experimentalmente, usando a área bruta do aço.

<b>Provete</b>	<b><math>N_{pl,Rd}</math> (kN)</b>	<b><math>N_{b,Rd}</math> (kN)</b>	<b><math>N_{experimental}</math> (kN)</b>	<b><math>N_{b,rd}/N_{experimental}</math></b>
S_2C+2U	916.80	859,13	922,09	0,93
S_2Σ+2U	857.31	811,88	857,57	0,95

Concluindo, podemos afirmar que a metodologia do EC4 parte 1-1 fornece uma estimativa muito conservadora para secções quadradas, devido à falta de informação sobre o efeito que o confinamento garantido pelo betão tem sobre o aço enformado a frio.

No caso das secções retangulares, as estimativas foram razoavelmente próximas do observado experimentalmente. Contudo, no caso dos provetes R\_2Σ+2U a metodologia do EC4 parte 1-1 sobrestimou a capacidade resistente da coluna. Neste tipo de secção a existência de uma betonagem defeituosa, imperfeições ou erros de montagem pode influenciar o resultado final. Durante a montagem dos provetes tentamos garantir sempre a verticalidade e minimizar possíveis erros de montagem, contudo, face aos resultados seria ideal um estudo adicional de secções semelhantes para confirmar os resultados obtidos e comparar com a metodologia do EC4 parte 1-1.

As estimativas fornecidas para o provete R\_2C+2U pelo EC4 parte 1-1 foram toleráveis, contudo face ao comportamento observado (afastamento dos núcleos esquerdo e direito) seria ideal um estudo futuro sobre influência do espaçamento dos parafusos, ajudando assim a verificar se o afastamento dos núcleos influencia a carga experimentalmente observada. Por outro lado, seria aconselhado o mesmo estudo a secções R\_2Σ+2U.

No Quadro 5-4 são apresentados os rácios entre as cargas experimentais e as áreas das secções. Em geral, as secções com Σ e U apresentam um rácio superior comparativamente com as secções com C e U, nestas (Σ+U) também existe menor área de betão a qual é compensada com uma área de aço ligeiramente superior.

O rácio entre secções constituídas com os mesmos perfis, por exemplo S\_2Σ+2U e R\_2Σ+2U, apresentam rácios semelhantes, o mesmo acontece nas secções com 2C e 2U. As secções com 2Σ e 2U são melhores comparativamente com as secções constituídas com 2C e 2U, pois estas apresentam uma menor área total, mas um rácio superior, logo uma carga superior se a área das secções fosse igual.

Quadro 5-4 – Rácio entre a carga experimental e a soma da área bruta de aço com a área de betão.

provete	$A_{a,bruta}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$N_{experimental}$ (kN)	$N_{experimental}/A_t^5$
S_2C+2U	1443,94	21720,00	922,09	0,0398
S_2Σ+2U	1545,31	17615,00	857,57	0,0448
R_2C+2U	1443,94	12120,00	477,69	0,0352
R_2Σ+2U	1545,31	8015,00	426,55	0,0446

---

<sup>5</sup>  $A_t = A_a + A_c$

## 6 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Esta dissertação teve como objetivo o estudo do comportamento à compressão de várias colunas mistas inovadoras de aço enformado a frio de diferentes secções transversais fechadas totalmente/parcialmente preenchidas com betão leve. Foi detalhado cuidadosamente a caracterização dos materiais utilizados e o comportamento estrutural observado. Os trabalhos foram realizados para melhorar o conhecimento sobre tais colunas e recolher informação importante relativa ao comportamento das colunas.

Numa primeira etapa foi testado e caracterizado o aço enformado a frio que constitui os perfis testados (S280GD), assim como o betão leve (LC 30/33). Foram obtidas assim as características destes materiais, possibilitando um estudo mais detalhado. Em seguida, descreveu-se todo o sistema experimental e as características geométricas dos provetes de ensaio. Por fim, apresentam-se os resultados obtidos experimentalmente, desde os modos de rotura, extensões e deformações laterais e axiais.

Este trabalho experimental fornece assim informação importante para o estudo de colunas inovadoras de aço enformado a frio e betão leve, nomeadamente:

- Comparação dos resultados experimentais de colunas mistas de várias secções com os resultados obtidos pelo Eurocódigo 4, parte 1-1.
- Estudo experimental detalhado das propriedades dos materiais de colunas mistas inovadoras AEF-betão leve.
- Descrição detalhada do comportamento experimental das várias colunas mistas.

Por outro lado, este estudo fornece informação vital para futuros estudos de colunas inovadoras mistas de aço enformado a frio e betão leve.

### 6.1 Conclusões

O estudo efetuado permitiu verificar a necessidade de melhorar a metodologia de cálculo do Eurocódigo 4 parte 1-1. Nesta devia de ser estudado e formulado a influência que o confinamento garantido pelo betão leve fornece ao aço enformado a frio.

O Eurocódigo 4 parte 1-1 forneceu uma estimativa conservadora para as secções quadradas e nas secções retangulares uma estimativa adequada nos perfis R<sub>2C</sub>+2U, contudo nos perfis R<sub>2Σ</sub>+2U este sobrestimou a carga admissível.

Experimentalmente foi possível verificar uma redução significativa de fenómenos de encurvadura local no aço enformado a frio, tendo-se observado que estes se localizaram nas extremidades e junto à zona de rotura da secção. Em regra geral, as encurvaduras registadas foram para o exterior, o que demonstra a influência que o betão teve na redução destes fenómenos.

Por outro lado, não se verificou dano nos parafusos, nem na proximidade dos mesmos, o que indica que os parafusos garantiram uma boa conexão entre os perfis e possivelmente ajudaram a evitar o escorregamento entre materiais.

Resumidamente, a introdução do betão nas secções aumentou a carga axialmente admissível, como é obvio, e reduziu substancialmente a suscetibilidade do aço enformado a frio a fenómenos de encurvadura.

Por outro lado, as secções com perfis  $\Sigma$  apresentam um rácio resistência – área bruta da secção superior.

## 6.2 Trabalhos futuros

Estudos adicionais são necessários para totalmente compreender o comportamento das colunas mistas de aço enformado a frio e betão leve, tais como:

- Estudo de colunas mistas aço enformado a frio preenchidas com betão leve sujeitas a altas temperaturas;
- Estudo da influência do espaçamento dos parafusos em secções mistas de aço enformado a frio e betão leve;
- Reformulação do cálculo da área efetiva do aço enformado a frio para ter em conta o efeito do confinamento garantido pelo betão e sobreposição de placas;
- Estudo adicional de colunas mistas com secção transversal retangular de aço enformado a frio preenchido totalmente/parcialmente com betão leve;
- Criação de modelos de elementos finitos de colunas de aço enformado a frio e betão leve, à temperatura ambiente e a alta temperatura.

A criação de modelos de elementos finitos é fundamental, uma vez que estes requerem relativamente menos tempo e recursos, face a uma campanha experimental, e fornecem

resultados que podem vir a complementar o estudo realizado e permitem uma verificação adicional da metodologia do Eurocódigo 4 parte 1-1.

O estudo do comportamento das colunas mistas de AEF-betão leve a altas temperaturas é extremamente importante e não deverá ser ignorado. Adicionalmente, deverão ser estudadas colunas mistas de AEF-betão leve com materiais de proteção contra incêndio para comparação de desempenho das soluções.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

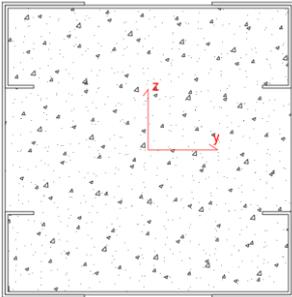
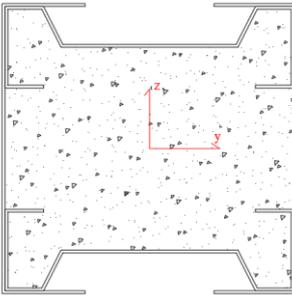
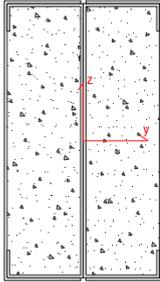
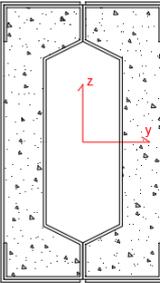
- Abhilash, M., jhanjhari, S., Parthiban, P. e Karthikeyan, J. (2019). “Axial behaviour of semi-lightweight aggregate concrete-filled steel tube columns – A DOE approach”. Journal of constructional Steel Research, Vol. 162 <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.05.004>
- Algoro@ (2020), <https://algoro.com.pt/>. Algoro (página internet oficial), Portugal. (Acedido: 19 de Abril de 2021)
- Allen, D. (2006). “History of Cold Formed Steel”. Structure magazine, pp. 28-32
- Almamoori, A., Naser, F. e Dhadir, M. (2020). “Effect of section shape on the behaviour of thin-walled steel columns filled with light weight aggregate concrete: Experimental investigation”. Case studies in Construction Materials Vol.13 <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2020.e00356>
- Arsedys@. <https://sites.google.com/site/arsedys/arsedys/links-uteis/quinagem/processos-de-quinagem>. Arsedys. (Acedido: 20 de abril de 2021)
- Centralprojetos@ (2019). <https://www.centralprojectos.pt/>. Central Projetos (página internet oficial), Portugal. (Acedido: 20 de Abril de 2021)
- Coz-Díaz, J., Martínez-Mártinez, J., Alonso-Mártinez, M. e Rabanal, F. (2020). “Comparative study of Lightweight and Normal Concrete composite slabs behaviour under fire conditions”. Engineering Structures, Vol. 207 <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110196>
- ISO, EN 6892-1 (2019), “Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test at room temperature”, International Organization for standardization, Brussels
- ECCS (1987). European recommendations for design of light gauge steel members, Publication P049, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels
- EN 10346 (2009), “Continuously hot-dip coated steel flat products – Technical delivery conditions”, European Committee for Standardization, Brussels
- EN 12390-1 (2012), “Testing hardened concrete – Part 3: Compressive strength of test specimens”, European Committee for Standardization, Brussels
- EN 12390-3 (2001), “Testing hardened concrete – Part 1: shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds”, European Committee for Standardization, Brussels
- EN 1993-1-1 (2005), “Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings”, European Committee for Standardization, Brussels

- EN 1993-1-3 (2006), “Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-3: General rules, Supplementary rules for cold-formed members and sheeting”, European Committee for Standardization (CEN), Brussels
- EN 1993-1-5 (2006), “Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-5: General rules, Plated structural elements”, European Committee for Standardization, Brussels
- EN 1994-1-1 (2004), “Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings”, European Committee for Standardization, Brussels
- Dubina, D., Ungureanu, V., Landolfo, R. (2012) “Design of Cold-formed Steel Structures”. European Convention for Constructional Steelwork, Berlin.
- Fms@ (2017). <http://www.fms.pt/pt/entrada.html> . F. Marques da Silva S.A. (página internet oficial), Portugal. (Acedido: 20 de Abril de 2021)
- Fong, M., Liu, Y. e Chan, S. (2010). “Second-order analysis and design of imperfect composite beam-columns”. Engineering Structures, Vol. 32, issue 6, pp. 1681-1690 <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.02.016>
- Frisomat@. <https://www.frisomat.pt/go-series/> . Frisomat (página internet oficial), Portugal. (Acedido: 20 de Abril de 2021)
- Ge, H. e Usami, T. (1992). “Strength of concrete-filled thin-walled steel box columns: experiment”. Journal of Structural Engineering, Vol. 118, issue 11, pp. 3036-3054 [https://doi.org/10.1016/0143-974X\(94\)90003-5](https://doi.org/10.1016/0143-974X(94)90003-5)
- Gendy, B. e Hanna, B. (2015). “Effect of geometric imperfections on the ultimate moment capacity of cold-formed sigma-shape sections”. HBRC Journal, Vol. 13, pp. 163-170 <https://doi.org/10.1016/j.hbrj.2015.04.006>
- Hancock, G. (2003). “Cold-formed steel structures”. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 59, issue 4, pp. 473-487 [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(02\)00103-7](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(02)00103-7)
- Kitada, T. (1998). “Ultimate strength and ductility of state of art on concrete-filled steel bridges piers in japan”. Engineering Structures, Vol. 20, issues 4-6, pp. 347-354 [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00026-6](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00026-6)
- LNEC@ (2021). <http://www.lnec.pt/en/> . Laboratório Nacional de Engenharia Civil (página internet oficial), Portugal. (Acedido: 19 de Abril de 2021)
- Manufacturingguide@. <https://www.manufacturingguide.com/en/roll-forming#> . ManufacturingGuide (página internet oficial). (Acedido: 20 de Abril de 2021)
- Maqfort@ (2021). <https://www.maqfort.com/produtos/quinadeiras-de-chapa-hidraulicas-nc-serie-ap/> . Maqfort (página internet oficial), Portugal. (Acedido: 19 de Abril de 2021)

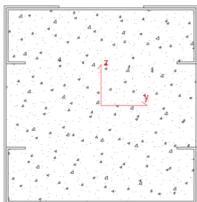
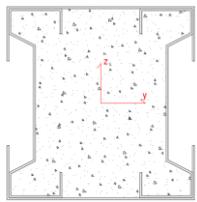
- CEN, NPEN 1992-1-1 (2010), “Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, comité Europeu de Normalização, Bruxelas
- Perfilchapa@. <https://www.perfilchapa.com/en/> Perfilchapa (página internet oficial), Portugal. (Acedido: 19 de Abril de 2021)
- Rasmussen, K. e Hancock, G. (1988). “Geometric imperfections in plated structures subject to interaction between buckling modes”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 6, Issue 6, pp. 433-452 [https://doi.org/10.1016/0263-8231\(88\)90012-2](https://doi.org/10.1016/0263-8231(88)90012-2)
- Redemoderna@ (2019). <https://redemoderna.pt/site/> . Rede Moderna (página internet oficial), Portugal. (Acedido: 19 de Abril de 2021)
- Ren, Q., Han, L., Lam, D. e Hou, C. (2014). “Experiments on special-shaped CFST stub columns under axial compression”. *Journal of constructional Steel Research*, Vol. 98, pp.123-133 <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.03.002>
- Schafer, B. e Peköz, T. (1998). “Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses”. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 47, pp. 193-210 [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(98\)00007-8](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(98)00007-8)
- Shanmugam, N. e Lakshmi, B. (2001). “State of the art report on steel-concrete composite columns”. *Journal of constructional Steel Research*, Vol. 57, issue 10, pp. 1041-1080 [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(01\)00021-9](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(01)00021-9)
- Shakir-Khalil, H. e Zeghiche, J. (1990). “Further test on concrete-filled rectangular hollow section columns”. *The Structural Engineer*, Vol. 68, pp. 405-413
- Vy, S., Mahendran, M. e Sivaprakasam, T. (2021). “Built-up nested cold-formed steel compression members subject to local or distortional buckling”. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 182 <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106667>
- Ye, J., Mojtabaei, S., Hajirasouliha, I., Shepherd, P. e Pilakoutas, K. (2018a). “Strength and deflection behaviour of cold-formed steel back-to-back channels”. *Engineering Structures*, Vol. 132, pp. 641-654 <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.09.064>
- Ye, J., Hajirasouliha, I. e Becque, J. (2018b). “Experimental investigation of local-flexural interactive buckling of cold-formed steel channel columns”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 125, pp.245-258 <https://doi.org/10.1016/j.tws.2018.01.020>
- Zeinoddini, V. e Schafer, B. (2012). “Simulation of geometric imperfections in cold-formed steel members using spectral representation approach”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 60, pp. 105-117 <https://doi.org/10.1016/j.tws.2012.07.001>

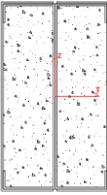
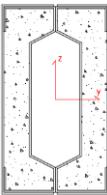
## APÊNDICE A PROPRIEDADES DAS SECÇÕES

Quadro A-1 – Propriedades das secções ensaiadas

Propriedades das secções			
<b>S_2C+2U</b>			
		un.	
	Área Betão Leve	mm <sup>2</sup>	21720,00
	Área bruta Aço enformado a frio	mm <sup>2</sup>	1443,94
	Área efetiva Aço enformado a frio	mm <sup>2</sup>	824,23
	$I_{y,betão}$	mm <sup>4</sup>	5620669
	$I_{z,betão}$	mm <sup>4</sup>	5981096
	$I_{y,AEF}$	mm <sup>4</sup>	5649045
	$I_{z,AEF}$	mm <sup>4</sup>	5803396
	$I_{y,AEFef}$	mm <sup>4</sup>	3360253
$I_{z,AEFef}$	mm <sup>4</sup>	3100220	
<b>S_2Σ+2U</b>			
		mm <sup>2</sup>	
	Área Betão Leve	mm <sup>2</sup>	17615,00
	Área bruta Aço enformado a frio	mm <sup>2</sup>	1545,31
	Área efetiva Aço enformado a frio	mm <sup>2</sup>	1090,67
	$I_{y,betão}$	mm <sup>4</sup>	22125680
	$I_{z,betão}$	mm <sup>4</sup>	35953416
	$I_{y,AEF}$	mm <sup>4</sup>	5015802
	$I_{z,AEF}$	mm <sup>4</sup>	6084059
	$I_{y,AEFef}$	mm <sup>4</sup>	2558856
$I_{z,AEFef}$	mm <sup>4</sup>	3997574	
<b>R_2C+2U</b>			
		mm <sup>2</sup>	
	Área Betão Leve	mm <sup>2</sup>	12120,00
	Área bruta Aço enformado a frio	mm <sup>2</sup>	1443,94
	Área efetiva Aço enformado a frio	mm <sup>2</sup>	824,23
	$I_{y,betão}$	mm <sup>4</sup>	21608820
	$I_{z,betão}$	mm <sup>4</sup>	7646750
	$I_{y,AEF}$	mm <sup>4</sup>	4746280
	$I_{z,AEF}$	mm <sup>4</sup>	1266733
	$I_{y,AEFef}$	mm <sup>4</sup>	3696759
$I_{z,AEFef}$	mm <sup>4</sup>	752162	
<b>R_2Σ+2U</b>			
		mm <sup>2</sup>	
	Área Betão Leve	mm <sup>2</sup>	8015,00
	Área bruta Aço enformado a frio	mm <sup>2</sup>	1545,31
	Área efetiva Aço enformado a frio	mm <sup>2</sup>	1090,67
	$I_{y,betão}$	mm <sup>4</sup>	17953416
	$I_{z,betão}$	mm <sup>4</sup>	6949245
	$I_{y,AEF}$	mm <sup>4</sup>	5026943
	$I_{z,AEF}$	mm <sup>4</sup>	1484540
	$I_{y,AEFef}$	mm <sup>4</sup>	4168497
$I_{z,AEFef}$	mm <sup>4</sup>	949282	

## APÊNDICE B CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA EC4-1-1

Cálculo da capacidade de carga - EC4-1-1										
propriedades reais dos materiais		Betão Leve			33	MPa	$\delta_c=1$			
		Aço enformado a frio			304	MPa				
		$E_a$	210000	MPa	$E_{lcm}$	22206		MPa		
S_2C+2U										
	$A_c$	21720,00	mm <sup>2</sup>	secção bruta	$I_{y,AEF}$	5649045	mm <sup>4</sup>			
	$A_{a,bruta}$	1443,94	mm <sup>2</sup>		$I_{z,AEF}$	5803396	mm <sup>4</sup>			
	$A_{a,eff}$	824,23	mm <sup>2</sup>		$I_{y,AEFeff}$	3360253	mm <sup>4</sup>			
	$I_{y,betão}$	5620669	mm <sup>4</sup>		$I_{z,AEFeff}$	3100220	mm <sup>4</sup>			
	$I_{z,betão}$	5981096	mm <sup>4</sup>		$l_c$	1650	mm			
$N_{Pl,Rd}$	728,41	kN	$(EI_y)_{eff}$	1,261E+12		$N_{cry}$	4572	kN		
$\delta$	0,34		$(EI_z)_{eff}$	1,298E+12		$N_{crz}$	4707	kN		
$N_{pl,Rk}$	967,33	kN								
$K_e$	0,6									
$K_{e,II}$	0,5		$(EI_y)_{effII}$	1,124E+12	kN	$N_{cry,effII}$	4074	kN		
$K_0$	0,9		$(EI_z)_{effII}$	1,157E+12	kN	$N_{crz,effII}$	4193	kN		
$\bar{\lambda}$	0,46									
$\rho_s=A_s/A_c$	0,00	%	$\alpha$	0,21						
Curva	a		$\varphi$	0,63						
imperfeição	L/300		$\chi$	0,94						
L	3005	mm	$N_{b,Rd}$	681,98	kN					
S_2Σ+2U										
	$A_c$	17615,00	mm <sup>2</sup>	secção bruta	$I_{y,AEF}$	6084059	mm <sup>4</sup>			
	$A_{a,bruta}$	1545,31	mm <sup>2</sup>		$I_{z,AEF}$	5015802	mm <sup>4</sup>			
	$A_{a,eff}$	1090,67	mm <sup>2</sup>		secção efetiva	$I_{y,AEFeff}$	3997574	mm <sup>4</sup>		
	$I_{y,betão}$	35953416	mm <sup>4</sup>			$I_{z,AEFeff}$	2558856	mm <sup>4</sup>		
	$I_{z,betão}$	22125680	mm <sup>4</sup>		$l_c$	1650	mm			
$N_{Pl,Rd}$	719,09	kN	$(EI_y)_{effbruta}$	1,76E+12		$N_{cry}$	6368	kN		
$\delta$	0,46		$(EI_z)_{effbruta}$	1,35E+12		$N_{crz}$	4887	kN		
$N_{pl,Rk}$	912,86	kN								
$K_e$	0,6									
$K_{e,II}$	0,5		$(EI_y)_{effIIbruta}$	1,51E+12		$N_{cry,effII}$	5471	kN		
$K_1$	0,9		$(EI_z)_{effIIbruta}$	1,17E+12		$N_{crz,effII}$	4238	kN		
$\bar{\lambda}$	0,43									
$\rho_s=A_s/A_c$	0,00	%	$\alpha$	0,21						
Curva	a		$\varphi$	0,62						
imperfeição	L/300		$\chi$	0,94						
L	3005	mm	$N_{b,Rd}$	678,90	kN					

R_2C+2U									
			$A_c$	12120,00	$\text{mm}^2$	secção bruta	$I_{y,AEF}$	4746280	$\text{mm}^4$
			$A_{a,bruta}$	1443,94	$\text{mm}^2$		$I_{z,AEF}$	1266733	$\text{mm}^4$
			$A_{a,eff}$	824,23	$\text{mm}^2$	secção efetiva	$I_{y,AEFeff}$	3696759	$\text{mm}^4$
			$I_{y,betão}$	21608820	$\text{mm}^4$		$I_{z,AEFeff}$	752162	$\text{mm}^4$
			$I_{z,betão}$	7646750	$\text{mm}^4$		$l_e$	1650	mm
$N_{Pl,Rd}$	517,21	kN	$(EI_y)_{eff;bruta}$	1,28E+12		$N_{cry}$	4657	kN	
$\delta$	0,48		$(EI_z)_{eff;bruta}$	3,68E+11		$N_{crz}$	1334	kN	
$N_{pl,Rk}$	650,53	kN							
$K_e$	0,6								
$K_{e,II}$	0,5		$(EI_y)_{effI;bruta}$	1,1130E+12		$N_{cry,effII}$	4035	kN	
$K_2$	0,9		$(EI_z)_{effI;bruta}$	3,16E+11		$N_{crz,effII}$	1145	kN	
$\bar{\lambda}$	0,70								
$\rho_s=A_s/A_c$	0,00	%	$\alpha$	0,21					
Curva	a		$\varphi$	0,80					
imperfeição	L/300		$\chi$	0,85					
L	3005	mm	$N_{b,Rd}$	439	kN				
R_2Σ+2U									
			$A_c$	8015,00	$\text{mm}^2$	secção bruta	$I_{y,AEF}$	5026943	$\text{mm}^4$
			$A_{a,bruta}$	1545,31	$\text{mm}^2$		$I_{z,AEF}$	1484540	$\text{mm}^4$
			$A_{a,eff}$	1090,67	$\text{mm}^2$	secção efetiva	$I_{y,AEFeff}$	4168497	$\text{mm}^4$
			$I_{y,betão}$	17953416,00	$\text{mm}^4$		$I_{z,AEFeff}$	949282	$\text{mm}^4$
			$I_{z,betão}$	6949245	$\text{mm}^4$		$l_e$	1650	mm
$N_{Pl,Rd}$	507,89	kN	$(EI_y)_{eff;bruta}$	1,29E+12		$N_{cry}$	4694	kN	
$\delta$	0,65		$(EI_z)_{eff;bruta}$	4,04E+11		$N_{crz}$	1466	kN	
$N_{pl,Rk}$	596,06	kN							
$K_e$	0,6								
$K_{e,II}$	0,5		$(EI_y)_{effI;bruta}$	1,13E+12		$N_{cry,effII}$	4095	kN	
$K_3$	0,9		$(EI_z)_{effI;bruta}$	3,50E+11		$N_{crz,effII}$	1269	kN	
$\bar{\lambda}$	0,64								
$\rho_s=A_s/A_c$	0,00	%	$\alpha$	0,21					
Curva	a		$\varphi$	0,75					
imperfeição	L/300		$\chi$	0,88					
L	3005	mm	$N_{b,Rd}$	444,47	kN				