



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

Análise experimental e numérica de estruturas em aço enformado a frio

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

Autor

Francisco José Busano de Sousa Vieira

Orientadores

Professora Doutora Helena Maria dos Santos Gervásio

Professor Doutor Carlos Alberto da Silva Rebelo

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

Coimbra, Março, 2013

AGRADECIMENTOS

Chegando ao fim esta etapa tão importante da minha vida, é altura de agradecer aos que sempre me acompanharam neste trajecto.

Aos meus orientadores, a Professora Helena Gervásio e o Professor Carlos Rebelo, pela disponibilidade, paciência, dedicação e pelos conhecimentos que me foram transmitindo ao longo deste trabalho, o meu sincero obrigado.

À Cool Haven, por me ter proporcionado a oportunidade de fazer parte deste projecto e por todo o auxílio prestado sempre que necessário. Uma palavra muito especial ao Christian Rétaux pela sua incansável disponibilidade e ajuda, sem as quais teria sido impossível concluir com este sucesso os ensaios experimentais.

Ao Miguel Serra, por toda a ajuda e acompanhamento dado no desenvolvimento do modelo numérico.

A todos os meus amigos e colegas de curso, e em especial ao José Nuno Coimbra, companheiro de trabalho nestes meses finais, o meu obrigado por todos os momentos que passámos juntos. Criámos amizades para a vida e recordações que ficam para sempre na memória de todos nós.

Por fim, o mais importante. A minha família. Ao meu pai, à minha mãe e à minha irmã, por todo o apoio dado ao longo destes anos em que nunca deixaram de acreditar em mim e por me terem proporcionado todas as condições para concluir com sucesso mais esta etapa da minha vida. Um obrigado também muito especial a toda a minha restante família por todos os valores que sempre me transmitiram e por serem uma constante fonte de inspiração.

A todos, deixo-vos a minha sincera gratidão.
Muito Obrigado!

Francisco José Busano de Sousa Vieira

RESUMO

Num mundo onde a sustentabilidade é cada vez mais um conceito intrínseco à construção civil, o aço e em especial o aço enformado a frio (também chamado de “aço leve”) ganhou uma preponderância assinalável. A elevada eficiência associada ao peso reduzido, entre outras variadíssimas vantagens, tornaram esta solução um grande atractivo para projectistas e construtores, que encontraram aqui uma janela para o futuro. Este material permite ainda uma pré-fabricação em grande escala de estruturas e consequente montagem em obra, o que tem vantagens tanto do ponto de vista económico como da qualidade da obra e consequente minimização de erros em obra. Assim sendo, as estruturas de aço leve absorvem cada vez mais uma grande quota de mercado, no que diz respeito a habitações unifamiliares.

Sendo os perfis metálicos em aço enformado a frio normalmente constituídos por secções transversais com elevada esbelteza, este tipo de secções está sujeito a fenómenos de instabilidade local os quais são por vezes difíceis de contabilizar de forma analítica e numérica. Assim, a realização de ensaios experimentais para validar as soluções constituídas por este tipo de perfis idealizadas por projectistas é nos dias de hoje a melhor solução existente e inclusivamente sugerida nas normas de dimensionamento.

Esta dissertação enquadra-se neste tema, através da análise e calibração de um modelo numérico de um pórtico em aço enformado a frio, com base em ensaios experimentais. Com esta dissertação pretende-se contribuir para o dimensionamento e futura optimização deste tipo de estruturas com base em modelos numéricos, nomeadamente para a quantificação da sua resistência a cargas horizontais.

ABSTRACT

In a world where sustainability is getting more and more importance to construction, steel and especially the cold-formed steel (also known by “light-steel”) has won a remarkable preponderance. The high efficiency of steel associated to the reduced weight, amongst other various advantages, made this solution a great attraction to both construction and project managers, who have found here an opportunity to the future. This material also allows large scale pre-fabrication of structures and consequent assembly at building site, which offers advantages from the economic point of view as well as error minimization at building site. Therefore, light-weight steel structures increasingly absorb more market share, regarding housing.

As cold-formed steel profiles are made of cross-sections with high slenderness, which are usually subjected to some local instability phenomena, very often the numeric and analytical analyses are very difficult to be performed. Therefore, the realization of experimental tests to validate the solutions idealized by designers is usually the best solution, and this procedure is also suggested by design standards.

The work developed in this thesis fits into this theme, through the analysis and calibration of a numerical model of a steel portal frame based in experimental tests. This thesis aims to contribute to the design and future optimization of this type of structures based on numerical models, namely for the quantification of its resistance to horizontal loads.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento do tema	1
1.2 Objectivo do estudo	2
1.3 Organização da tese	3
2 Estado da arte.....	4
2.1 Aço enformado a frio	4
2.1.1 Generalidades	4
2.1.2 Processo de fabrico.....	6
2.1.3 Características dos aços	8
2.1.4 Vantagens e desvantagens da utilização de estruturas de aço enformado a frio ..	9
2.1.5 Construção modelar	10

2.2	Estabilidade estrutural e fenómenos de instabilidade	10
2.2.1	Estabilidade de barras de parede fina aberta	13
2.2.2	Modos de instabilidade local e global	14
2.3	Ensaio realizados em pórticos de aço enformado a frio	19
3	Análise Experimental	21
3.1	Introdução	21
3.2	Programa experimental	21
3.3	Ensaio da ligação viga-pilar	21
3.3.1	Ensaio da ligação à tracção	23
3.3.2	Ensaio da treliça à tracção	25
3.3.3	Ensaio da ligação à flexão	28
3.4	Ensaio do pórtico	29
3.4.1	Programa experimental	29
3.4.2	Geometria do pórtico	30
3.4.3	Montagem e instrumentação	33
3.4.4	Descrição do Ensaio	34
3.4.5	Resultados e conclusões	35
3.5	Ensaio dos provetes de aço enformado a frio	37

3.5.1	Resultados e conclusões	37
4	Análise numérica	39
4.1	Modelação em <i>Abaqus</i>	40
4.2	Calibração do modelo	42
4.3	Resultados	42
4.4	Calibração do modelo com OSB e análise dos resultados.....	44
5	Conclusões e estudos futuros.....	46
6	Referências Bibliográficas.....	48
7	ANEXOS	50
A	Fotografias dos ensaios das ligações	50
A.1	Ligação à tração.....	50
A.2	Ligação à flexão	51
A.3	Treliça à tracção	51
B	Fotografias dos ensaios do pórtico	52

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Exemplos de secções em aço enformado a frio (Veríssimo, 2008)	6
Figura 2.2 – Produção de aço enformado a frio (Veríssimo, 2008)	7
Figura 2.3 – Esquema das etapas de enformagem a frio (Veríssimo, 2008)	7
Figura 2.4 – Esquema das etapas do processo de quinagem	8
Figura 2.5 – Processo de endurecimento do aço	9
Figura 2.6 – Estabilidade do equilíbrio (Silvestre e Camotim, 2006)	11
Figura 2.7 – Trajectória de equilíbrio associada à instabilidade bifurcacional	11
Figura 2.8 – Trajectória de equilíbrio associada à instabilidade por “snap-through”	11
Figura 2.9 – Estruturas sujeitas a insatabilidade bifurcacional	12
Figura 2.10 – Classificação das barras/colunas com base no modo de instabilidade.....	13
Figura 2.11 – Modos de instabilidade de uma secção em “C” em compressão (Pinto,2010) ..	14
Figura 2.12 – Modelo estrutural de uma secção em “C” sujeita a instabilidade no MLP	15
Figura 2.13 – Deformação provocada pelo MD em colunas e vigas (Silvestre e Camotim, 2006).....	16
Figura 2.14 – Reforços para minimizar a instabilidade distorcional (Silvestre e Camotim, 2006).....	16
Figura 2.15 – Exemplos de modos de instabilidade global (Silvestre e Camotim, 2006).....	17

Figura 2.16 – Modos de instabilidade Local e Distorcional em flexão (adaptado de Pinto,2010)	18
Figura 3.1 – Peça da ligação isolada e pormenor da ligação depois de montada	22
Figura 3.2 – Pormenor da diferença de espessuras nos provetes ensaiados	22
Figura 3.3 – Desenho esquemático da ligação ensaiada.....	23
Figura 3.4 – Um dos lados do provete com o deflectómetro já colocado	24
Figura 3.5 – Gráfico Força/deslocamento do ensaio da ligação à tracção	25
Figura 3.6 – Provetes a ensaiar com diferentes espessuras na ligação	26
Figura 3.7 – Ensaio da treliça à tracção já instrumentada	27
Figura 3.8 – Resultados do ensaio da treliça à tracção	27
Figura 3.9 – Provete para o ensaio da ligação à flexão	28
Figura 3.10 – Treliças de pavimento e respectivas dimensões relevantes	30
Figura 3.11 - Treliças de pilar e respectivas dimensões relevantes.....	31
Figura 3.12 – Esquema do pórtico a ensaiar, a vermelho estão os extensómetros e a azul os deflectómetros	32
Figura 3.13 – Pormenor da fixação das placas de OSB à estrutura.....	33
Figura 3.14 – À esquerda um dos deflectómetros usados e à direita um extensómetro.....	34
Figura 3.15 – Gráfico força/deslocamento dos quatro ensaios realizados	35
Figura 3.16 – Provete ensaiado à tracção	37

Figura 3.17 – Gráfico tensão/extensão do material utilizado	38
Figura 4.1 – Deformada da estrutura antes da calibração.....	41
Figura 4.2 – Pormenor do comportamento da estrutura durante o ensaio	42
Figura 4.3 – Gráfico Força/deslocamento do ensaio experimental e do modelo antes e depois de calibrado.....	43
Figura 4.4 –Deformada do modelo já calibrado	44
Figura 7.1 – Pormenor da evolução da deformação	50
Figura 7.2 – Modo de rotura da ligação à tracção	50
Figura 7.3 – Modo de rotura da ligação à flexão.....	51
Figura 7.4 – Modo de rotura da treliça à tracção.....	51
Figura 7.5 – Pórtico do 1º ensaio.....	52
Figura 7.6 – Pórtico do 2º ensaio.....	52
Figura 7.7 – Pórtico do 3º ensaio.....	53
Figura 7.8 – Pormenor do empenamento assinalado com o círculo amarelo na Figura 4.1	53
Figura 7.9 – Duas perspectivas da deformação observada no 4º ensaio	54
Figura 7.10 – Pormenor dos modos de instabilidade local.....	54
Figura 7.11 – Pormenor dos modos de instabilidade local.....	55
Figura 7.12 – Pormenor da deformação numa das treliças	55
Figura 7.13 – Peça da ligação viga pilar antes e depois dos ensaios.....	56

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA

O desenvolvimento sustentável é definido no Relatório Brundtland (WCED, 1987) como “o desenvolvimento que procura satisfazer as necessidades da geração actual, sem comprometer a capacidade das gerações futuras de satisfazerem as suas próprias necessidades. Significa possibilitar que as pessoas, agora e no futuro, atinjam um nível satisfatório de desenvolvimento social e económico e de realização humana e cultural, fazendo, ao mesmo tempo, um uso razoável dos recursos da terra e preservando as espécies e os habitats naturais”.

O facto de ser infinitamente reciclável, sem perder nenhuma das suas propriedades, é o principal factor de destaque que o aço apresenta para ser considerado sustentável sendo que, neste momento, 40% da sua produção mundial é obtida da reciclagem e é um valor que tem tendência a aumentar (Lemoine, 2006). Caso este processo de reciclagem seja feito em siderúrgicas eléctricas emissões de CO₂ são reduzidas.

Bertrand Lemoine, director da ARCELOR Building & Construction Suport, refere-se ao aço como um material que se enquadra na perfeição no conceito de desenvolvimento sustentável e refere vários factores para o justificar, dos quais vale a pena destacar:

- A matéria prima do aço é o ferro, um dos elementos mais abundantes no planeta. Durante o processo de produção, o oxigénio é separado do ferro, dando origem a um material homogénio que não emite nenhuma substância prejudicial para o meio ambiente;
- Comparativamente aos anos 60, hoje em dia é usada cerca de metade da energia a produzir aço, sendo que esta vem principalmente do carvão, o combustível fóssil mais abundante no mundo, ou da electricidade;
- As emissões de CO₂ foram reduzidas a metade e a emissão de partículas é hoje em dia de cerca de 10% do que há 50 anos. Ainda neste processo de produção, houve uma

redução do consumo de água em 50% e todos os gases residuais são reutilizados para produção de energia.

Sendo a indústria da construção civil a responsável pelo consumo de cerca de 50% dos recursos naturais do nosso planeta, e pela produção de 25% dos resíduos sólidos esta desempenha um papel fundamental no desenvolvimento sustentável (Maydl, 2004). Assim, tornou-se impreterível que o aço passasse a ser um material com maior preponderância nesta área. Este, sem comprometer minimamente a eficiência estrutural em comparação com as estruturas correntes de betão armado, apresenta características ao nível da sustentabilidade que o tornam único para a construção.

Estando nos dias de hoje implementada uma cultura de sustentabilidade na população mundial, apareceram nos últimos anos algumas empresas que aliaram o uso do aço leve como principal material à modelaridade na construção. Uma destas empresas é a Cool Haven S.A., sediada no Parque Tecnológico de Coimbra – iParque, e cuja parceria com a Universidade de Coimbra possibilitou a realização do presente trabalho. Por toda a importância que o desenvolvimento sustentável tem no nosso planeta e pelo facto de a construção modelar, apesar de estar a conquistar ainda o seu espaço na construção civil, ter um enorme potencial futuro, surgiu o meu interesse em participar na investigação em causa, relacionada com uma das tipologias de parede em desenvolvimento por esta empresa.

1.2 OBJECTIVO DO ESTUDO

O objectivo principal desta dissertação é o estudo da resistência de um pórtico em aço leve a cargas horizontais e o desenvolvimento de um modelo numérico que o represente com o maior rigor possível. Será também objectivo neste estudo avaliar a contribuição dos revestimentos em OSB para o aumento da rigidez da estrutura, o que se traduzirá numa melhoria substancial da sua resistência a cargas horizontais, nomeadamente as provocadas pela acção sísmica.

A estratégia adoptada foi a de realizar ensaios laboratoriais numa parede para posteriormente se calibrar o modelo numérico, desenvolvido com auxílio do programa de cálculo *Abaqus*. Dado que as ligações existentes na parede irão ter um papel fundamental no seu comportamento, houve também a preocupação de as estudar antecipadamente para ter uma melhor noção da sua rigidez. Estas foram ensaiadas a esforços de flexão e axiais.

O ensaio do pórtico irá abranger duas configurações possíveis, nomeadamente o facto de a parede ser totalmente aberta e de ter uma abertura (janela/porta). Além destes, será também analisada uma situação em que o pórtico é ensaiado apenas com a sua estrutura base em aço enformado a frio, sem qualquer revestimento.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

Esta dissertação encontra-se organizada em 5 capítulos.

No capítulo 1, o presente, é feita uma breve introdução sobre a sustentabilidade e a sua importância para o planeta, e sobre o papel que o aço pode desempenhar neste tema. São ainda explicados os objectivos do trabalho e a forma como a dissertação está organizada.

No capítulo 2 é feita uma descrição pormenorizada do principal material que compõe a parede em estudo: o aço enformado a frio. É feita uma referência à sua história e à forma como foi ganhando notoriedade na construção civil. É descrito o seu processo de fabrico bem como enumeradas várias vantagens e desvantagens que este apresenta e é ainda feita uma breve referência à construção modelar. São ainda referidos alguns ensaios experimentais já realizados.

O capítulo 3 diz respeito à parte experimental da dissertação. É aqui que são descritos e explicados os ensaios realizados tanto na ligação viga-pilar como no pórtico. Os resultados destes são apresentados em gráficos força/deslocamento e são interpretados de forma a se tirarem conclusões importantes para o trabalho desenvolvido.

No capítulo 4 o tema é a análise numérica. É feita uma breve introdução relativa à ferramenta computacional usada, e é explicado como se procedeu à criação do modelo. No subcapítulo 4.2 é feita a calibração deste modelo com base nos resultados previamente apresentados no capítulo anterior e são explicadas as opções tomadas nesta calibração, sendo depois feita uma análise dos resultados obtidos.

No capítulo 5 irão apresentadas as conclusões que foram obtidas durante o trabalho e são também apresentadas sugestões de estudos futuros.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 AÇO ENFORMADO A FRIO

2.1.1 GENERALIDADES

O aço enformado a frio é um material cujo comportamento estrutural é extremamente complexo o que torna o seu estudo bastante exigente a nível de cálculo analítico. A sua maior particularidade prende-se com a reduzida espessura dos seus elementos, o que provoca grandes problemas de encurvadura. O primeiro artigo de que há registo sobre este tema remonta ao ano de 1845, consequência do estudo feito por Bryan relativo a uma chapa fina quadrada sujeita a esforços de compressão (Chou e Rhodes, 1995). A primeira vez que este material foi usado na construção foi em 1850, nos Estados Unidos da América e no Reino Unido (Yu,1991), sendo que anteriormente era mais comum o seu uso na indústria aeronáutica, ferroviária e automóvel pelo seu peso reduzido (Gheresi et al, 2002).

Com o intuito de conhecer melhor como se comporta este material, foram desenvolvidos vários estudos ao longo dos anos, sendo que o denominador comum a quase todos eles era a encurvadura dos elementos comprimidos, que consistiram tanto em ensaios experimentais como no desenvolvimento de métodos analíticos. Assim, em 1930, Schuman e Back constataram através de ensaios experimentais em que fizeram variar a largura das chapas testadas que o aumento desta largura não se traduzia num aumento da resistência. Isto levou-os a concluir que apenas uma parte das chapas tinha um comportamento eficaz. Dois anos mais tarde, Von Kármán investiu este tema e criou o conceito de largura efectiva que, em traços gerais, diz que apenas uma parte da secção transversal contribui para a resistência a esforços de compressão (Chou e Rhodes, 1995). Este conceito perdura até aos dias de hoje e está contemplado nas legislações em vigor, como será falado mais à frente.

Em consequência disto, houve um crescente interesse no estudo deste tema, sendo que em 1936 surgiu a primeira análise elástica de placas simplesmente apoiadas em compressão, feita por Marguerre (Rhodes, 2003).

O Professor George Winter, da Universidade de Cornell, desenvolveu uma investigação para o AISI (American Iron and Steel Institute) em que aprofundou o estudo do conceito de largura efectiva, que culminou com a publicação, em 1946, do primeiro regulamento aplicável ao aço enformado a frio, pertencente a este instituto (Yu, 1991). A partir do momento que em esta regulamentação foi publicada, surgiu um natural interesse tanto em utilizar este material para construção como também em aprofundar ainda mais os estudos.

Durante as cinco décadas seguintes, vários foram os estudos feitos relaticamente ao aço enformado a frio que confirmaram tratar-se de uma excelente opção para a construção civil.

O desenvolvimento das técnicas de fabrico e de protecção à corrosão levaram à obtenção de resultados que o tornaram bastante competitivo no mercado. Consequência disto foi também o aparecimento de secções cada vez menos espessas e com geometrias complexas, que por outro lado implicam maior propensão à instabilidade global, local e distorcional. Isto tudo obrigou ao desenvolvimento dos novos métodos de cálculo (Gherzi et al, 2002).

Outro pormenor a merecer especial atenção é o das ligações, que não podem ser iguais às usadas no aço laminado a quente. Parafusos de pequenas dimensões e rebites são as mais usuais nestas estruturas, para minorar os estragos feitos nas chapas aquando da sua colocação (Gherzi et al, 2002).

Apesar de toda a investigação que tem sido feita, a regulamentação em vigor é ainda extremamente conservativa, consequência da postura adoptada pelas entidades que as aprovam. Neste momento, há a destacar as normas Americana, a Australiana/Neo Zelanda e a Europeia (EN 1993-1-3). Enquanto que as duas primeiras têm mais recentemente ido de encontro ao que é a opinião da maioria dos investigadores e passaram a permitir o cálculo da resistência das secções através do Método da Resistência Directa (que considera a secção transversal como um todo), a norma europeia ainda se rege pelo conceito de área efectiva reduzida. Acima de tudo, aquele método facilita em muito o cálculo da resistência, o que se traduz na optimização da secção transversal de forma mais eficaz e menos fastidiosa para os projectistas.

Além do já referido, a regulamentação em vigor na Europa impõe algumas restrições na forma da secção transversal, dado que os métodos de dimensionamento que são propostos foram calibrados com base em experiências em secções correntes. Esta limitação contraria uma das vantagens que irá ser referida mais à frente no subcapítulo 2.1.4, que é a grande variedade de

secções que se podem produzir. As restrições abrangem a espessura da chapa, o raio de curvatura e a esbelteza das almas, banzos e reforços.

Caso não sejam cumpridas todos os requisitos lá referidos, o eurocódigo aconselha a que a verificação de segurança seja feita com base em ensaios experimentais ou através de análises numéricas que tenham em consideração todos os fenómenos de natureza não linear.

2.1.2 PROCESSO DE FABRICO

Os elementos de aço enformado a frio são produzidos através de chapas finas de aço, e dividem-se em dois grandes grupos: os perfis e os painéis de chapa (Silvestre e Camotim, 2006). Neste projecto, o que vamos estudar serão apenas os perfis de aço enformado a frio, que são fabricados a partir de chapas com espessura entre 1,0 e 5,0 mm, sendo possível que a espessura atinga os 0,5mm se estivermos na presença de um aço de alta resistência (Yu, 1991). A geometria da secção transversal tem que conseguir resistir às solicitações que a estrutura lhe transmite, pelo que por vezes nos deparamos com secções pouco ortodoxas, mas que são bastante eficientes do ponto de vista estrutural. As secções mais correntes neste tipo de perfis são as que têm a forma em C, U, Z e mais recentemente em “rack”, havendo contudo uma enorme variedade de secções, como se pode ver na Figura 2.1.

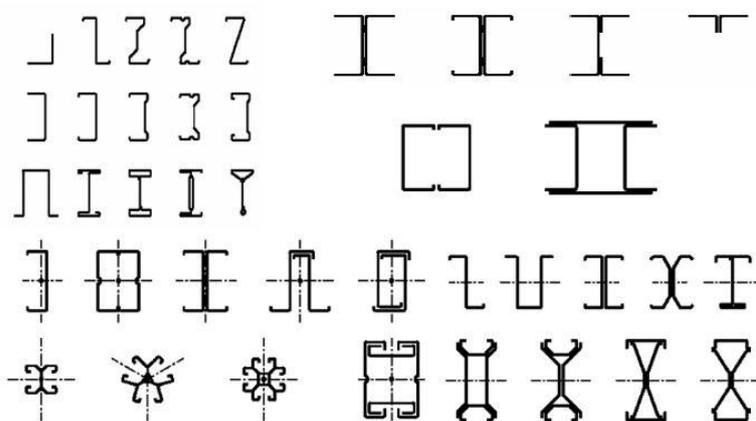


Figura 2.1 – Exemplos de secções em aço enformado a frio (Veríssimo, 2008)

Para se obterem as secções desejadas recorre-se a dois processos mecânicos diferentes: a laminagem a frio (“Cold Rolling” – Figura 2.2 e 2.3) e a quinagem (“Press breaking” - Figura 2.4). No primeiro caso, o aço encontra-se em rolos de faixas de chapas planas, que vão ganhando a forma desejada ao passar por vários pares de rolos colocados sucessivamente, que

a dobram as vezes necessárias até se obter a secção final. A possibilidade dos pares de rolos serem colocados das mais variadas maneiras, permite a obtenção de uma grande diversidade de secções. Este processo desenvolve-se com uma velocidade de fabrico entre os 6 a 100 metros/minuto, sendo que o usual é 30 metros/minuto, e permite obter perfis com o comprimento a variar entre os 6 e 12 metros. É o método indicado para produção em grande escala.



Figura 2.2 – Produção de aço enformado a frio (Veríssimo, 2008)

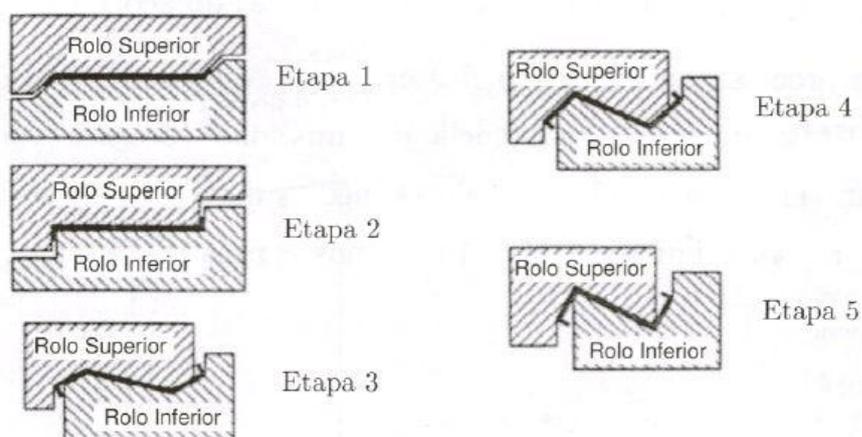


Figura 2.3 – Esquema das etapas de enformagem a frio (Veríssimo, 2008)

Já a quinagem é um processo mais simples, no que a equipamento diz respeito. É composto por uma parte superior convexa, com forma em V ou U, que comprime a chapa contra uma superfície côncava, com forma inversa. Esta tecnologia, ao contrário da anterior, não permite

tanta variedade de secções, sendo que normalmente se cinge às secções em C, L e Z, e é utilizada para produção em pequena escala. Normalmente, o comprimento máximo dos perfis obtidos neste processo ronda os 6 metros.

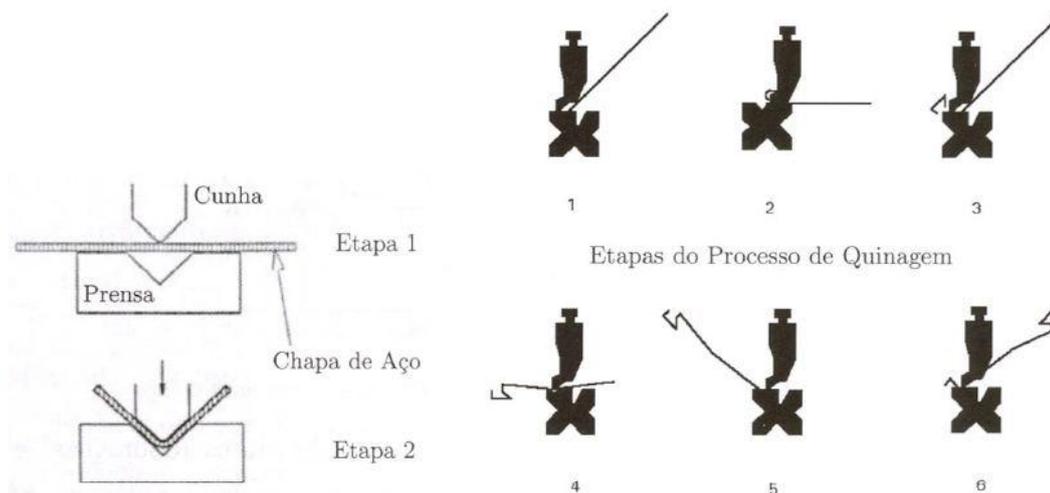


Figura 2.4 – Esquema das etapas do processo de quinagem

2.1.3 CARACTERÍSTICAS DOS AÇOS

No fabrico dos perfis de aço enformado a frio, é frequente a utilização de aços galvanizados. Estes apresentam uma tensão de cedência entre 220 e 500 N/mm², sendo que os aços de alta resistência podem atingir valores de f_y de 650 N/mm². As tensões últimas (f_u) variam entre 300 e 720 N/mm². A relação f_u/f_y varia entre 1.1 e 1.9, e a extensão máxima entre 10 e 22%. No fabrico deste tipo de perfis existe um endurecimento que provoca alterações nas propriedades mecânicas do aço, que também variam com o raio de dobragem, espessura da chapa e tipo de aço. Seja qual for o processo de fabrico utilizado existe sempre o aumento das tensões de cedência e última e ainda um decréscimo na ductilidade do aço (Figura 2.5). Isto acontece devido ao facto de o processo de dobragem induzir tensões residuais que melhoram a resistência da secção. A tensão de cedência pode aumentar em cerca de 40% nos cantos e 5 a 10% ao longo da linha média da secção. O valor médio da tensão de cedência depende do número de dobragens, do processo de fabrico e da espessura da chapa (Silvestre,2006).

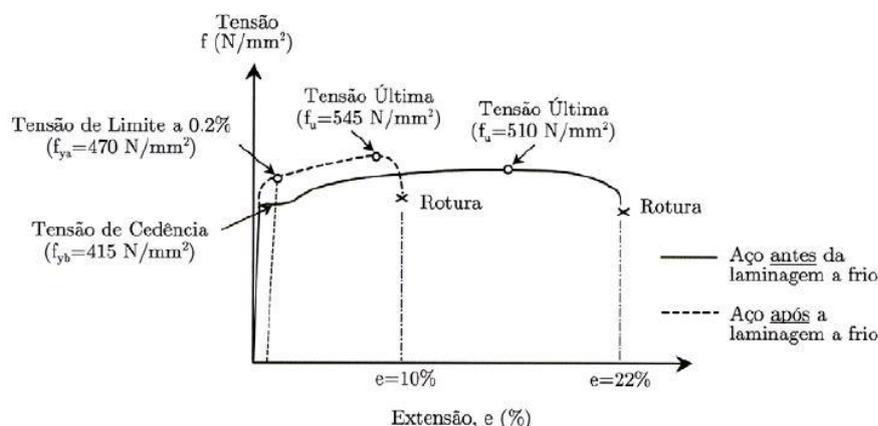


Figura 2.5 – Processo de endurecimento do aço

2.1.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS DA UTILIZAÇÃO DE ESTRUTURAS DE AÇO ENFORMADO A FRIO

Existem bastantes vantagens na utilização do aço enformado a frio. Por comparação com o aço laminado a quente há a destacar a elevada eficiência estrutural, causada pela relação entre a resistência e o peso reduzido dos elementos; uma significativa otimização estrutural pela variedade de secções que se podem fabricar; caso se pretenda suportar cargas reduzidas, há a possibilidade de fabricar secções optimizadas, por oposição às laminadas a quente, que têm geometrias mínimas definidas, e que conduzem por vezes a um sobredimensionamento; o fabrico do aço em estudo é feito à temperatura ambiente, o que reduz as tensões residuais que existem no aço laminado a quente e possibilita ainda uma economia no transporte e armazenamento, dado algumas secções, pela sua geometria, encaixarem umas nas outras, conduzindo a um melhor aproveitamento do espaço.

A possibilidade de pré-fabricação em grande escala, associada à rapidez de montagem são outras grandes vantagens que este material proporciona, sendo que esta também existe no aço laminado a quente.

Todas estas vantagens associadas fazem com que esta solução permita competir com as estruturas correntes de betão armado tanto no custo dos materiais como também nos prazos de construção.

Contudo, existem algumas desvantagens apresentadas pelo aço enformado a frio, principalmente os fenómenos de instabilidade causados pela esbelteza das chapas; o colapso por esmagamento da alma, devido à sua elevada esbelteza e à dificuldade em colocar reforços transversais; uma elevada deformabilidade por torção (com empenamento), devido à baixa rigidez destas secções abertas de paredes finas, e de muitas vezes o centro de corte e o centro de gravidade não coincidirem. Há ainda a considerar o endurecimento do aço, que apesar de aumentar a tensão de cedência, também diminui a ductilidade do aço (Figura 2.5).

2.1.5 CONSTRUÇÃO MODELAR

Apesar de a maioria das vantagens em optar por este tipo de solução habitacional estarem principalmente relacionadas com o material usado, há outras relacionadas com o próprio conceito que merecem ser destacadas. O facto de grande parte do trabalho vir feito de fábrica, muitas vezes por meios mecânicos, reduz em muito a probabilidade de existirem erros em obra e consequentes defeitos na construção, e principalmente os prazos de construção, que são consideravelmente inferiores ao da construção vulgar em betão e alvenaria. Caso a legislação local assim o permita, é possível acrescentar divisões com relativa facilidade a uma habitação já existente, aumentando assim a área habitacional por forma a responder a eventuais necessidades do proprietário.

Nos dias de hoje os países que mais têm adoptado este tipo de solução são a França e a Alemanha, sendo que na Finlândia, Holanda e Portugal, entre outros, se apresentam como potenciais mercados para este tipo de soluções habitacionais.

2.2 ESTABILIDADE ESTRUTURAL E FENÓMENOS DE INSTABILIDADE

O conceito de estabilidade estrutural é definido com base na capacidade de uma estrutura em estabelecer uma configuração de equilíbrio após ser solicitada por uma perturbação exterior. Caso esta retome a sua configuração inicial diz-se que apresenta um “equilíbrio estável”, caso contrário apresenta um “equilíbrio instável” (Pinto, 2010). Estes conceitos são académicamente explicáveis por meio do problema da esfera rígida em repouso e sujeita ao seu peso próprio (Figura 2.6). Neste exemplo a superfície côncava traduz o equilíbrio estável, a convexa o instável e a horizontal o equilíbrio neutro.

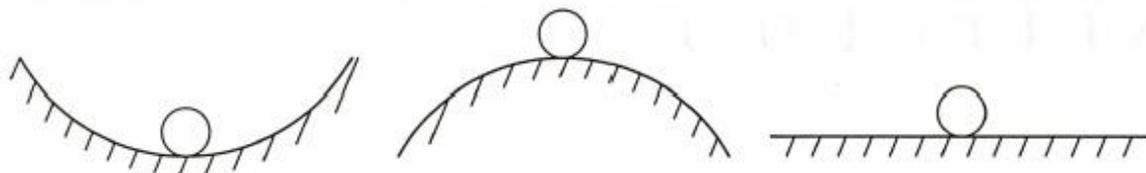


Figura 2.6 – Estabilidade do equilíbrio (Silvestre e Camotim, 2006)

A transição entre configurações de equilíbrio estáveis e instáveis de uma determinada trajectória de equilíbrio (relação carga/deslocamento) corresponde à instabilidade da estrutura, e pode ocorrer de duas maneiras diferentes: bifurcação de equilíbrio (também designado por instabilidade bifurcacional – Figura 2.7) ou instabilidade por ponto limite (ou “snap-through” – Figura 2.8).

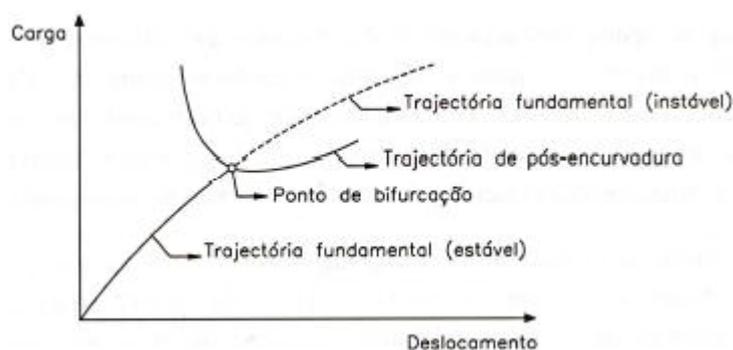


Figura 2.7 – Trajectória de equilíbrio associada à instabilidade bifurcacional

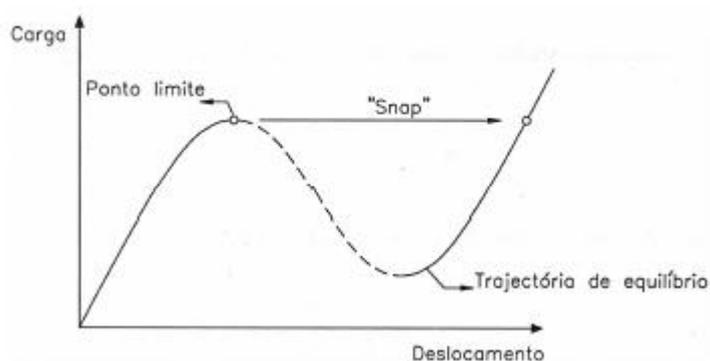


Figura 2.8 – Trajectória de equilíbrio associada à instabilidade por “snap-through”

Sendo que os elementos em estudo no presente trabalho estão sujeitos à instabilidade bifurcacional, apenas esta será aqui descrita. Tal como se pode observar no gráfico da Figura 2.7, um problema de instabilidade bifurcacional é caracterizado por uma trajectória de equilíbrio fundamental (linear ou não linear), que se inicia na origem do diagrama, uma trajectória de equilíbrio pós-encurvadura e um ponto de intersecção entre estas duas, no qual as configurações de equilíbrio da trajectória fundamental passam de estáveis a instáveis. Por outras palavras, uma peça ao ser comprimida axialmente apresenta um modo de deformação pré-encurvadura que se traduz pela trajectória fundamental. Quando se atinge a carga crítica, a deformação (relação carga/deslocamento) passa subitamente para um padrão diferente. Como o modo de encurvadura (pós crítico) apresenta uma bifurcação, que faz com que existam duas trajectórias possível no diagrama carga/deslocamento, chama-se a esta relação “ponto de bifurcação”. Importa referir que este problema diz respeito a uma estrutura “idealizada”, em que não existem imperfeições iniciais.

Para se analisar um problema deste tipo há que determinar as coordenadas do ponto de bifurcação (a ordenada deste ponto representa a “carga de bifurcação”), a configuração deformada da estrutura quando ocorre a bifurcação (modo de instabilidade) e ainda as propriedades da trajectória pós-encurvadura. As duas primeiras são determinadas através de uma Análise Linear de Estabilidade (ALE), enquanto que a última de uma Análise Não Linear de Estabilidade (ANLE). Problemas clássicos que servem de exemplo a esta instabilidade bifurcacionar são a coluna de Euler e o das chapas comprimidas axialmente (Figura 2.9).

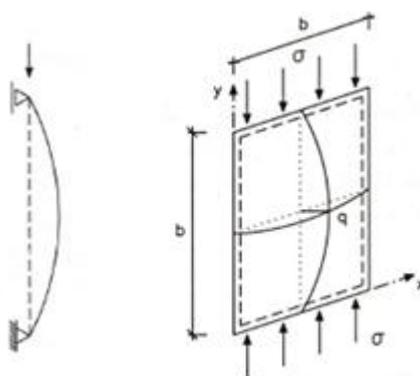


Figura 2.9 – Estruturas sujeitas a insatabilidade bifurcacional

2.2.1 ESTABILIDADE DE BARRAS DE PAREDE FINA ABERTA

A resistência última das barras com secção aberta de parede fina é afectada por diversos fenómenos de instabilidade que se dividem em dois tipos: globais e locais. Os primeiros são caracterizados pela ocorrência de deformação do eixo da barra, sofrendo a secção transversal apenas deslocamento de corpo rígido no seu próprio plano. Como exemplo temos a instabilidade de colunas por flexão (Modo Global de Flexão) ou por flexão-torção (Modo Global de Flexão-Torção), e ainda a instabilidade lateral em vigas também por flexão-torção. Já os segundos envolvem essencialmente deformações das paredes da barra, permanecendo o seu eixo na configuração indeformada. Dentro destes há ainda a distinguir entre os fenómenos de instabilidade associados apenas a deslocamentos de flexão das paredes do perfil (em que os bordos longitudinais do perfil permanecem indeformados) e a deslocamentos de membrana (que provocam deformações nos bordos longitudinais). Estes correspondem ao Modo Local de Placa e ao Modo Distorcional, respectivamente.

A forma como cada um destes fenómenos irá influenciar uma barra de parede fina depende da sua geometria: comprimento da barra, tipo de apoio e características da secção transversal. Na medida em que uma barra pode estar sujeita a vários tipos de fenómenos de instabilidade, foi criada uma classificação para estas, que as divide em “barra curta” quando a instabilidade ocorre num modo local, “barra longa” quando a instabilidade ocorre num modo global e ainda “barra intermédia” quando ocorre uma interacção entre ambos. Na Figura 2.10 é possível observar esta descrição.

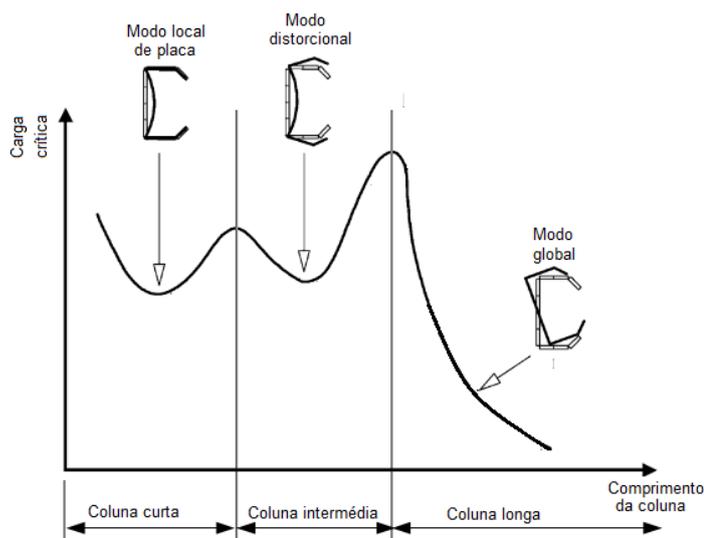


Figura 2.10 – Classificação das barras/colunas com base no modo de instabilidade

2.2.2 MODOS DE INSTABILIDADE LOCAL E GLOBAL

Sendo que nos perfis de aço enformados a frio os fenómenos de instabilidade condicionantes ocorrem, em geral, em regime elástico, é dada mais importância à determinação do valor da tensão crítica e à identificação do modo de instabilidade do que ao estudo pós-encurvadura (Pinto, 2010). Considerando um perfil com a secção transversal em “C” (igual à usada no pórtico em estudo), sujeita a compressão simples é possível observar, na Figura 2.11, os modos de instabilidade acima descritos: Modo Local de Placa (MLP), Modo Distorcional (MD), Modo Global de Flexão (MGF) e Modo Global de Flexão e Torção (MGFT).

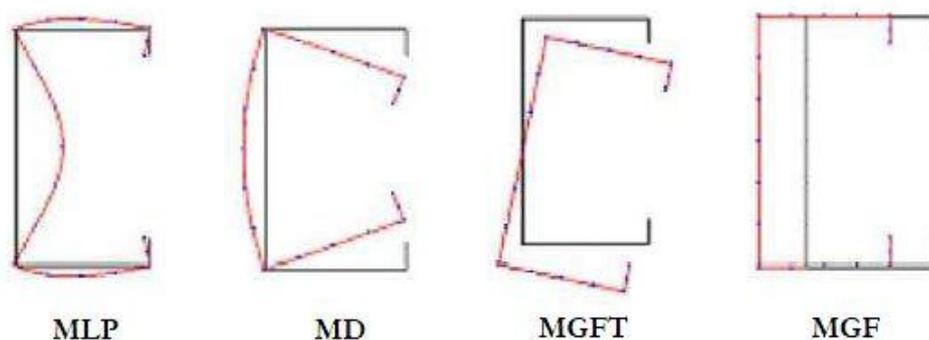


Figura 2.11 – Modos de instabilidade de uma secção em “C” em compressão (Pinto,2010)

Habitualmente considera-se o MLP e o MD como modos locais e o MGF e o MGFT como modos globais, havendo contudo alguns autores que preferem colocar o MD numa categoria distinta. Isto acontece pelo facto de o modo distorcional apresentar algumas características de instabilidade local e outras de instabilidade global. A primeira classificação faz também sentido na medida em que no modo distorcional não existe deformação do eixo da barra, condição para ser considerado um modo local. De seguida será feita a caracterização de cada um destes modos de instabilidade de forma mais detalhada.

- **Modo Local de Placa**

Tal como já foi referido atrás, neste modo de instabilidade, os bordos longitudinais permanecem indeformados. Como se pode ver na figura 2.11, a deformação da secção deve-se à flexão das paredes internas. As paredes externas, que têm o bordo livre, sofrem essencialmente deslocamentos de corpo rígido. A instabilidade da barra é condicionada pela encurvadura da chapa mais susceptível de instabilizar por flexão.

De forma mais simplificada, o comportamento de uma barra que instabiliza no modo local de placa, “barra curta”, pode ser analisado como um problema de estabilidade de uma placa comprimida em que os bordos longitudinais estão sujeitos a um encastramento elástico. Para a secção em estudo, pressupondo que o elemento condicionante será a alma, pode-se considerar o modelo estrutural da Figura 2.12.

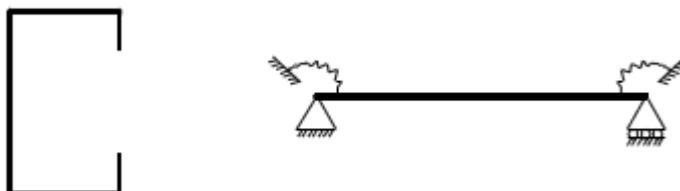


Figura 2.12 – Modelo estrutural de uma secção em “C” sujeita a instabilidade no MLP

Este modelo é usado para o cálculo da tensão crítica no modo local. A este tipo de aproximação ao estudo da estabilidade local de perfis, baseada na estabilidade da placa isolada, é designada por “element approach” (Pinto, 2010). O MLP pode ser difícil de distinguir do MD caso se use uma metodologia que trate a secção como um todo, como o Método dos Elementos Finitos.

- **Modo Distorcional**

O estudo e a documentação relativo a este modo de instabilidade são relativamente recentes. Os estudos baseados em modelos analíticos serviram de base para este modo de instabilidade passar a ser contemplado nos regulamentos.

Este tipo de fenómeno aparece associada à presença de reforços. Como exemplo, um perfil em “U” (que não tem reforços) tem apenas um modo de instabilidade local, o modo local de placa. A existência de reforços melhora a eficácia do elemento estrutural mas leva à ocorrência deste modo de instabilidade distorcional. Ao contrário do que acontece no MLP, no MD existem deformação dos bordos internos da barra, como se pode observar na Figura 2.13.

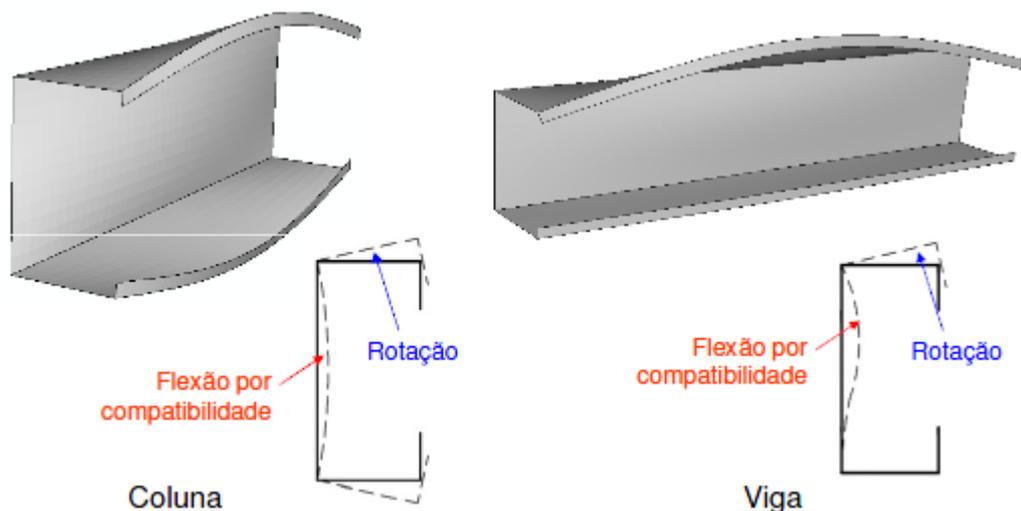


Figura 2.13 – Deformação provocada pelo MD em colunas e vigas (Silvestre e Camotim, 2006)

Para além de sofrer distorção, a secção apresenta também deslocamentos que podem ser considerados de corpo rígido nas secções adjacentes aos reforços. A colocação de reforços é uma das medidas a adoptar para minimizar este modo de instabilidade (Figura 2.14), contudo nem sempre é fácil de o fazer.

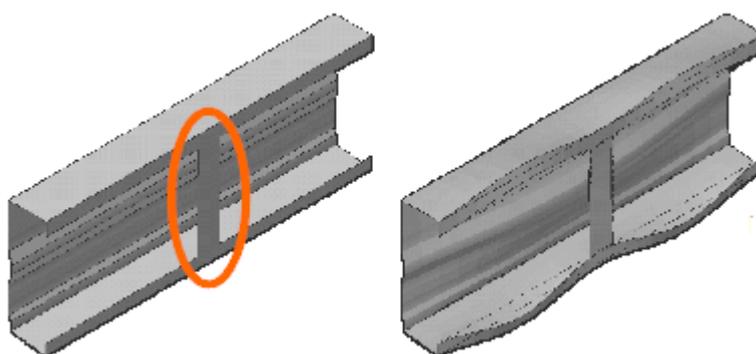


Figura 2.14 – Reforços para minimizar a instabilidade distorcional (Silvestre e Camotim, 2006)

- **Modos Globais (de Flexão e Flexão-Torção)**

Estes são os modos de instabilidade mais comuns na engenharia civil, por serem os que condicionam o dimensionamento de perfil laminados a quente. Como exemplos há a destacar a encurvadura por flexão em torno de um eixo principal central de inércia e a instabilidade lateral por flexão em torno do eixo de menor inércia e torção em vigas (Figura 2.15). Além destes, associados a perfis mais esbeltos, existem também os modos de instabilidade de torção pura de colunas com baixa rigidez de empenamento (colunas com secção em cantoneira, em “T” e cruciforme - Figura 2.15).

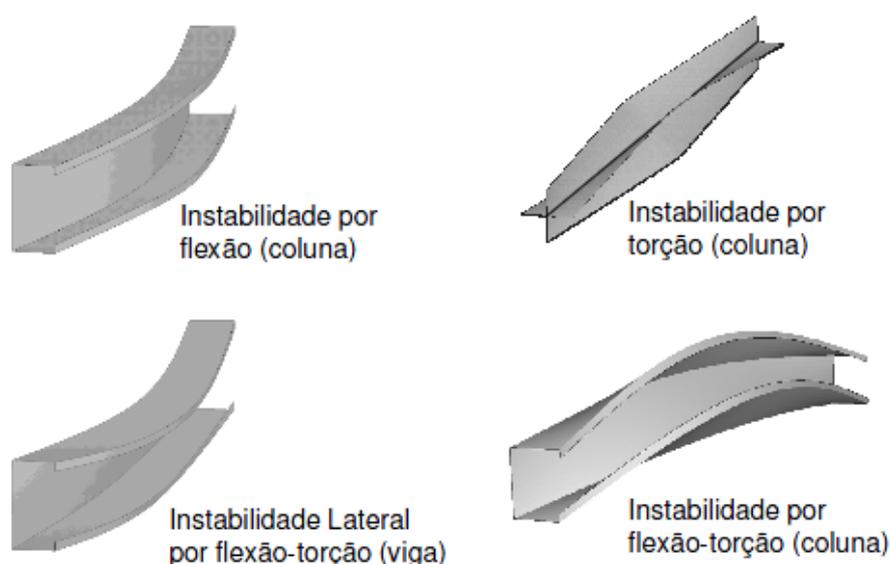


Figura 2.15 – Exemplos de modos de instabilidade global (Silvestre e Camotim, 2006)

Relativamente à configuração do modo de instabilidade pode-se verificar que as secções das barras praticamente não sofrem nenhuma deformação, tendo apenas translações e rotações no seu próprio plano (deslocamentos de corpo rígido). Não existe portanto nenhuma distorção. No caso de uma barra simplesmente apoiada nas duas direcções, com rotação de torção impedida e empenamento permitido em ambas as extremidades, o comprimento da semi-onda corresponde ao comprimento da barra. Caso existam contraventamentos, ou outro tipo de condições de fronteira, podem-se observar mais semi-comprimentos de onda. À semelhança do que acontece com o MD, os modos globais são bastante sensíveis às condições de fronteira da barra, pois também apresentam deslocamentos de empenamento apreciáveis (Veríssimo, 2008). Caso se esteja na presença de uma barra com elevado comprimento, sem contraventamentos, os modos globais são sempre críticos, de onde se conclui que a presença destes é determinante para diminuir este tipo de instabilidade.

Sendo a secção utilizada neste trabalho uma secção em “C”, é conveniente apresentar também a sua configuração para o Modo Local e Distorcional na flexão, dado que até agora apenas haviam sido mostradas para a compressão (Figura 2.16).

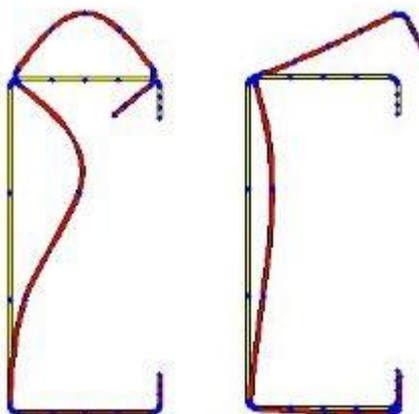


Figura 2.16 – Modos de instabilidade Local e Distorcional em flexão (adaptado de Pinto,2010)

Tendo sido referidos aqui individualmente, estes modos de instabilidade também devem ser considerados a interagir entre si. A um conjunto de fenómenos que condicionam o comportamento geometricamente não linear de um sistemas estruturais caracterizados pela ocorrência simultânea ou quase simultânea de mais do que um modo de instabilidade atribui-se a designação de “interacção entre modos de instabilidade” (Silvestre e Camotrim, 2006). Esta interacção é ainda mais frequente nos perfis de aço enformado a frio pela progressiva utilização de aços de alta resistência que, com a esbelteza das suas paredes, potenciam a sua ocorrência. A dificuldade associada à análise destes fenómenos prende-se com a determinação rigorosa do comportamento geometricamente não linear de um elemento estrutural, tanto no valor da tensão crítica de bifurcação, como principalmente ao comportamento pós-encurvadura.

Como já foi referido atrás, os fenómenos de instabilidade podem ocorrer tanto em fase elástica como em fase elasto-plástica, contudo, pela elevada esbelteza destes materiais, estes ocorrem quase sempre em regime elástico, dado que a plasticidade surge apenas numa fase avançada de pós-encurvadura. Por isto, considera-se que a rotura dos elementos em aço enformado a frio ocorre quando se verifica um valor de tensão igual ao da tensão de cedência do material, embora alguns regulamentos, como o Eurocódigo 3, permitam considerar a presença de tensões superiores mesmo que apenas nas fibras traccionadas.

2.3 ENSAIOS REALIZADOS EM PÓRTICOS DE AÇO ENFORMADO A FRIO

Com toda a investigação que existiu nos últimos anos sobre esta temática, existem neste momento algumas publicações referentes a ensaios experimentais bastante semelhantes ao que irá ser realizado neste estudo.

O estudo da resistência das estruturas a cargas horizontais é pertinente para o dimensionamento em zonas sísmicas, sendo que a maioria dos estudos analisados incluem este tipo de análises no seu trabalho, realizando tanto ensaios monotónicos (como o que foi ser realizado neste trabalho) como também ensaios cíclicos.

Em 2004, Dan Dubina e Ludovic Fulop realizaram uma série de ensaios numa parede de aço enformado a frio, sujeita a uma carga horizontal, tendo recolhido o deslocamento no topo da parede. Estes foram do tipo monotónicos e cíclicos, e observaram que os segundos apresentavam uma resistência de menos 10-15% do que os primeiros para o mesmo pórtico, o que alerta para o facto de os resultados recolhidos de um ensaio monotónico possam ser sobrevalorizados em relação à resistência real da parede (Fulop e Dubina, 2004). Para além de terem testado a parede em si, fizeram variar o revestimento aplicado, dado que o seu estudo se direccionava para a resistência da parede a sismos e pelo facto de os revestimentos terem um papel fundamental neste aspecto.

Pela análise dos resultados, observou-se existir uma enorme diferença no comportamento da parede completa comparativamente com a existência de uma abertura. Concretamente, observou-se uma redução de cerca de 62% da rigidez inicial e de 34% da carga última suportada pela estrutura. Existe ainda uma assinalável redução de ductilidade (Fulop e Dubina, 2004).

Quando comparado com os outros revestimentos utilizados, observou-se que o OSB cedia de uma forma mais abrupta devido à sua baixa ductilidade. Este revestimento é colocado em três placas rectangulares individuais, o que faz com que cada uma tenha a tendência para rodar individualmente como um corpo rígido. Este fenómeno obriga a que sejam as ligações OSB-aço as responsáveis por compatibilizar os deslocamentos e consequentemente serem demasiado forçadas. Concluíram assim que a capacidade de carga e de deformabilidade conferida pelos revestimento advém principalmente das suas ligações à estrutura e que estas são também as grandes responsáveis pela variação da deformação obtida devido à sua não-linearidade.

Contudo, este é um assunto ainda pouco estudado, pelo que em 2006 optaram por eles próprios realizarem uma investigação sobre este tema. Ensaíram desta vez apenas as ligações entre o aço enformado a frio e os vários tipos de revestimento. Segundo os autores, nenhuma conclusão pode ser tirada em relação aos painéis de OSB devido à pequena homogeneidade das ligações destes ao aço, excepto o facto de que a baixa ductilidade da ligação é responsável pela pequena ductilidade que se observa nas cedências deste tipo de painéis, como já havia sido referido no parágrafo anterior (Fulop e Dubina, 2006). Daqui se conclui a necessidade da realização de mais ensaios para a correcta contabilização do OSB na resistência e ductilidade.

3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

Num estudo científico que tenha uma componente numérica, é sempre conveniente conhecer o melhor possível os modelos reais que estes representam. Assim, torna-se indispensável a realização de ensaios experimentais para que se possam calibrar os modelos numéricos de forma a que estes sejam o mais realistas possíveis. Neste trabalho foram feitos dois tipos de ensaios experimentais: os da ligação viga-pilar existente no pórtico, e os ensaios do pórtico na totalidade, ambos realizados no Laboratório de Construções e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC.

3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental deste estudo contempla, como já referido no ponto anterior, dois tipos de ensaios. Numa primeira fase, foram realizados os ensaios da ligação viga-pilar, que permitiram estudar o comportamento desta quando solicitada a esforços de tracção e de flexão. Tal como também já foi mencionado, o outro tipo de ensaio realizado foi o do pórtico. Este foi repetido várias vezes, com o intuito de se analisarem as diversas possibilidades relacionadas com a colocação ou não de aberturas na parede, e da presença do revestimento em OSB. No subcapítulo 3.4 irá ser feita uma abordagem detalhada destes.

3.3 ENSAIO DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR

Sendo que se pretende que o tempo de montagem destes pórticos seja pequeno, para cumprir com um dos requisitos principais deste tipo de construção - a celeridade na construção - a ligação viga-pilar é um dos pontos críticos a ser estudado com maior atenção. Esta terá que permitir um encaixe entre as treliças em que as lajes de pavimento apoiam (doravante chamadas de “treliças de pavimento”) e os pilares que seja fácil e rápido de executar em obra, e ainda garantir a passagem dos esforços para estes de forma eficaz. De modo a suportar os

esforços aplicados, e dado que em cada treliça existirão apenas quatro destas ligações, os componentes que as constituem terão que ter uma espessura maior do que a dos elementos “C” da treliça em si. Na Figura 3.1 pode-se observar a peça que irá assegurar a ligação em estudo.



Figura 3.1 – Peça da ligação isolada e pormenor da ligação depois de montada

Foram analisadas duas geometrias diferentes para a peça em questão, onde se variou a espessura do suporte que está soldado ao pilar, sendo que num dos provetes a espessura usada foi de 3mm, enquanto no outro foi de 5mm. A peça em “T”, que encaixa neste, e que está aparafusada à treliça, terá sempre a espessura de 7mm. Na Figura 3.2 está a pormenorização de ambos os provetes a ensaiar.



Figura 3.2 – Pormenor da diferença de espessuras nos provetes ensaiados

Para que o estudo da ligação fosse o mais preciso possível, optou-se por se realizar três tipos de ensaios diferentes, para avaliar a resistência a cada uma das diferentes solicitações. Foi então feito um primeiro ensaio em que se mediu a resistência da ligação à tracção, seguido de outro em que o esforço actuante solicitava a ligação tanto ao corte como, principalmente, à flexão. Ainda respeitante à ligação, houve a preocupação de analisar o comportamento do montante vertical da treliça relativamente à peça que faz o encaixe neste, devido à sua pequena espessura (1mm), e consequente facilidade em ceder. Nos subcapítulos seguintes é feita a explicação detalhada de cada um destes ensaios.

3.3.1 ENSAIO DA LIGAÇÃO À TRACÇÃO

- **Geometria do provete**

Os provetes a ensaiar foram concebidos de forma a obter resultados o mais reais possíveis. Assim, para este ensaio em específico, optou-se por colocar duas ligações, uma de cada lado do pilar, para garantir a simetria da peça e evitar que exista um lado menos rígido, o que implicava que aí houvesse uma maior deformação e consequente comprometimento dos resultados recolhidos. Importa ainda referir que a secção transversal do pilar é um RHS 100x100x4 em aço S275. Na Figura 3.3 encontra-se representada a geometria da ligação, a partir da qual é facilmente perceptível o funcionamento do ensaio.

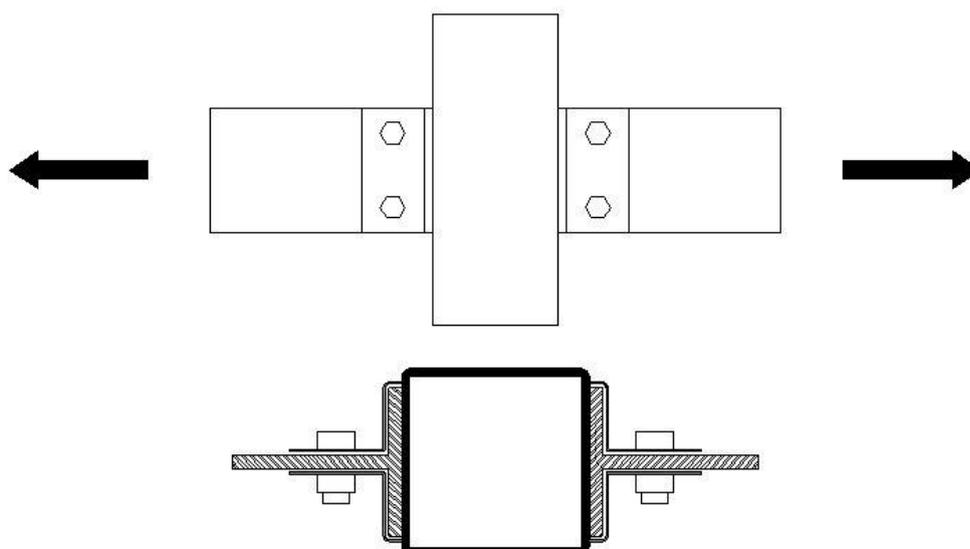


Figura 3.3 – Desenho esquemático da ligação ensaiada

- **Montagem e instrumentação**

Sendo que o parâmetro que se pretende avaliar é a rigidez da ligação, e como a prensa usada tem um software auxiliar a partir do qual se obtém um gráfico força/deslocamento, optou-se apenas pela colocação de deflectómetros para validar o gráfico obtido. Estes foram colocados de maneira a ser possível analisar a deformação da ligação consoante a força exercida pela prensa hidráulica. Na Figura 3.4 é possível ver o pormenor da colocação do referido aparelho.



Figura 3.4 – Um dos lados do provete com o deflectómetro já colocado

- **Resultados e conclusões**

As duas configurações analisadas apresentaram resultados diferentes. Enquanto que a ligação cuja espessura era de 3mm teve como modo de rotura o esmagamento pela chapa consequência da elevada ductilidade desta, a ligação com 5mm de espessura mostrou ter um comportamento mais frágil, já que até ao momento em que se deu uma rotura a deformação ser significativamente inferior, apesar de a carga suportada por esta ser superior. Nas imagens em anexo é possível observar com maior detalhe os modos de rotura. No Figura 3.5 encontram-se as curvas força-deslocamento destes ensaios.

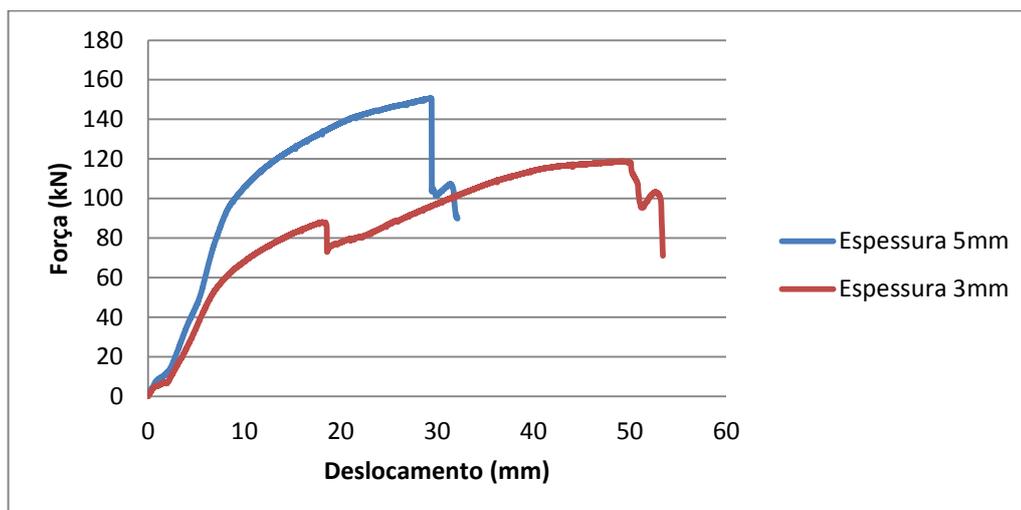


Figura 3.5 – Gráfico Força/deslocamento do ensaio da ligação à tracção

Com base nos resultados obtidos nestes ensaios, observou-se que a opção pela ligação com 5mm de espessura seria a mais viável, o que não invalidou a realização dos restantes ensaios para as duas configurações. Deste ensaio conclui-se que a rigidez da ligação será de cerca de 11000N/mm, contudo este não será o valor definitivo a introduzir no modelo, já que existirá outro ensaio que pode condicionar este valor, explicado no subcapítulo seguinte.

3.3.2 ENSAIO DA TRELIÇA À TRACÇÃO

Tal como se pôde observar na Figura 3.1, para além do estudo da rigidez entre a ligação e o pilar, é conveniente repetir esta análise para o encaixe da ligação no montante vertical da treliça de pavimento. Se no primeiro caso se obteve uma elevada rigidez, agora será de esperar que aconteça o contrário, já que irá ser analisada a parte que entrará mais facilmente em cedência, pela pouca espessura dos elementos envolvidos. A rigidez que irá ser introduzida no modelo e que servirá de base à calibração será o menor valor destes dois ensaios.

- **Geometria do provete**

Com o objectivo de ser o mais fiel possível à realidade, decidiu-se criar um provete em que existisse um núcleo rígido no centro, com o intuito de representar a treliça. Nos extremos deste foram colocados dois montantes com a secção transversal real, aos quais foi aparafusada uma peça da ligação, igual às já testadas nos ensaios anteriores. O provete a ensaiar é um

rectângulo com 0,4 metros de comprimento e com 0,3 de largura. Relativamente à peça que é aparafusada à treliça, foi testada uma com 2mm de espessura (igual à usada no ensaio do pórtico) e outra com 4mm, para se analisar se existiria alguma vantagem em optar por uma espessura superior. Na Figura 3.6 é possível observar estes dois provetes.



Figura 3.6 – Provetes a ensaiar com diferentes espessuras na ligação

- **Montagem e instrumentação**

Tal como aconteceu para o ensaio anterior, sendo um ensaio à tracção, os resultados fornecidos pelo software da prensa são novamente os que se pretendem. Foram colocados apenas deflectómetros, como se pode ver na Figura 3.7, para validar os gráficos força/deslocamento obtidos.



Figura 3.7 – Ensaio da treliça à tracção já instrumentada

- **Resultados e conclusões**

Tal como esperado, verificou-se que esta parte da ligação tem uma rigidez muito inferior à obtida anteriormente. O valor obtido é de cerca de 1500N/mm, e as curvas obtidas para cada uma das duas espessuras podem ser observadas na Figura 3.8. Este será portanto o valor base que irá ser introduzido no modelo para se iniciar a modelação das ligações axialmente. Em anexo encontram-se as imagens dos provetes depois de ensaiados.

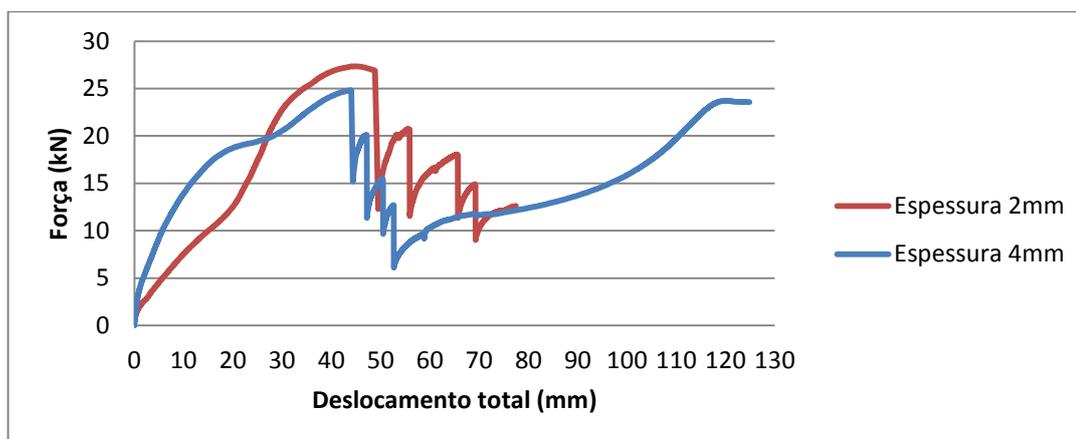


Figura 3.8 – Resultados do ensaio da treliça à tracção

3.3.3 ENSAIO DA LIGAÇÃO À FLEXÃO

- **Montagem e instrumentação**

Para a realização deste ensaio foi necessário ter particular atenção à geometria do provete dado que a prensa usada foi a mesma do ensaio anterior, e que esta está apenas preparada para realizar ensaios de tracção. Como se pode observar na Figura 3.9, a peça foi colocada de maneira a que a ligação fosse solicitada à flexão. Foi necessário colocar uma célula de carga para que se pudesse confirmar qual a força de corte e de flexão a actuar para uma melhor análise dos resultados, já que os que se obtêm “directamente” do software da prensa não são os que realmente se pretendem. Desta maneira, é possível saber com mais rigor o esforço a que a ligação está sujeita.



Figura 3.9 – Provete para o ensaio da ligação à flexão

Foram novamente usados deflectómetros para medir a deformação na ligação durante o ensaio.

- **Geometria do provete**

Tal como já havia sido feito, foram testadas as duas espessuras para o encaixe no pilar. As dimensões dos provetes são naturalmente as mesmas dos ensaios já realizados. Houve apenas a preocupação de criar um braço em “L” para que a garra da prensa pudesse aplicar o esforço de forma eficaz. Na Figura 3.9 pode-se observar a geometria da peça em questão.

- **Resultados e conclusões**

Os resultados obtidos deste ensaio experimental não permitiram que se possa propor um valor concreto para a sua rigidez rotacional. Apesar disto foi facilmente perceptível que a ligação apresenta uma rigidez pequena, pelo que se irá ter isso em consideração na modelação.

3.4 ENSAIO DO PÓRTICO

Depois de inicialmente o estudo ter incidido sobre as ligações entre as treliças e os pilares, importa agora analisar a parede no seu todo para se poderem tirar as conclusões mais importantes de todo o trabalho, pelo que se procedeu à realização de mais ensaios experimentais, agora na parede.

3.4.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Como o objectivo funcional da parede em estudo é o de ser capaz de, com a mesma estrutura base, responder às várias solicitações possíveis, é importante que esta seja testada nas várias configurações a que poderá estar sujeita no seu tempo útil de vida. Estas vão desde o caso em que a parede é composta exclusivamente pela sua estrutura base (pilares, treliças de pavimento e treliças de pilar) até ao caso em que a parede é toda preenchida, existindo ainda a possibilidade de uma situação intermédia, resultante por exemplo da colocação de uma abertura (janela/porta) na parede.

Com base no exposto acima, decidiu-se realizar 4 ensaios consecutivos num único protótipo. O primeiro foi realizado apenas com a estrutura base montada, sem qualquer placa de revestimento. Este é o ensaio que permitirá calibrar o modelo feito em *Abaqus*. De seguida colocaram-se as placas de OSB para a realização do segundo ensaio. Nota para o facto de

estes dois primeiros ensaios representarem a situação acima descrita de a parede ser toda “aberta”. Em seguida procedeu-se à colocação de um módulo de parede na abertura, mas não a preenchendo na totalidade, situação esta que corresponde à da existência de uma janela/porta. Por final, voltou-se a repetir o segundo ensaio, levando-o à rotura. O caso de a parede ser preenchida na totalidade não foi ensaiada.

3.4.2 GEOMETRIA DO PÓRTICO

Da estrutura base do pórtico fazem parte dois pilares, cuja secção transversal é um RHS 100x100x4, em aço S275. Estes são contínuos e têm 3,8 metros de altura e é neles que são soldadas as peças que permitem o encaixe das treliças de pavimento, ao contrário das treliças de pilar que são aparafusadas a este.

As treliças de pavimento têm 3,64 metros de largura e 0,7 de altura. São todas feitas com a mesma secção transversal em “C”, cujo material é aço enformado a frio, e estão conectadas aos pilares através das ligações já estudadas. Na Figura 3.10 é possível observar com detalhe as principais dimensões da peça em questão. Nota para o facto de, apesar de terem a mesma altura e largura, as duas treliças de pavimento apresentam disposições diferentes dos montantes “interiores”.

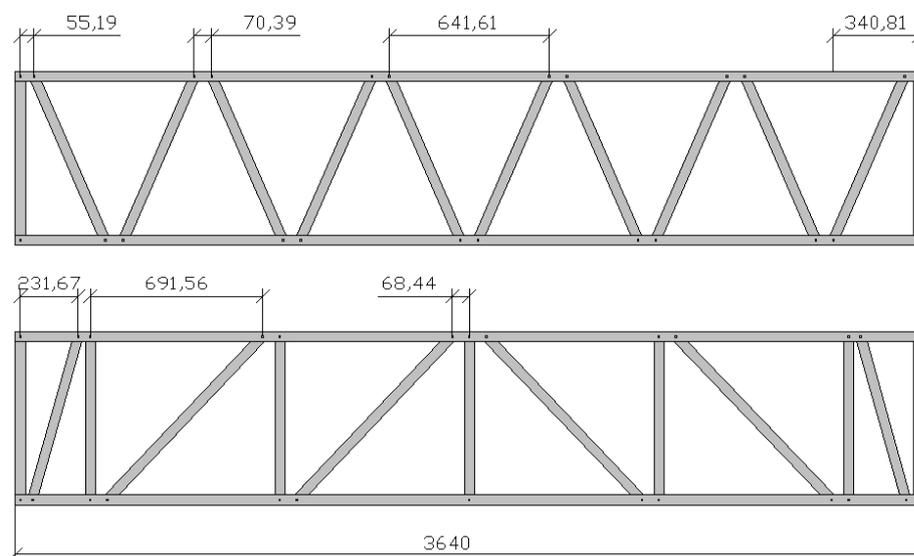


Figura 3.10 – Treliças de pavimento e respectivas dimensões relevantes

As treliças de pilar têm 2,4 metros de altura e 0,4 de largura, e estão aparafusadas aos pilares. Apresentam a mesma secção transversal já referida atrás, e têm as duas também geometrias diferentes para cada pilar. Na Figura 3.11 podem-se observar as dimensões relevantes das treliças.

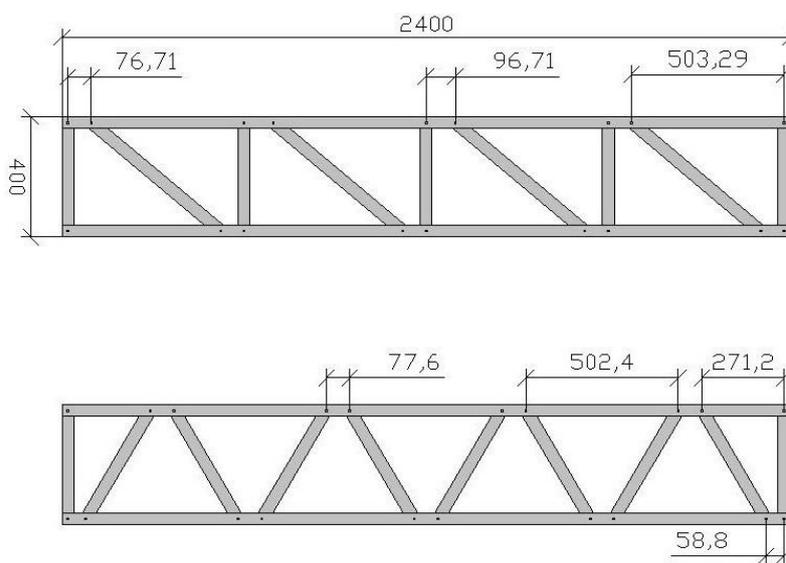


Figura 3.11 - Treliças de pilar e respectivas dimensões relevantes

Depois de montada, a parede tem 3,8 metros de altura e 4 de comprimento, como se pode observar na Figura 3.12. Neste desenho estão também indicados os locais onde foram colocados os aparelhos de medição: extensómetros e deflectómetros.

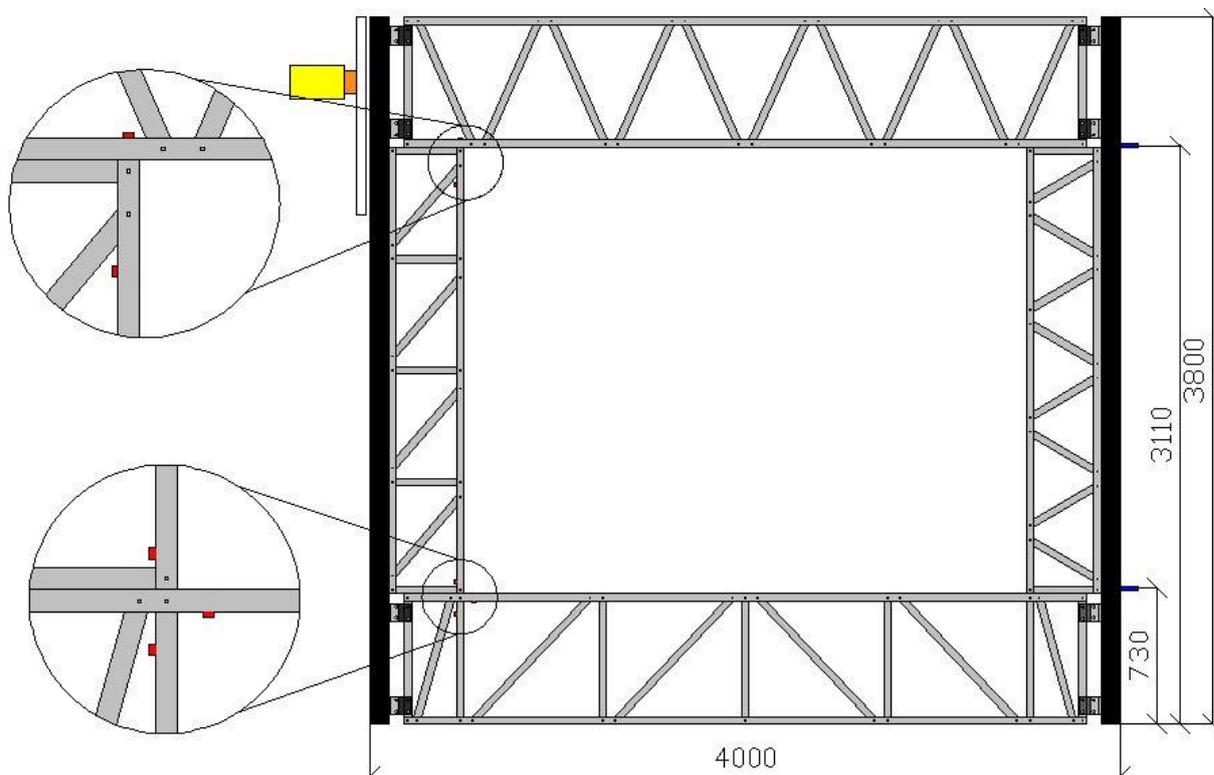


Figura 3.12 – Esquema do pórtico a ensaiar, a vermelho estão os extensómetros e a azul os deflectómetros

A esta estrutura base há ainda que colocar as placas de OSB, que têm 9mm de espessura. Estas não são aparafusadas directamente à estrutura, mas a um perfil metálico que por sua vez é aparafusado à estrutura. Foi adoptada esta solução pelo facto de se pretender colocar outros revestimentos (acústicos, térmicos, etc) neste espaço. Na Figura 3.13 pode-se observar esta situação com maior rigor. Os módulos de parede, que podem ou não ser colocados, têm 1,2 metros de largura cada e 2,4 de altura. Neste trabalho será estudada apenas a colocação de um destes módulos. A espessura total da parede é de 0,1 metros.



Figura 3.13 – Pormenor da fixação das placas de OSB à estrutura

3.4.3 MONTAGEM E INSTRUMENTAÇÃO

Devido à grande dimensão da parede a ensaiar, existiram uma série de condicionantes na sua montagem no laboratório. Desde logo, houve a preocupação em montar a parede a uma certa distância do chão, para permitir que as deformações esperadas pudessem ocorrer sem qualquer interferência deste. Para tal, optou-se por usar dois perfis metálicos com 200mm de altura, aos quais foram soldadas duas peças que permitiram o posterior encaixe dos pilares.

Como a carga irá ser aplicada através de um macaco hidráulico (actuador), houve a preocupação de colocar uma barra em aço maciço que fizesse com que a carga fosse distribuída por mais do que um ponto de contacto. O já referido aparelho de aplicação da carga foi colocado a uma altura de 3,45 metros, e preso a um pilar auxiliar, que terá a função de uma parede de carga.

No que à instrumentação diz respeito, há a destacar a colocação de quatro deflectómetros (Figura 3.14), idênticos aos já usados nos ensaios das ligações mas com um alcance superior, em 4 pontos previamente escolhidos, como indicado na Figura 3.12. Estes localizam-se a 73 e a 311cm da base do pilar, em ambos os lados do pórtico. Será com base nos resultados fornecidos por estes que irão ser traçados os gráficos força/deslocamento para se calibrar o modelo numérico.

Foram também colocados extensómetros em alguns locais onde se previam grandes deformações com base nos modelos numéricos previamente feitos, para que se pudesse controlar melhor a carga até à qual o ensaio podia ser feito. Foi calculado um valor máximo

para as extensões, $952\mu\text{m}$, de modo a evitar que as barras entrassem em plastificação, situação que iria condicionar os ensaios futuros. Durante a realização dos ensaios houve sempre o controlo do valor das extensões de forma eficaz, como se poderá comprovar no subcapítulo da análise de resultados. Na imagem 3.14 pode-se observar o pormenor da colocação dos extensómetros usados.

Ambos os aparelhos acima referidos foram ligados ao aparelho de processamento de sinal, *datalogger*, responsável pela gravação dos dados para posterior análise.



Figura 3.14 – À esquerda um dos deflectómetros usados e à direita um extensómetro

Devido ao facto de se tratar de uma estrutura muito esbelta, optou-se por restringir os movimentos laterais da parede para que este não tivesse deformações fora do seu plano. Novamente com recurso a estruturas auxiliares existentes no laboratório, foi criada uma “guia” de roldanas que impediam os deslocamentos referidos sem interferirem, através do atrito, nos resultados finais.

3.4.4 DESCRIÇÃO DO ENSAIO

O carregamento é do tipo monotónico e foi aplicado um controlo de deslocamento de $0,01\text{mm/s}$ em todos os ensaios. Como já foi dito, houve a preocupação de controlar as extensões para que nenhuma barra entrasse em plastificação durante o ensaio, o que levou a parar o primeiro ensaio para um valor de 4.75 KN de carga aplicada pelo actuador. Sendo que este primeiro ensaio era o mais desfavorável, nos ensaios seguintes poderia-se atingir esta carga sem existir perigo de plastificação da estrutura. Assim, todos os ensaios foram realizados sensivelmente até o mesmo valor de carga, o que permitiu uma melhor análise posterior dos resultados. À parte disto existe o último ensaio, em que o objectivo era levar o pórtico até à rotura, o que implicou que se tivessem atingido valores superiores para a carga aplicada.

Como ja foi indicado no sub capítulo 3.7.1, para a realização do segundo ensaio foram adicionadas à estrutura base as placas OSB, aparafusadas a esta. Em relação a este pórtico, para o terceiro ensaio, houve apenas a necessidade de adicionar um módulo de parede, que é aparafusado às treliças de pavimento e a uma das terliças de pilar. Existe em anexo uma fotografia de cada um destes ensaios que permite observar o que aqui é explicado.

3.4.5 RESULTADOS E CONCLUSÕES

Dos dois tipos de aparelhos de medição usados durante os ensaios, apenas irão ser alvo de análise os resultados dados pelos deflectómetros. Esta análise irá ser feita apenas para um deles, na medida em que todos os raciocínios e conclusões poderão ser extrapolados para os outros pontos. Na Figura 3.15 estão representadas as curvas força/descolamento dos três ensaios realizados, sendo respeitantes ao deflectómetro colocado a 311 cm de altura.

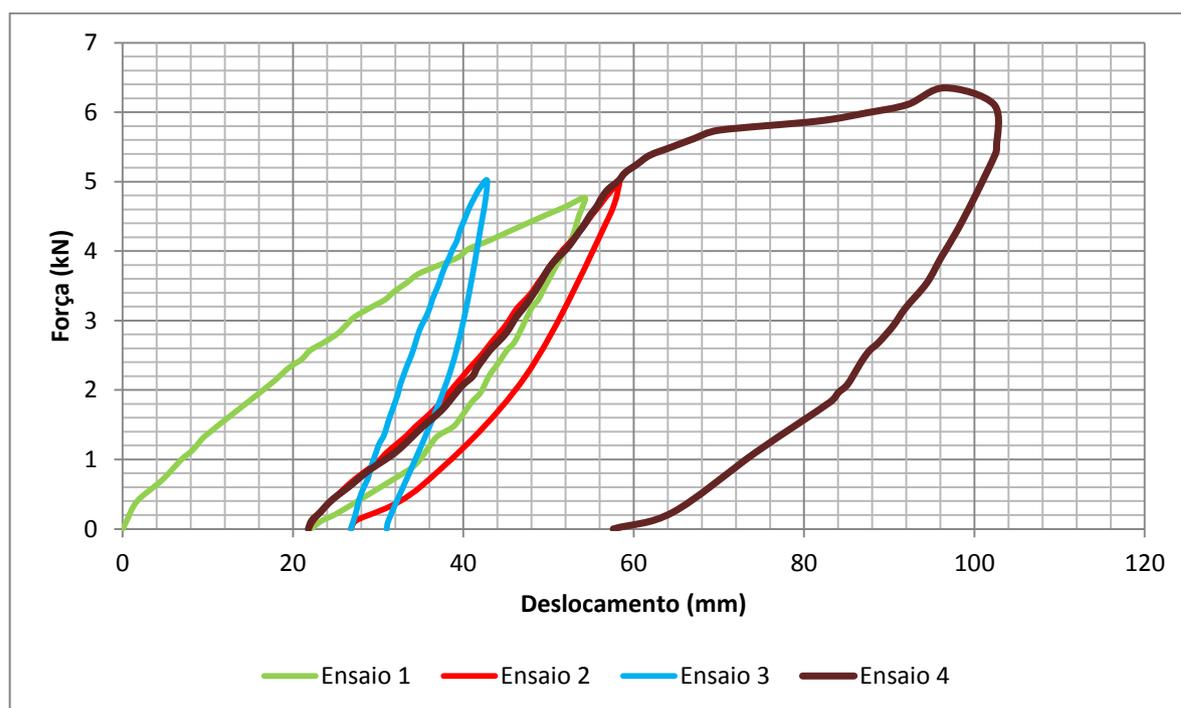


Figura 3.15 – Gráfico força/deslocamento dos quatro ensaios realizados

Ao analisar-se estes gráficos constata-se desde logo que o primeiro ensaio apresenta na fase de carga uma curva muito mais acentuada, por oposição aos seguintes. Esta diferença é explicável pelo facto de este ensaio ser influenciado pelos fenómenos de instabilidade que, como é referido no subcapítulo 2.2, ocorrem em fase elástica resultando numa não linearidade

do comportamento da parede, coisa que não se verifica com a mesma notoriedade nos restantes. Isto leva a que a rigidez do modelo só possa ser avaliada na fase de descarga do ensaio, já que é aqui que se observa um comportamento elástico do pórtico. Assim, da análise da curva do Ensaio 1, conclui-se que se atingiu uma deformação de 54mm para uma carga de 4,75kN, sendo que existiu uma posterior recuperação de 32mm, que se traduzem na deformação final de 21,8mm existente quando já não existia carga alguma aplicada na parede. A rigidez inicial deste portico é de 120 N/mm.

Para simplificar a interpretação dos resultados, optou-se por colocar a curva do Ensaio 2 a começar com um deslocamento inicial de 22mm, já que esta era a deformação que existia quando este se iniciou. Aqui pode-se observar que na fase de carga o comportamento é muito semelhante à fase de descarga do ensaio anterior, o que leva a que seja retirada daqui uma das conclusões mais importantes de todo o estudo: não existe um acréscimo significativo de rigidez devido à colocação das placas de OSB. Tendo este ensaio começado com 22mm de deformação e sendo o seu valor final de 26,8mm, conclui-se que este acréscimo é causado pelo ligeiro aumento da carga atingida durante a realização do ensaio, 5kN por oposição aos 4,75 anteriores. É possível supor que, caso o ensaio tivesse sido limitado para o mesmo valor de carga, o acréscimo de deformação deste seria residual e que teria ocorrido sempre em fase elástica.

Seguindo a mesma linha de pensamento acima referida, a curva no Ensaio 3 começa com um deslocamento inicial de 26,8mm. Analisando esta, conclui-se facilmente que estamos perante uma estrutura bastante mais rígida, já que o declive da recta é mais acentuado, situação provocada pela acrescento de um módulo de parede à estrutura, sendo que já foi tomado como certo a pouca contribuição das placas de revestimento. A rigidez deste do pórtico neste ensaio é de 375 N/mm.

O quarto ensaio não é mais do que a repetição do segundo, e teve como objectivo analisar o comportamento do pórtico a uma carga superior aos 5kN anteriores. Como se pode observar no gráfico da Figura 3.15, o trajecto da curva deste último ensaio acompanha na perfeição o anterior, situação esperada, já que se está a analisar uma situação em que a rigidez não varia. Pouco depois de se ultrapassarem os 5N, a estrutura entrou no seu patamar de cedência e optou-se por parar o ensaio. Entre os 5kN e os 6,35kN (valor máximo atingido) observa-se que existem novamente deformações causadas pela não linearidade, dado que a estrutura ainda não havia sido solicitada para esta carga.

Em anexo poderão ser consultadas várias fotografias destes ensaios, onde será possível observar o comportamento do pórtico, como também constatar a existência dos fenómenos de instabilidade local e global referidos no subcapítulo 2.2.2.

3.5 ENSAIO DOS PROVETES DE AÇO ENFORMADO A FRIO

Depois de se terem concluídos todos os ensaios acima descritos, há ainda a necessidade de conhecer com o maior rigor possível o tipo de material de que são feitas as treliças. O aço enformado a frio apresenta a particularidade, pelo seu processo de fabrico, de apresentar algumas variações consideráveis de tensão de cedência mesmo dentro do mesmo rolo de chapa fina, supostamente todo com as mesmas características. Posto isto, foram retirados aleatoriamente três provetes em diferentes locais da estrutura para se ensaiarem e assim se determinar as suas características a introduzir no modelo numérico. Na Figura 3.16 pode-se observar um desses provetes antes e depois de concluído o ensaio.

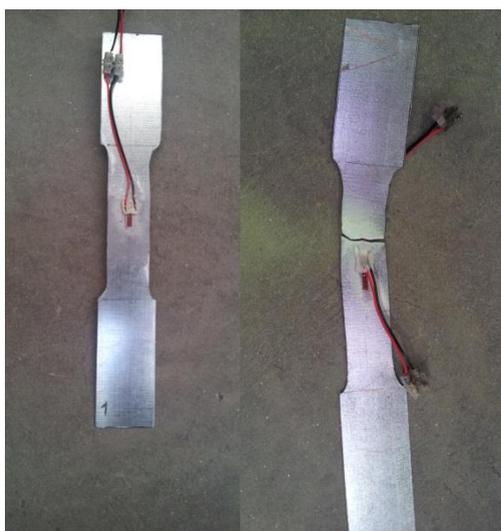


Figura 3.16 – Provette ensaiado à tracção

3.5.1 RESULTADOS E CONCLUSÕES

O ensaio realizado à tracção permitiu observar, tal como se esperava, que existem variações significativas nas tensões de cedência e última dos três provetes. Os três resultados obtidos para a tensão de rotura foram de 444MPa, 433MPa e 366MPa, sendo este último o que está

representado na Figura 3.17 e o escolhido para introduzir no modelo. A sua tensão de cedência é de 262MPa.

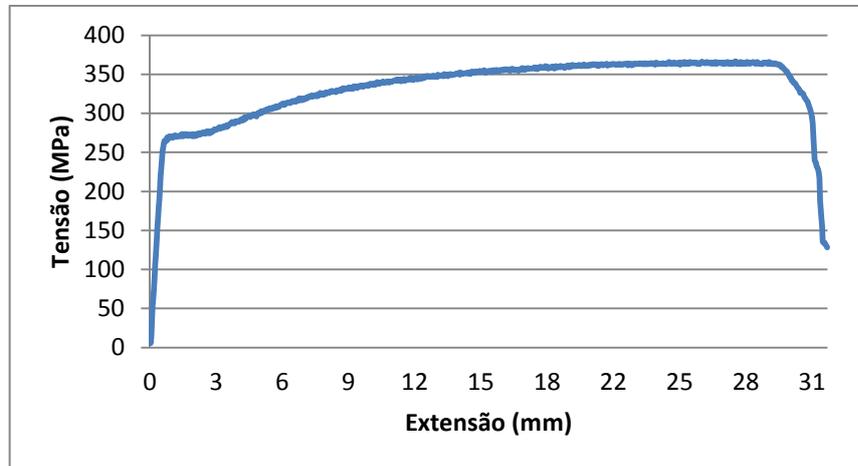


Figura 3.17 – Gráfico tensão/extensão do material utilizado

4 ANÁLISE NUMÉRICA

Com o aparecimento dos computadores como ferramenta de trabalho, deu-se o desenvolvimento do cálculo numérico, pela possibilidade que estes oferecem de resolver sistemas algébricos com um grande número de equações. Este tipo de cálculo, baseado no Método do Elementos Finitos, através da discretização do meio contínuo e da substituição das equações diferenciais por equações algébricas, tornou-se a ferramenta mais poderosa na resolução de problemas de Engenharia, nomeadamente na análise de estruturas (Silva, 2004). Em geral, os diferentes softwares existentes no mercado permitem que sejam considerados vários tipos de elementos finitos como elementos de viga, de casca, sólidos, de membrana, entre outros. Neste trabalho foram apenas usados os primeiros.

Nos pontos seguintes irá ser apresentada a explicação detalhada de como se procedeu à modelação do pórtico em computador, em especial à sua calibração. Este tem como objectivo representar com o maior rigor possível a parede ensaiada no que à resistência a cargas horizontais diz respeito. Toda a complexidade que é inerente a este tipo de estruturas torna que seja muito difícil e extremamente exigente a nível de cálculo computacional representar a parede com elevado rigor, pelo que a preocupação ao longo desta parte do trabalho é a de criar um modelo que represente apenas o comportamento mediante cargas horizontais. Assim, todo o processo de calibração que irá ser descrito é baseado exclusivamente na comparação das deformações. Os fenómenos instabilidade global, local e distorcional que são característicos dos perfis em aço enformado a frio não serão tidos em conta explicitamente, apesar de estarem implícitos nos resultados obtidos experimentalmente através da não linearidade, como já foi referido atrás.

Para realizar a análise numérica do pórtico em estudo foi utilizado o software de cálculo *Abaqus*, no qual foi feito o modelo da parede apenas com o seu “esqueleto base” em aço, sem contabilizar os revestimentos.

4.1 MODELAÇÃO EM ABAQUS

Este software, apesar de não ser o mais intuitivo, é um dos que efectua os cálculos com maior rigor, pelo que foi o escolhido para se fazer o modelo numérico. Na medida em que a parede foi contraventada para a realização dos ensaios, optou-se por criar o modelo em 2D, de acordo com os dados indicados no sub-capítulo 3.7.2. O desenvolvimento do modelo do pórtico em estudo requer que sejam feitas algumas considerações pontuais. Sendo que os únicos dados relevantes recolhidos durante os ensaios experimentais foram os deslocamentos em determinados pontos, existe nesta fase do trabalho uma escassez de informação a introduzir no software de cálculo de modo a obter uma primeira aproximação satisfatória. Assim, todo este processo passa por uma constante tentativa de aproximação dos deslocamentos no topo do pilar obtidos pelo ensaio e pelo modelo numérico. Aqui o software *Abaqus* teve um papel proponderante, na medida em que o seu *output* nos dá a evolução da deformação com o incremento da carga, permitindo assim que se trace o gráfico força-deslocamento para ser comparado ao obtido experimentalmente.

A estratégia adoptada para a modelação foi a de criar elementos separados, em tudo condizente com a realidade. Mais concretamente foi criado um elemento para cada uma das quatro treliças e um quinto para os pilares, aos quais foram atribuídas as secções transversais correspondentes, assim como as características do material de cada uma. Esta abordagem permitiu que durante a fase de calibração do modelo, esta pudesse incidir não só nas ligações viga-pilar, mas também na iteração entre os pilares e as treliças de pilar ou entre estas e as treliças de pavimento, situação que se observou durante os ensaios ser merecedora de uma análise cuidada.

A primeira aproximação feita teve em conta a consideração de ligações rígidas entre o pilar e as treliças de pilar e entre ambas as treliças. Quanto à ligação viga-pilar esta foi modelada através de molas, às quais foi atribuída uma rigidez axial, de corte e rotacional de acordo com os resultados obtidos no ensaios experimentais. Os apoios do pórtico foram considerados rotulados, com o intuito de corresponderem o mais possível à realidade.

Na Figura 4.1 apresenta-se a deformada obtida para uma carga de 4,75 kN, aplicada à altura de 3,45 metros. Esta apresentou uma deformação de 3,29 mm à altura de 311 cm, ponto no qual foram obtidos os resultados experimentais, valor extremamente baixo, o que querará dizer que o modelo é neste momento muito mais rígido do que a realidade. Apesar de não ser muito preceptível na imagem, a maneira como a estrutura se deforma não se assemelha muito ao que se verificou na realidade. Existem duas zonas indicadas na mesma imagem que se verificou serem merecedoras de uma análise mais cuidada.

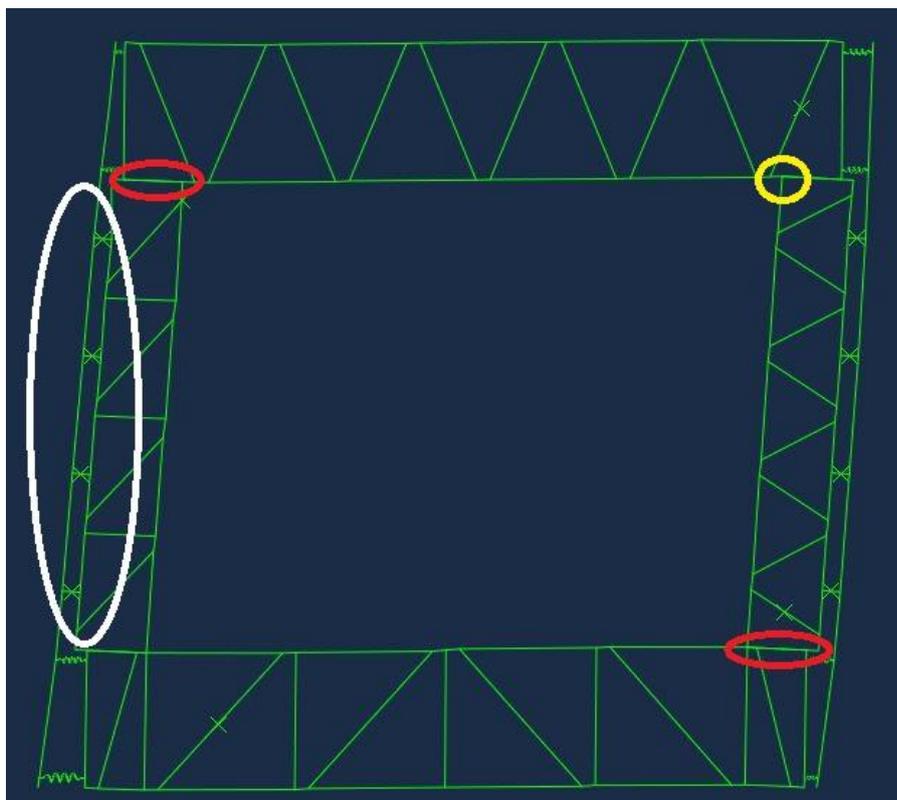


Figura 4.1 – Deformada da estrutura antes da calibração

A primeira zona, assinalada a branco, mostra que as ligações rígidas consideradas entre o pilar e a treliça do pilar não seriam a melhor opção. É fácil observar que o pilar não apresenta nenhuma deformação nesta zona, ao contrário da parte superior e inferior deste. Neste caso decidiu-se retirar as ligações rígidas e substituí-las por molas, às quais foi atribuída uma rigidez axial muito elevada e uma de corte baixa, para assim se poder simular o escorregamento que se observou no ensaio e que será um factor que aumentará consideravelmente a deformação. Este escorregamento, à semelhança de outros fenómenos, não é medido através de nenhum instrumento, nem é sequer visível em fotografias, mas aquando da realização do ensaio foi possível constatar que ele existe.

Dentro dos círculos vermelhos está a zona de contacto entre as treliças de pilar e as de pavimento onde se verificou existir tendência para estas se afastarem, ao contrário das outras duas em que existiam esforços de compressão. Estas duas situações devem ser modeladas em separado. Se na zona de compressão basta que se considerem as superfícies em contacto permanente entre elas, na de tracção há que ter em conta o comportamento verificado no ensaio. Na Figura 4.2, é possível observar que houve um “levantamento” do montante

pertencente à treliça de pilar. Por forma a simular esta situação, optou-se novamente pela colocação de molas.



Figura 4.2 – Pormenor do comportamento da estrutura durante o ensaio

4.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO

Depois de serem introduzidas as correcções acima sugeridas observou-se que havia ainda uma mais duas zonas cujo comportamento não correspondia ao que se havia verificado no ensaio. A primeira é respeitante às ligações viga-pilar, que apesar de na primeira deformada não terem chamado à atenção, depois de se iniciar a calibração concluiu-se que eram demasiado rígidas, pelo que o valor inicial de 1500 N/mm foi sendo reduzido gradualmente. A outra zona, indica na Figura 4.1 pelo círculo amarelo, comporta-se no modelo de uma forma muito rígida, apesar de no ensaio se ter observado uma grande deformação com o montante horizontal da treliça de pavimento a sofrer um considerável empenamento. Esta situação foi modelada no programa através da introdução de uma rótula neste local, situação que traduz melhor a realidade. Com base nestas modificações todas, foram sendo feitas várias aproximações até se chegar ao valor pretendido para a deformação. Não havendo interesse prático na evolução do modelo, serão apenas apresentados os resultados finais da calibração, no subcapítulo 4.3.

4.3 RESULTADOS

Na Figura 4.3, pode-se observar o gráfico em que se encontram as curvas do ensaio, do modelo antes da calibração e depois. Como já foi descrito atrás, o resultado que se pretende

para a deformação não são os 54 mm lidos directamente do gráfico, mas sim 32 mm. Para ser mais fácil de comparar optou-se por colocar as curvas do modelo a iniciar para um valor de 22 mm de deformação, valor que se verificou ser causado pela não linearidade, e assim que deverá ser deixado de parte nesta análise. Depois de calibrado, o modelo apresenta uma deformação de 30,87 mm o que prefaz um valor de 52,87 mm de deformação total. A rigidez axial da ligação viga-pilar, depois de calibrada, era de 500 N/mm², um valor inferior ao esperado.

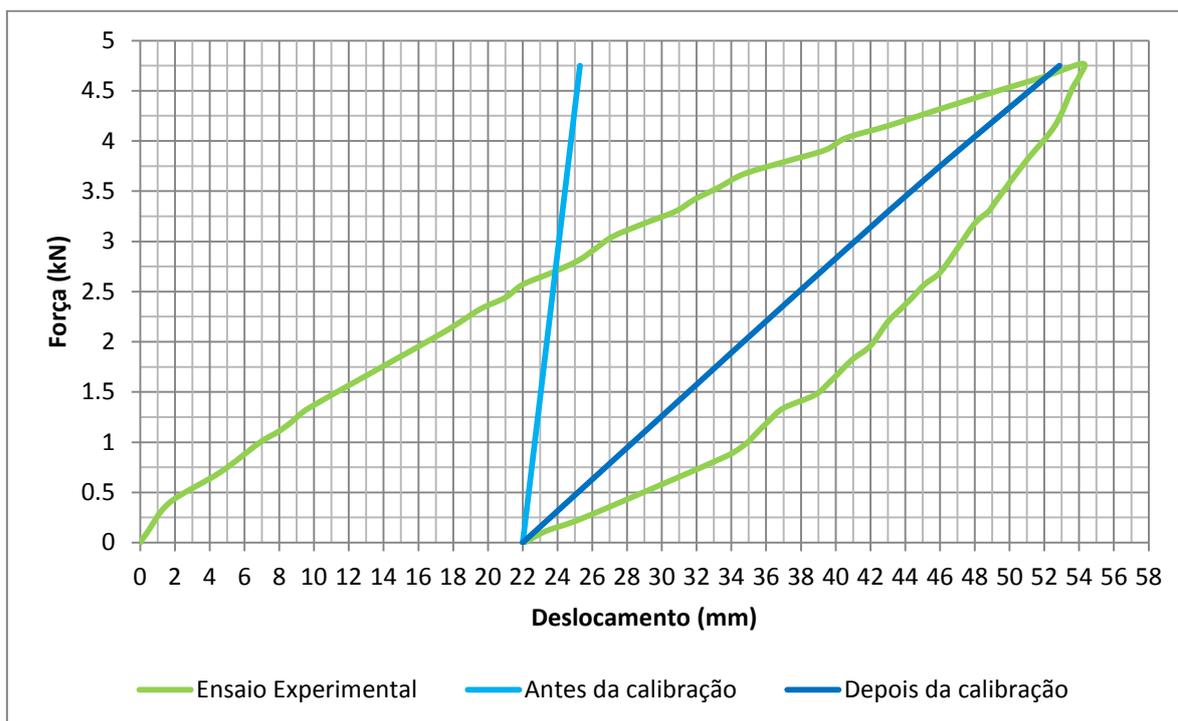


Figura 4.3 – Gráfico Força/deslocamento do ensaio experimental e do modelo antes e depois de calibrado

A deformada que se pode ver na Figura 4.4 é a obtida depois da calibração e a que fornece os valores acima referidos. Esta já tem de facto um comportamento bastante idêntico ao que havia sido observado na fase experimental do estudo. Conclui-se portanto que o modelo numérico desenvolvido permite fazer estimativas da resposta a cargas horizontais diz respeito.

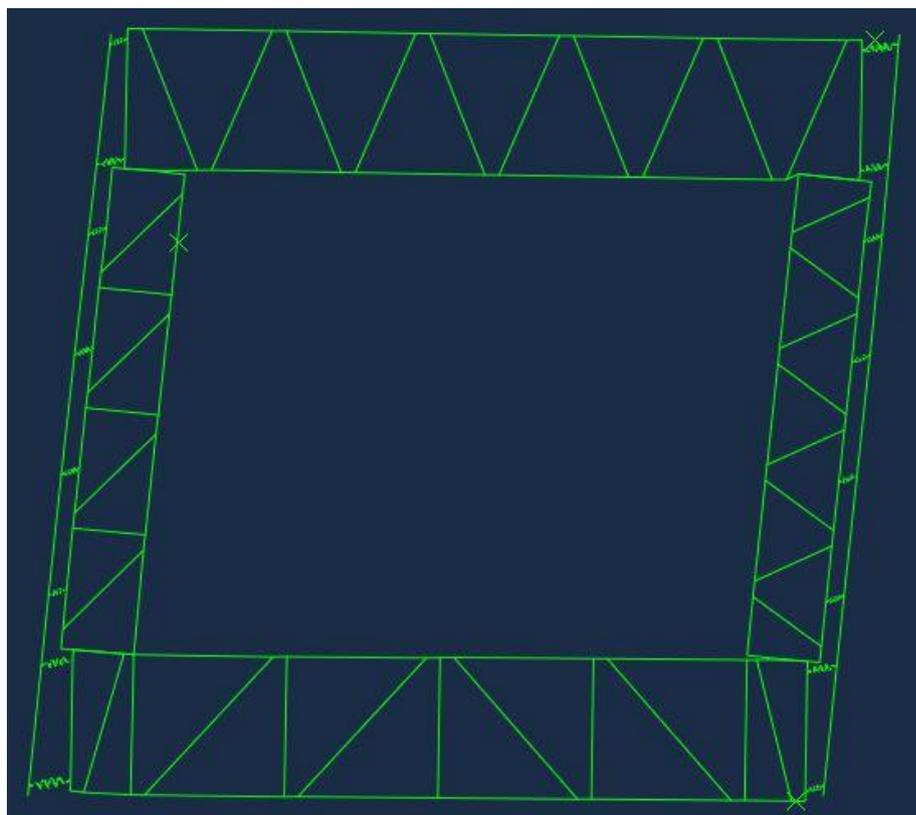


Figura 4.4 –Deformada do modelo já calibrado

4.4 CALIBRAÇÃO DO MODELO COM OSB E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Apesar de se terem usado os resultados dos ensaios apenas para calibrar o modelo acima descrito, há todo o interesse em tentar saber qual poderia ser a contribuição das placas de OSB caso as suas ligações à estrutura fossem mais eficazes. Assim, depois de já ter o modelo base calibrado, adicionaram-se elementos que simulam as placas de revestimento. Nas sua ligação à estrutura houve a preocupação de tentar que estas fossem o mais rígidas possível. Os resultados obtidos mostraram que, mesmo com estas condições, o acréscimo de rigidez era residual, tendo a deformação diminuído apenas 1 mm em relação aos 30,87 mm obtidos anteriormente, indo em tudo de encontro aos resultados também obtidos experimentalmente no 2º ensaio.

Pela a análise da deformada, é possível constatar que a grande causa desta ineficácia é o facto de, nas zonas em que as placas se comprimem entre si, estas saírem do plano em que é suposto se deformarem, perdendo assim a eficácia que poderiam acrescentar à estrutura caso tal não acontecesse. Isto é causado pela sua tendência para funcionarem individualmente como corpo rígido, referida no subcapítulo 2.3.

5 CONCLUSÕES E ESTUDOS FUTUROS

Sendo o OSB um revestimento muito usado na concepção destas paredes, existem algumas conclusões a tirar sobre ele. A principal, e já referida no subcapítulo 3.4.5, é a de que este não oferece nenhum acréscimo de rigidez à estrutura. Este foi um resultado que não era o esperado quando se deu início ao trabalho, mas durante a montagem da parede é fácil constatar que seria difícil notar-se a sua contribuição por duas razões. Uma é a de que não existe grande rigor na fixação deste às treliças (e já se sabia de ante-mão a importância que estas teriam nos resultados, com base nos ensaios referidos no subcapítulo 2.3). Esta é feita por meio de parafusos auto-perfurantes que o unem a uma madre, também esta aparafusada à estrutura. A outra é a de que as placas de OSB são acopoladas às treliças antes da montagem da parede o que implica que se tratem de quatro placas separadas (oito, se considerarmos as duas faces da parede). Isto faz com que, depois de se proceder à montagem do pórtico, exista sempre um ligeiro afastamento entre as placas.

Pelo que é referido no subcapítulo 2.3, já se esperava que as placas tivessem tendência para funcionar em separado, como corpo rígido, o que juntando ao referido afastamento existente ainda condiciona mais a não contribuição do revestimento para o aumento da rigidez. Mesmo que as placas de revestimento sejam cortadas com uma enorme precisão, tentando minorar quanto possível este afastamento, estas teriam sempre um comportamento idêntico, acrescentando ainda o facto de na fase de montagem se perder o espaço para conseguir montar a parede de forma eficaz.

Os resultados apresentados no subcapítulo 4.4 vão de encontro a isto, onde se conclui que, mesmo que se consiga garantir uma melhor conexão entre a estrutura e o OSB, com esta geometria específica, dificilmente se atingirá o ganho de rigidez pretendida. Uma solução possível seria a de tentar aumentar a área de contacto entre as placas, mas isso iria condicionar a funcionalidade ou a arquitectura da parede. Caso fosse possível colocar uma placa só de

OSB que envolva a parede toda, seria de esperar que houvesse um aumento de rigidez, contudo esta é uma solução que será de extrema dificuldade de realizar em obra, e só serviria caso a parede fosse toda preenchida.

Posto isto, a solução poderá passar pela adopção de um revestimento com a mesma funcionalidade e que consiga oferecer o desejado acréscimo de rigidez, ou pela não inclusão destas placas nos cálculos futuros, sendo que em alguns casos poderá ter de levar ao aumento da robustez da estrutura base.

No que à parte numérica diz respeito, ficou demonstrado que é possível modelar o comportamento elástico-linear de uma parede em aço enformado a frio, apesar de todas as particularidades que este material apresenta. Se por um lado é evidente que um modelo que use elementos finitos de casca era muito mais rigoroso e que permitiria até tirar conclusões sobre o comportamento da secção transversal aos fenómenos de instabilidade locais, é também indiscutível que esse obrigaria a um volume de cálculo muito superior, o que condicionava em muito o seu desenvolvimento, por oposição a um modelo 2D de barras que apresenta os seus resultados finais numa questão de segundos, podendo-se otimizar muito mais o seu resultado final.

Este modelo poderá ser usada para uma futura análise sísmica da estrutura, já que esta se traduz através de cargas horizontais, em tudo idêntico à análise já feita. O processo, de forma simplificada, passará apenas pela introdução de espectros sísmicos no software de cálculo. Caso se pretenda desenvolver este estudo, pode ser também conveniente calibrar novamente o modelo com base em ensaios mais adequados, como por exemplo um ensaio “push-over”, em que a estrutura seria solicitada a cargas horizontais nas duas direcções.

Pelos resultados referidos no subcapítulo 2.2 relativos aos ensaios de ligações aço-OSB já se saberia que esta ia ser uma condicionante que não se iria conseguir ultrapassar. Existirá todo o interesse em desenvolver uma forma de garantir que estas ligações sejam eficazes o suficiente por forma a se traduzir num aumento da rigidez da estrutura.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Chou S. M., Rhodes J., (1995) “Review and Compilation of Experimental Results on Thin-Walled Structures”, pp. 47-67.
- Fulop L.A., Dubina D., (2004). “Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading Part 1: Experimental research”, Thin-Walled Structures, Volume 42, Issue 2.
- Fulop L.A., Dubina D., (2006). “Design criteria for seam and sheeting-to-framing connections of cold-formed steel shear panels”. Journal of Structural Engineering, ASCE, Volume 132, Issue 4.
- Gherzi A., Landolfo R., e Mazzolani, F. M. (2002). Design of Metallic Cold-formed Thin-walled Members, Spon Press, New York.
- Lemoine, B. (2006), “Steel, an ecological construction material for a Sustainable Development”, <http://www.cbca-iabr.org.br/upfiles/downloads/Aco-um-material-de-construcao-ecologica-para-um-desenvolvimento-sustentavel.pdf>
- Maydl P., (2004). “Sustainable Engineering: State-of-the-art and Prospects”, Structural Engineering International, Volume 14, 3, pp. 176-180.
- Pinto, A. E. M. R., (2010), “Estabilidade Local de Perfis de Aço Enformados a Frio”, Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa – Instituto Superior Técnico
- Rhodes J., (2003). “Thin-Walled Structures” Volume 41, 2-3, pp. 207-226.
- Silva V. D., (2004). Mecânica e Resistência dos Materiais, 3ª Edição, Zuari, Coimbra.
-

Silvestre N., Camotrim D., (2006). “Análise e dimensionamento de estruturas de aço enformadas a frio”, Apontamentos de apoio à disciplina de Análise e Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço Enformadas a frio, Aço-Inox e Alumínio, 1º Curso de Mestrado em Construção Metálica e Mista – Instituto Superior Técnico.

Veríssimo H., (2008). “Dimensionamento de elementos estruturais de aço enformados a frio de acordo com o Eurocódigo 3” Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa – Instituto Superior Técnico.

WCED, (1987), “Our Common Future - Brundtland Report”, World Commission on Environment and Development, Oxford University Press, Oxford

Yu, W. W., (1992). Cold-formed Steel Design, John Wiley, New York.

7 ANEXOS

A - FOTOGRAFIAS DOS ENSAIOS DAS LIGAÇÕES

A.1 - LIGAÇÃO À TRAÇÃO

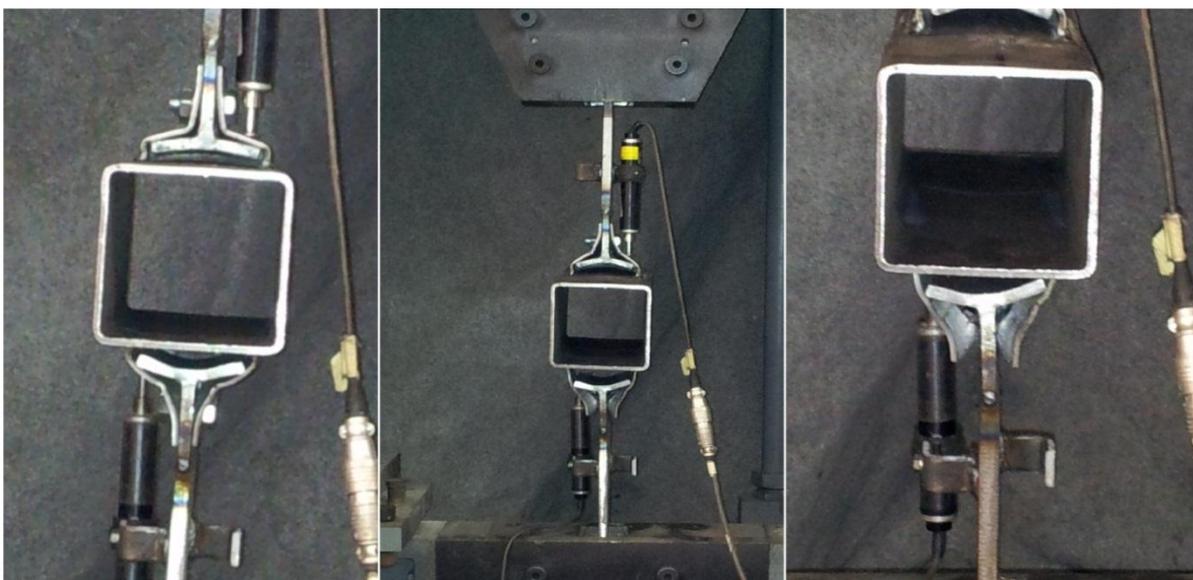


Figura 7.1 – Pormenor da evolução da deformação



Figura 7.2 – Modo de rotura da ligação à tracção

A.2 - LIGAÇÃO À FLEXÃO



Figura 7.3 – Modo de rotura da ligação à flexão

A.3 - TRELIÇA À TRACÇÃO



Figura 7.4 – Modo de rotura da treliça à tracção

B - FOTOGRAFIAS DOS ENSAIOS DO PÓRTICO



Figura 7.5 – Pórtico do 1º ensaio



Figura 7.6 – Pórtico do 2º ensaio



Figura 7.7 – Pórtico do 3º ensaio



Figura 7.8 – Pormenor do empenamento assinalado com o círculo amarelo na Figura 4.1



Figura 7.9 – Duas perspectivas da deformação observada no 4º ensaio



Figura 7.10 – Pormenor dos modos de instabilidade local



Figura 7.11 – Pormenor dos modos de instabilidade local



Figura 7.12 – Pormenor da deformação numa das treliças



Figura 7.13 – Peça da ligação viga pilar antes e depois dos ensaios