

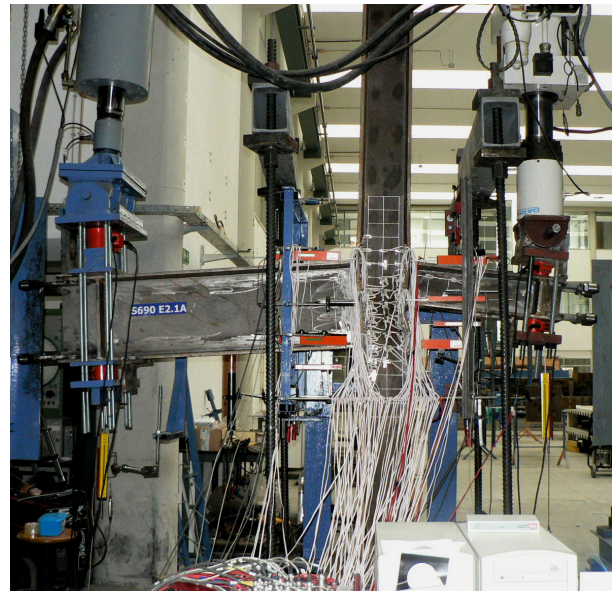
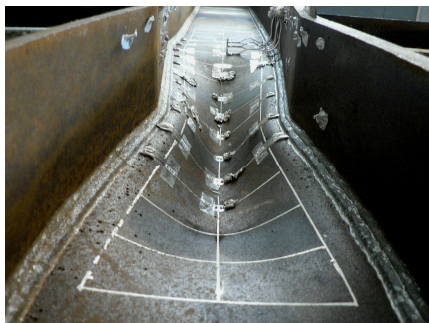
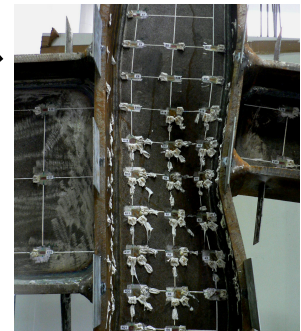
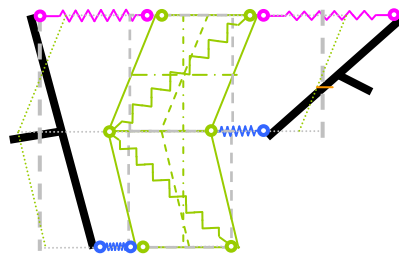
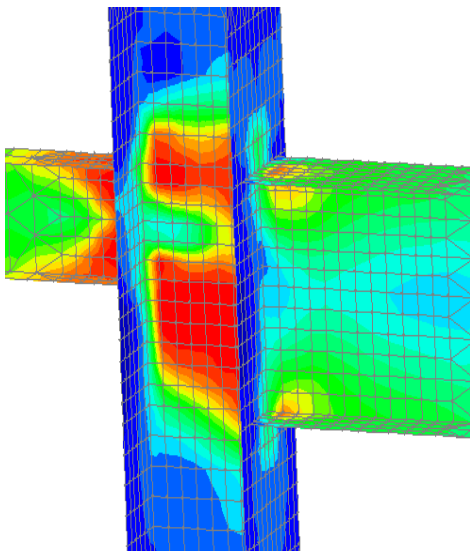


Departamento de Engenharia Civil

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

# COMPORTAMENTO DE JUNTAS SOLDADAS EM NÓ INTERNO COM VIGAS DE DIFERENTES ALTURAS E AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA

Sandra Filomena da Silva Jordão Alves



Tese submetida à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Doutoramento em Engenharia Civil especialidade de Mecânica das Estruturas e dos Materiais



Departamento de Engenharia Civil

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

**COMPORTAMENTO DE JUNTAS SOLDADAS EM NÓ INTERNO  
COM VIGAS DE DIFERENTES ALTURAS E AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Sandra Filomena da Silva Jordão Alves

Orientadores

Prof. Dr. Luís Alberto Proença Simões da Silva

Prof. Dr. Rui António Duarte Simões

Tese submetida à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra  
Doutoramento em Engenharia Civil especialidade de Mecânica das Estruturas e dos Materiais

Coimbra, Março 2008

## **Agradecimentos**

---

O trabalho realizado na presente tese teve início a meio do ano de 2004. Como qualquer trabalho de doutoramento, constituiu um caminho longo, que teria sido ainda mais longo sem a ajuda de todas as pessoas que de alguma forma contribuíram. Gostaria de aproveitar esta oportunidade para lhes endereçar o meu agradecimento.

De entre todos, destaco os orientadores do trabalho, Professor Doutor Luís Alberto Proença Simões da Silva, e Professor Doutor Rui António Duarte Simões, pelo empenho e disponibilidade com que acompanharam este trabalho. Souberam sempre dar-lhe um rumo compatível com as suas vastas experiências e enquadrá-los nos interesses da investigação actual. Gostaria de agradecer em particular as longas sessões de “brainstorming” sobre os aspectos mais complexos do trabalho.

Gostaria de endereçar um agradecimento muito especial ao Professor Jean Pierre Jaspert, pela pequena grande ajuda que teve a amabilidade de trazer à conclusão deste trabalho.

Tendo em conta que todos os aspectos desenvolvidos na presente tese têm como ponto de partida conceitos por ele desenvolvidos, gostaria de deixar também uma homenagem pelos longos anos de trabalho de investigação na área de estruturas metálicas e mistas, que conduziram a um acervo extraordinário de teoria de base sobre várias temáticas, nomeadamente sobre um vasto conjunto de assuntos tratados no Eurocódigo 3.

Ao Professor Altino Loureiro, por toda a paciência e simpatia, e por todos os ensinamentos preciosos sobre comportamento e ensaio dos materiais.

Ao Professor Victor Dias da Silva, por ter a sua porta sempre aberta. Lá dentro está sempre a sua enorme sabedoria, carácter e amizade.

Aos meus colegas que mais de perto acompanharam o trabalho: Aldina, Ana Girão, Luciano Lima, Luís Borges, Luís Costa Neves, Pedro Simão e Prof. Pedro Velasco. Todos eles contribuíram com pequenas ajudas que foram desde a discussão de ideias, disponibilização de livros e documentos, passando pela simpatia e boa disposição.

À Cristina. Pelas ajudas e pela simpatia.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas, do Laboratório de Construções e do Departamento de Engenharia Civil: Sr. David, José António, Luís Gaspar, Miguel, Olegário João e Sr. Paulo. Agradeço a

ajuda inestimável, a boa vontade, a boa disposição, e sem dúvida, as longas horas de trabalho madrugada dentro.

A todos os meus familiares e amigos que compreenderam. Em especial à minha mãe e ao Pedro. Obrigada pelo apoio e pela infinita paciência.

Gostaria de aproveitar esta oportunidade para deixar uma homenagem ao Professor Doutor Luís Alberto Proença Simões da Silva, por todo o trabalho que tem vindo a desempenhar na área das estruturas metálicas ao longo das duas últimas décadas, e que sem dúvida se reflectiu sobre a presente tese.

O seu trabalho teve o mérito inicial de reconhecer a área de estruturas metálicas como um campo de possibilidades e futuro, e a coragem de a perseguir apesar de ser um assunto muito pouco implantado no nosso país. O trabalho que tem vindo a desenvolver é visionário e estruturado, abrangendo todas as áreas necessárias para o desenvolvimento consistente de uma nova tendência de construção, passando pela implementação e reforço do ensino da cadeira de estruturas metálicas e criação do primeiro mestrado nacional específico na área, trabalho de investigação transversal com centros de estudo de estruturas metálicas em outros países e ligação à indústria de produção, projecto e construção de estruturas metálicas. O seu trabalho estende-se a áreas de planeamento e desenvolvimento concertado entre os vários intervenientes da área de estruturas metálicas e mistas, sendo co-fundador da Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista e responsável por um número considerável de projectos de investigação e desenvolvimento, com financiamento nacional e internacional, que agregam participações de todos os quadrantes da área das estruturas metálicas.

Esta homenagem pretende traduzir o reconhecimento pelo seu trabalho sistemático, visionário e incansável que veio a criar sinergias e estabelecer uma plataforma de conhecimento, contactos e investigação a partir da qual surgiu a presente tese. Muito obrigada.

A autora agradece o apoio financeiro do Ministério da Ciência e Ensino Superior, através do programa POCI/ECM/55783/2004.

À memória da minha avó Maria da Piedade

## Resumo

---

O objectivo da presente tese consiste na caracterização do comportamento de juntas soldadas em nó interno com vigas de alturas distintas, sendo a avaliação realizada para aço macio corrente da classe S355 e aço de alta resistência da classe S690.

A investigação foi conduzida na perspectiva dos procedimentos estabelecidos no Eurocódigo 3, na medida em que este é o documento normativo europeu de referência relativamente ao dimensionamento de estruturas metálicas.

O trabalho desenvolvido divide-se em três partes. A primeira diz respeito ao estabelecimento de modelos numéricos de elementos finitos calibrados com resultados de ensaios experimentais. Estes modelos permitem reunir informação fundamental sobre o comportamento do novo tipo de nó, e são usados para testar todas as novas metodologias e formulações desenvolvidas para caracterizar o comportamento do novo tipo de junta.

A segunda parte diz respeito ao desenvolvimento de modelos de comportamento e análise para o novo tipo de nó, mais especificamente, modelos de molas e modelos analíticos. O desenvolvimento destes modelos baseou-se nos conceitos subjacentes à concepção de modelos homólogos preconizados no EC3, para nós externos e internos simétricos, e na informação obtida a partir dos modelos numéricos calibrados com os resultados dos ensaios experimentais, sobre o comportamento do novo tipo de nó.

A terceira parte do trabalho passou pela utilização das metodologias desenvolvidas (modelos numéricos, de molas e analíticos) para cumprir dois objectivos. Por um lado, para concluir a caracterização do comportamento do novo tipo de nó, na perspectiva do método das componentes, e estabelecer assim os chamados parâmetros  $\beta$  para nós internos com vigas de alturas diferentes. Por outro lado, os referidos modelos foram utilizados para avaliar a qualidade das formulações actuais para caracterizar o comportamento de juntas em aço de alta resistência da classe S690. Em função da referida avaliação foram identificados os pontos críticos da actual formulação, propostas formulações de correcção e identificadas áreas que necessitam de investigação mais aprofundada.

## **Abstract**

---

The main goal of this thesis is to characterize the behaviour of internal welded joints with beams of different heights, for mild steel grade S355 and high strength steel grade S690.

The research is carried out accordingly to the procedures established in Eurocode 3, since it is the European normative document for the design of steel structures.

The work developed is three-fold. The first part concerns the establishment of numerical finite element models calibrated with experimental results. These models brought some insight on the behaviour of the new joint, and are used through out the work, to test all the new methodologies and formulations proposed in order to characterize the behaviour of the new type of joint.

The second part concerns the development of behaviour and analysis models for the new joint, namely, spring models and analytical models. The development of these models was based on the theoretical concepts underlying the making of the homologous models in the Eurocode 3, for external and symmetrical internal nodes, and on the information gathered from the calibrated numerical models, for the new type of node.

In the third part, the new models (numerical, spring and analytical) were used to accomplish two purposes. On one hand, the models were used to characterize the behaviour of the new joint in the perspective of the Eurocode 3, by proposing new formulation for  $\beta$  parameters for asymmetrical internal nodes. On the other hand, the models were used to evaluate the applicability of the present formulations, for joints made up from high strength steel grade S690. From this evaluation it was possible to identify the critical spots on present formulations, propose new rectifying formulations and highlight the areas that need further investigation.

## Simbologia

---

### Caracteres latinos

a - Espessura de um cordão de soldadura

A – Extensão plástica máxima atingida durante o ensaio de tracção, em N/mm<sup>2</sup>

A<sub>b</sub> – Área da secção transversal da viga

A<sub>c</sub> – Área da secção transversal do pilar

A<sub>f</sub> – Área dos banzos de um perfil

Al – Alumínio

A<sub>v</sub> - Área de corte

A<sub>vc</sub> – Área de corte da secção transversal do pilar

A<sub>w</sub> – Área da alma de um perfil

B – Boro

b<sub>eff</sub> – Comprimento efectivo

b<sub>eff,c,wc</sub> – Comprimento efectivo da componente alma do pilar à compressão

b<sub>eff,t,wc</sub> – Comprimento efectivo da componente alma do pilar à tracção

b<sub>fb</sub> – Largura dos banzos da viga

b<sub>fc</sub> – Largura dos banzos do pilar

c - Compressão

C – Carbono

C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub>, C<sub>4</sub> – Constantes da expressão matemática de aproximação à curva real  $\sigma^*-\varepsilon^*$

CEV – Carbono equivalente de carbono

Cr – Crómio

b<sub>fc</sub> – Componente (método das componentes): banzo da viga à compressão

c<sub>fb</sub> – Componente (método das componentes): banzo do pilar à flexão

c<sub>wc</sub> – Componente (método das componentes): alma do pilar à compressão

c<sub>ws</sub> – Componente (método das componentes): alma do pilar ao corte

c<sub>wt</sub> – Componente (método das componentes): alma do pilar à tracção

Cu – Cobre

D - Largura total da grelha do condutor do extensómetro eléctrico ou controlo de deslocamento

D<sub>i</sub> – Transdutor de deslocamento na posição i

d<sub>1</sub> – Parâmetro de calibração relativo à projecção da espessura da soldadura da ligação viga-pilar no plano do banzo do pilar

d<sub>2</sub> – Parâmetro de calibração relativo ao comprimento da zona de transição alma banzo do pilar ao longo do painel



## Simbologia

$d_{wc}$  – Altura útil da secção transversal do pilar

$E$  – Ensaio ou Módulo de elasticidade

$E_h$  – Módulo de encruamento

$E_i$  – Extensómetro eléctrico na posição  $i$

$e_1$  – Parâmetro de calibração relativo à espessura do banzo do pilar ao longo de  $d_1$

$e_2$  – Parâmetro de calibração relativo à espessura da zona de transição alma banzo do pilar ao longo do painel

$F$  – Controlo de força na estratégia de carga do ensaio

$F_b$  – Força no banzo da viga

$F_e$  – Força correspondente à resistência elástica de um elemento estrutural

$F_{cr}$  – Força correspondente à resistência à instabilidade de um elemento estrutural comprimido

$f_{max}$  – Tensão máxima

$F_p$  – Força correspondente à resistência plástica de um elemento estrutural

$F_u$  – Força correspondente à resistência última de um elemento estrutural

$F_y$  – Força correspondente à cedência de um elemento estrutural

$f_y$  – Tensão de cedência

$f_{y,bf}$  – Tensão de cedência dos banzos da viga

$f_{y,bw}$  – Tensão de cedência da alma da viga

$f_{y,cf}$  – Tensão de cedência dos banzos do pilar

$f_{y,cw}$  – Tensão de cedência da alma do pilar

$G$  – Módulo de distorção do material aço em regime elástico

$G_{st}$  – Módulo de distorção do material aço relativo à zona de endurecimento

$h_b$  – Altura da secção transversal da viga

$h_c$  – Altura da secção transversal do pilar

$H_c$  – Altura do pilar

IC – Introdução de carga

$I_{fc}$  – Momento de inércia dos banzos do pilar

IM – Incrementação manual da carga o ensaio

J0 e J2,G3 – Especificação de qualidade relativa à soldabilidade

$k$  – Rigidez de um elemento flexível

$K$  – Coeficiente do extensómetro

$K_0$  – Coeficiente do extensómetro corrigido

$K_1$  – Coeficiente de rigidez relativo à zona elástica

$K_2$  – Coeficiente de rigidez relativo à zona plástica

$K_3$  – Coeficiente de rigidez relativo à zona de endurecimento

$K_{bi}$  – Coeficiente de rigidez relativo à zona elástica

$K_{bst}$  – Coeficiente de rigidez relativo à zona de endurecimento

$k_{cws}$  – Rigidez de rotação relativa à componente alma do pilar ao corte

- $K_{wc}$  – Factor de redução da resistência à tracção e à compressão, para ter em conta os possíveis efeitos da interacção com a tensão normal vertical proveniente do pilar.
- L - Comprimento total da grelha do condutor do extensómetro ou Especificação de qualidade relativa ao valor mínimo para a energia de impacto a temperaturas superiores a  $-40^{\circ}\text{C}$
- $L_0$  – Comprimento inicial do extensómetro no ensaio de tracção
- $l_1$  – Comprimento de uma linha de rotura
- L1 – Especificação de qualidade relativa ao valor mínimo para a energia de impacto a temperaturas superiores a  $-60^{\circ}\text{C}$
- $L_b$  – Vão livre da viga
- $L_c$  – Comprimento útil de um provete no ensaio de tracção
- $L_p$  – Comprimento de uma linha de rotura
- M - – Momento flector negativo
- M – Momento-flector
- M + – Momento-flector positivo
- $M_{bi}$  – Momento na viga no lado da junta i
- $M_{bpopl}$  – Momento correspondente à resistência pseudo-plástica de um elemento estrutural
- $M_{ci}$  – Momento actuante no pilar no limite inferior do painel
- $M_{cr}$  – Momento correspondente à resistência à instabilidade de um elemento estrutural comprimido
- $M_{cs}$  – Momento actuante no pilar no limite superior do painel
- $M_e$  – Momento correspondente à resistência elástica de um elemento estrutural
- Mn – Manganês
- Mo – Molibdénio
- $M_p$  – Momento correspondente à resistência plástica de um elemento estrutural
- $M_{sh}$  – Momento correspondente ao início da fase de encruamento do material constituinte de um elemento estrutural
- $M_u$  – Momento correspondente à resistência última de um elemento estrutural
- $M_y$  – Momento correspondente à cedência de um elemento estrutural
- n - Constantes exponencial da expressão matemática de aproximação à curva real  $\sigma^*-\varepsilon^*$
- N – Esforço axial
- N – Nitrogénio
- Nb – nióbio
- Ni – Níquel
- $N_{y,cw}$  – Esforço axial de plastificação do pilar
- P – Fósforo
- Pb – Chumbo
- Q – Especificação de condição de fornecimento como temperado e revenido.
- R – Raio de concordância de um provete plano para ensaio de tracção
- r – Resistência do condutor por metro

## Simbologia

R – Resistência eléctrica do filamento do extensómetro

$r_c$  – Raio de concordância entre os banzos e a alma de uma secção I ou H laminada.

$R_e$  – Para o aço macio é  $R_{eH}$  (tensão de cedência superior em  $N/mm^2$ ), para o aço de alta resistência é

$R_{p0,2}$  (tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% em  $N/mm^2$ ).

$R_m$  – Tensão máxima atingida durante o ensaio de tracção, em  $N/mm^2$ .

s - Corte

S – Enxofre

$s_s$  – Comprimento de introdução de carga.

Si – Silício

t - Tracção

$t_{fb}$  – Espessura dos banzos da viga

$t_{fc}$  – Espessura dos banzos do pilar

Ti – Titânio

$t_{pz}$  – Espessura do painel da alma do pilar

$t_{wb}$  - Espessura da alma da viga

$t_{wc}$  - Espessura da alma do pilar

U – Deslocamento de um nó de um elemento finito na direcção xx, em coordenadas globais

V – Esforço transversal ou Vanádio ou Deslocamento de um nó de um elemento finito na direcção yy, em coordenadas globais

$V_{bi}$  – Esforço transversal na viga no lado da junta i

$V_{ci}$  - Esforço transversal no pilar no limite inferior do painel

$V_{cs}$  - Esforço transversal no pilar no limite superior do painel

$V_{cwc,Rd}$  – Resistência ao corte da alma do pilar

$V_n$  – Esforço transversal no painel da alma do pilar

$V_{wp}$  – Esforço transversal no painel da alma do pilar

$v_y$  – Resistência elástica em corte

W – Deslocamento de um nó de um elemento finito na direcção zz, em coordenadas globais

Zr – Zircónio

## Caracteres gregos

$\alpha$  - Parâmetro redutor da capacidade resistente ao corte da junta, devido ao esforço axial proveniente da coluna (Krawinkler)

$\alpha_c$  - Parâmetro redutor da capacidade resistente da junta à tracção e à compressão, devida à interacção com esforço axial proveniente da coluna (Bose)

$\beta$  – Factor multiplicativo do corte no painel da alma de uma coluna, numa junta em nó interno, devido à acção de uma das vigas, de forma a ter em conta o corte provocado pela outra viga.

$\gamma$  – Deformação rotacional devida ao esforço de corte (distorção).

$\gamma_e$  – Deformação rotacional devida ao esforço de corte (distorção) correspondente à resistência elástica de um elemento estrutural

$\gamma_p$  – Deformação rotacional devida ao esforço de corte (distorção) correspondente à resistência plástica de um elemento estrutural

$\gamma_{sh}$  – Deformação rotacional devida ao esforço de corte (distorção) correspondente ao início da fase de encruamento do material constituinte de um elemento estrutural

$\gamma_u$  – Deformação rotacional devida ao esforço de corte (distorção) correspondente à resistência última de um elemento estrutural

$\gamma_u$  – Deformação rotacional devida ao esforço de corte (distorção) correspondente à cedência de um elemento estrutural

$\gamma_{M0}$  – Factor de segurança parcial

$\Delta$  - Intervalo entre leituras em incrementação manual

$\varepsilon$  - Extensão

$\varepsilon^*$  - Extensão logarítmica (real)

$\varepsilon_c^*$  - Extensão logarítmica que corresponde à tensão máxima da curva aparente

$\varepsilon_f^*$  - Extensão logarítmica que corresponde à tensão de rotura da curva aparente

$\varepsilon_j^*$  - Extensão logarítmica que corresponde à força  $F_j$  na curva aparente

$\varepsilon_{st}^*$  - Extensão logarítmica que corresponde à tensão para a qual se inicia o endurecimento na curva aparente

$\varepsilon_u^*$  - Extensão logarítmica que corresponde à tensão para a qual se inicia a estricção na curva aparente

$\varepsilon_{yh}^*$  - Extensão logarítmica que corresponde à tensão de cedência superior

$\eta$  - Coeficiente entre a carga da viga da esquerda ( $P_e$ ) e a carga da viga da direita ( $P_d$ ) numa junta em nó interno

$\theta$  – Rotação da junta

$\theta_\alpha$  – Rotação de um nó de um elemento finito

$\theta_\beta$  – Rotação de um nó de um elemento finito

$\sigma_c^*$  - Tensão real que corresponde à extensão máxima da curva aparente

$\sigma_c^*$  - Tensão real que corresponde à tensão máxima da curva aparente

$\sigma_f^*$  - Tensão real que corresponde à tensão de rotura da curva aparente

$\sigma_j^*$  - Tensão real que corresponde à força  $F_j$  na curva aparente

$\sigma_{st}^*$  - Tensão real que corresponde à tensão para a qual se inicia o endurecimento na curva aparente

$\sigma_u^*$  - Tensão real que corresponde à tensão para a qual se inicia a estricção na curva aparente

$\sigma_{yh}^*$  - Tensão real que corresponde à tensão de cedência superior da curva aparente

$\sigma^*$  - Tensão real na secção transversal do provete

$\sigma_i$  – Tensões normais horizontais no painel da alma do pilar, associadas com a introdução de carga

$\sigma_n$  – Tensões normais verticais no painel da alma do pilar, associadas com a flexão composta do pilar

$\tau$  – Tensões tangenciais no painel da alma do pilar, associadas com o esforço de corte

$\tau_{y,cw}$  – Tensão de cedência de corte da alma do pilar

## Simbologia

$\nu$  – Coeficiente de Poisson

$\varphi$  – Rotação associada com a introdução de carga

$\Phi$  – Factor de resistência associado ao cálculo da junta ao corte (AISC, 1990)

$\omega$  – Factor de redução da resistência à tracção e à compressão, para ter em conta os possíveis efeitos da interacção com o esforço de corte na alma do pilar.

# Índice

## Capítulo 1 Introdução

1.1	Introdução .....	1
1.2	Modelos para caracterização do comportamento de juntas soldadas: método das componentes.....	5
1.3	Resenha histórica .....	9
1.3.1	Introdução.....	9
1.3.2	Caracterização de resistência: esmagamento.....	9
1.3.3	Caracterização de resistência: instabilidade.....	10
1.3.4	Caracterização de resistência: modelos de linhas de rotura.....	11
1.3.5	Caracterização de resistência: interações de esforços.....	13
1.3.6	Modelos para caracterização do comportamento de juntas soldadas.....	14
1.4	Modelos analíticos.....	19
1.4.1	Introdução.....	19
1.4.2	Curvas $V_n-\gamma$ .....	25
1.4.2.1	Painel sem reforço.....	26
1.4.2.1.1	Domínio elástico.....	26
1.4.2.1.2	Resistência plástica do painel ao corte.....	27
1.4.2.1.3	Resistência última do painel ao corte .....	28
1.4.2.2	Painel com reforço.....	28
1.4.3	Curvas $M_b-\phi$ .....	31
1.4.3.1	Domínio elástico.....	31
1.4.3.2	Resistência plástica do painel sob a acção das cargas provenientes das vigas.....	33
1.4.3.3	Resistência pseudo-plástica do painel sob a acção das cargas provenientes das vigas.....	33
1.4.3.4	Resistência última do painel sob a acção das cargas provenientes das vigas.....	34
1.5	Modelos regulamentares.....	34
1.6	Aços de alta resistência .....	37
1.7	Organização do trabalho.....	41
	Bibliografia .....	45

## Capítulo 2 Avaliação experimental do comportamento das juntas

2.1	Introdução .....	53
2.2	Definição e execução do programa experimental .....	53
2.2.1	Seleccção das configurações a ensaiar .....	53

2.2.2	Descrição da instalação experimental .....	56
2.2.3	Instrumentação .....	59
2.2.3.1	Transdutores de deslocamentos.....	59
2.2.3.2	Extensómetros eléctricos .....	63
2.2.3.3	Células de carga .....	67
2.2.3.4	Fotogrametria .....	67
2.2.4	Caracterização dos materiais .....	68
2.2.4.1	Propriedades mecânicas .....	68
2.2.4.2	Propriedades químicas .....	69
2.2.4.3	Propriedades geométricas .....	69
2.2.5	Ligações realizadas por soldadura .....	70
2.2.5.1	Introdução .....	70
2.2.5.2	Ligações das vigas ao pilar.....	71
2.2.5.3	Reconstituição dos perfis de aço da classe S690 .....	71
2.2.6	Particularidades relativas aos ensaios experimentais .....	72
2.2.6.1	Efeito de baloiço .....	73
2.2.6.2	Efeito de onda .....	73
2.2.7	Estratégia de carregamento .....	74
2.2.8	Determinação do momento-flector .....	75
2.3	Ensaio das juntas de aço da classe S355.....	76
2.3.1	Introdução .....	76
2.3.2	Ensaio S355E1.2 .....	77
2.3.2.1	Introdução .....	77
2.3.2.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação .....	77
2.3.2.3	Resultados: Rotações .....	81
2.3.3	Ensaio S355E1.1 .....	83
2.3.3.1	Introdução .....	83
2.3.3.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação .....	84
2.3.3.3	Resultados: Rotações .....	85
2.3.4	Ensaio S355E2 .....	86
2.3.4.1	Introdução .....	86
2.3.4.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação .....	87
2.3.4.3	Resultados: Rotações .....	89
2.3.5	Ensaio S355E3 .....	90
2.3.5.1	Introdução .....	90
2.3.5.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação .....	91
2.3.5.3	Resultados: Rotações .....	92
2.3.6	Ensaio S355E4 .....	93

2.3.6.1	Introdução .....	93
2.3.6.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação .....	94
2.3.6.3	Resultados: Rotações .....	96
2.3.7	Comparação entre resultados dos modelos em aço da classe S355 .....	97
2.3.7.1	Comportamento global .....	97
2.3.7.2	Comportamento local no painel .....	98
2.4	Ensaio das juntas de aço da classe S690 .....	103
2.4.1	Ensaio S690E1.1 e 690E1.2.....	103
2.4.1.1	Introdução .....	103
2.4.1.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação .....	104
2.4.1.3	Resultados: Rotações .....	107
2.4.2	Ensaio S690E2A e S690E2B.....	107
2.4.2.1	Introdução .....	107
2.4.2.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação.....	109
2.4.2.3	Resultados: Rotações .....	111
2.4.3	Ensaio S690E3A e S690E3B.....	113
2.4.3.1	Introdução .....	113
2.4.3.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação.....	114
2.4.3.3	Resultados: Rotações .....	116
2.4.4	Ensaio S690E4A e S690E4B.....	118
2.4.4.1	Introdução .....	118
2.4.4.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação.....	119
2.4.4.3	Resultados: Rotações .....	121
2.4.5	Comparação entre resultados dos modelos em aço da classe S690 .....	123
2.4.5.1	Comportamento global .....	123
2.4.5.2	Comportamento local no painel .....	124
2.5	Comparação entre ensaios de S355 e os ensaios homólogos de S690 .....	126
2.6	Conclusões .....	129
	Bibliografia .....	131

### **Capítulo 3 Avaliação numérica do comportamento das juntas**

3.1	Introdução .....	135
3.2	Modelo de elementos finitos .....	135
3.2.1	Geometria .....	135
3.2.2	Malha e elemento finito .....	135
3.2.2.1	Modelo com elementos finitos casca.....	135
3.2.2.2	Modelo com elementos finitos sólidos .....	136
3.2.2.3	Modelo com elementos finitos casca vs modelo de elementos finitos	137



sólidos.....	
3.2.2.4 Estudo de convergência da malha .....	138
3.2.3 Material .....	138
3.2.4 Condições de apoio, contraventamento e carregamento .....	139
3.2.5 Modelação da ligação viga-pilar por soldadura (banzos) .....	139
3.2.6 Modelação da zona de transição alma-banzo do pilar.....	140
3.2.7 Aspectos teóricos relativos ao cálculo numérico .....	141
3.3 Calibração através dos resultados experimentais .....	142
3.3.1 Introdução .....	142
3.3.2 Premissas iniciais .....	143
3.3.3 Dificuldades encontradas no processo de calibração .....	143
3.3.4 Parâmetros de calibração e estudo de sensibilidade .....	145
3.3.5 Calibração final .....	154
3.3.6 Parâmetros de calibração para todos os modelos .....	155
3.4 Comparação entre resultados experimentais e numéricos .....	160
3.4.1 Introdução .....	160
3.4.2 Modelos em aço da classe S690 .....	161
3.4.2.1 Modelos S690E1.1 e S690E1.2.....	161
3.4.2.2 Modelos S690E2A e S690E2B.....	164
3.4.2.3 Modelos S690E3A e S690E3B.....	168
3.4.2.4 Modelos S690E4A e S690E4B.....	172
3.4.3 Modelos em aço da classe S355 .....	175
3.4.3.1 Modelos S355E1.1 e S355E1.2.....	175
3.4.3.2 Modelo S355E2.....	179
3.4.3.3 Modelo S355E3.....	180
3.4.3.4 Modelo S355E4.....	182
3.5 Conclusões .....	184
Bibliografia .....	187

#### **Capítulo 4 Avaliação experimental e numérica do comportamento das componentes do painel da alma do pilar**

4.1 Introdução .....	191
4.2 Metodologia utilizada para obtenção do comportamento das componentes .....	192
4.2.1 Avaliação do deslocamento.....	192
4.2.1.1 Introdução.....	192
4.2.1.2 Modelo de comportamento para as tipologias de junta previstas no EC3.....	192
4.2.1.3 Modelo de comportamento para nó interno assimétrico.....	193
4.2.2 Avaliação da força.....	194

4.2.2.1	Introdução.....	194
4.2.2.2	Forças de tracção e de compressão.....	195
4.2.2.3	Força de corte.....	198
4.3	Comparação entre valores analíticos e numéricos .....	200
4.3.1	Formulações.....	200
4.3.2	Forças de tracção e compressão.....	202
4.3.3	Momento na junta.....	203
4.3.4	Força de corte.....	204
4.4	Curvas F- $\Delta$ para as componentes da alma do pilar .....	206
4.4.1	Introdução.....	206
4.4.2	Curvas bilineares (método das componentes).....	206
4.4.3	Aplicação às juntas.....	207
4.4.3.1	Introdução.....	207
4.4.3.2	Nó externo.....	207
4.4.3.3	Nó interno simétrico.....	213
4.4.3.4	Nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico.....	216
4.4.3.5	Nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento assimétrico.....	222
4.5	Conclusões .....	227
	Bibliografia .....	229

## Capítulo 5 Modelos analíticos

5.1	Introdução.....	233
5.2	Modelo Analítico-Jaspart – formulação teórica inicial.....	233
5.2.1	Introdução.....	233
5.2.2	Exemplo de aplicação (nó externo).....	235
5.3	Modelo Analítico-Jaspart Modificado para nós internos assimétricos.....	235
5.3.1	Introdução.....	235
5.3.2	Exemplo de aplicação (nó interno assimétrico).....	237
5.4	Aplicação do modelo Analítico-Jaspart Modificado.....	241
5.4.1	Nó externo.....	241
5.4.2	Nó interno simétrico.....	243
5.4.3	Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento simétrico).....	244
5.4.4	Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento assimétrico).....	248
5.5	Conclusões.....	253
	Bibliografia .....	255

## **Capítulo 6 Modelos e formulação para caracterização do comportamento de nós internos com vigas de alturas diferentes na perspectiva do método das componentes**

6.1	Introdução .....	259
6.2	Modelo mecânico de molas .....	260
6.2.1	Generalidades.....	260
6.2.2	Resolução dos modelos de molas .....	260
6.2.3	Aplicação.....	266
6.2.3.1	Nó externo.....	266
6.2.3.2	Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento simétrico).....	267
6.2.3.3	Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento assimétrico).....	268
6.2.3.4	Nó interno simétrico.....	269
6.2.4	Conclusões.....	270
6.3	Parâmetros $\beta$ .....	271
6.3.1	Introdução.....	271
6.3.2	Formulação.....	271
6.3.3	Aplicação.....	273
6.3.3.1	Introdução.....	273
6.3.3.2	Painel inferior.....	274
6.3.3.3	Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento simétrico).....	275
6.3.3.4	Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento assimétrico).....	277
6.3.4	Conclusões.....	280
6.4	Conclusões .....	281
	Bibliografia .....	283

## **Capítulo 7 Aço de alta resistência da classe S690**

7.1	Introdução.....	287
7.2	Comparação entre o modelo Analítico-Jaspart e o modelo numérico.....	288
7.2.1	Nó externo .....	288
7.2.2	Nó interno simétrico .....	291
7.3	Comparação entre o modelo do EC3 e o modelo numérico.....	293
7.3.1	Nó externo .....	293
7.3.2	Nó interno simétrico .....	297
7.4	Conclusões .....	300
	Bibliografia .....	303

## **Capítulo 8 Conclusões e desenvolvimentos futuros**

8.1	Conclusões .....	307
-----	------------------	-----

8.2	Desenvolvimentos futuros.....	308
8.3	Contribuições originais da presente tese.....	309

## **Anexos**

A	Formulações regulamentares do EC3 para juntas soldadas	
	A1. Formulação.....	1A
	A2. Aplicação.....	5A
B	Pormenores da instalação experimental	
	B1. Esquema de instalação de cada ensaio.....	1B
	B2. Instrumentação.....	2B
	B2.1 Transdutores de deslocamentos.....	2B
	B2.2 Extensómetros eléctricos.....	4B
	B3. Geometria real dos modelos.....	9B
C	Caracterização das propriedades dos aços	
	C1. Ensaios para caracterização do comportamento mecânico dos aços.....	1C
	C2. Propriedades químicas dos aços.....	5C
	C3. Parâmetros tecnológicos do processo de soldadura.....	6C
D	Resultados experimentais	
	D1. Ensaio S355E1.1.....	1D
	D2. Ensaio S355E2.....	2D
	D3. Ensaio S355E3.....	3D
	D4. Ensaio S355E4.....	5D
	D5. Ensaio S690E1.1.....	6D
	D6. Ensaio S690E1.2.....	7D
	D7. Ensaio S690E2A.....	8D
	D8. Ensaio S690E2B.....	9D
	D9. Ensaio S690E3A.....	10D
	D10. Ensaio S690E3B.....	11D
	D11. Ensaio S690E4A.....	13D
	D12. Ensaio S690E4B.....	15D
E	Fotogrametria	
	E1. Metodologia.....	1E
	E2. Ensaios.....	2E
	E3. Conclusões.....	5E
F	Avaliação da qualidade do modelo numérico: vigas	
	F1. Modelos em aço da classe S690.....	1F
	F1.1 Modelo S690E1.1.....	1F
	F1.2 Modelo S690E1.2.....	1F

F1.3 Modelo S690E2A.....	1F
F1.4 Modelo S690E2B.....	2F
F1.5 Modelo S690E3A.....	2F
F1.6 Modelo S690E3B.....	3F
F1.7 Modelo S690E4A.....	3F
F1.8 Modelo S690E4B.....	4F
F2. Modelos em aço da classe S355.....	5F
F2.1 Modelo S355E1.1.....	5F
F2.2 Modelo S355E1.2.....	5F
F2.3 Modelo S355E2.....	5F
F2.4 Modelo S355E3.....	6F
F2.5 Modelo S355E4.....	6F

## Índice

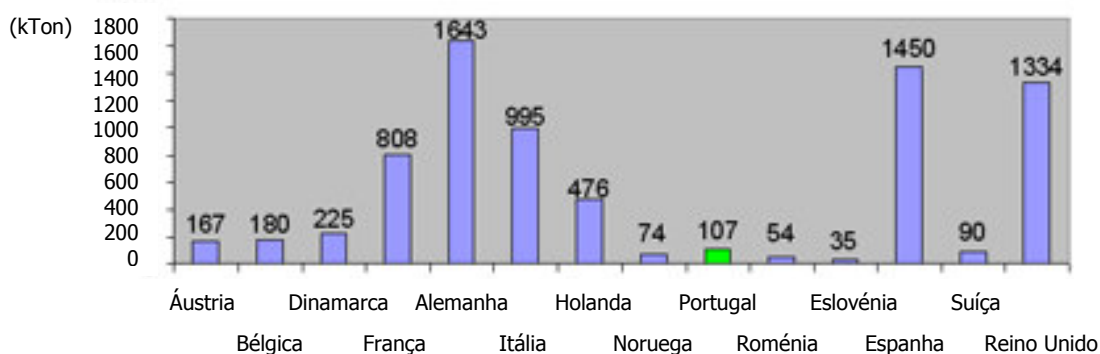
### Capítulo 1 Introdução

1.1	Introdução .....	1
1.2	Modelos para caracterização do comportamento de juntas soldadas: método das componentes.....	5
1.3	Resenha histórica .....	9
1.3.1	Introdução.....	9
1.3.2	Caracterização de resistência: esmagamento.....	9
1.3.3	Caracterização de resistência: instabilidade.....	10
1.3.4	Caracterização de resistência: modelos de linhas de rotura.....	11
1.3.5	Caracterização de resistência: interações de esforços.....	13
1.3.6	Modelos para caracterização do comportamento de juntas soldadas.....	14
1.4	Modelos analíticos.....	19
1.4.1	Introdução.....	19
1.4.2	Curvas $V_n$ - $\gamma$ .....	25
1.4.2.1	Painel sem reforço.....	26
1.4.2.1.1	Domínio elástico.....	26
1.4.2.1.2	Resistência plástica do painel ao corte.....	27
1.4.2.1.3	Resistência última do painel ao corte .....	28
1.4.2.2	Painel com reforço.....	28
1.4.3	Curvas $M_b$ - $\varphi$ .....	31
1.4.3.1	Domínio elástico.....	31
1.4.3.2	Resistência plástica do painel sob a acção das cargas provenientes das vigas.....	33
1.4.3.3	Resistência pseudo-plástica do painel sob a acção das cargas provenientes das vigas.....	33
1.4.3.4	Resistência última do painel sob a acção das cargas provenientes das vigas.....	34
1.5	Modelos regulamentares.....	34
1.6	Aços de alta resistência .....	37
1.7	Organização do trabalho.....	41
	Bibliografia .....	45

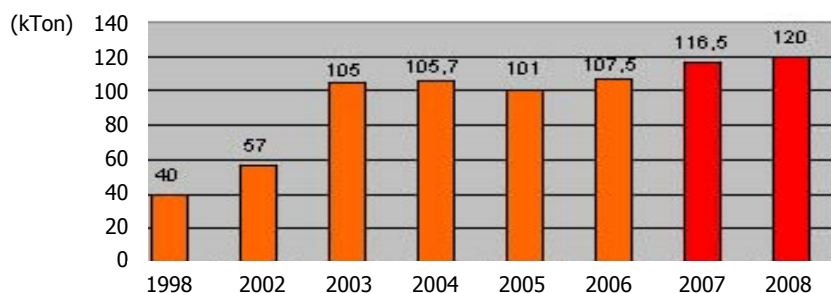
# Capítulo 1 Introdução

## 1.1 Introdução

As estruturas em aço detêm uma quota de mercado dominante nos subsectores das pontes, dos edifícios industriais e dos edifícios altos, na medida em que estas apresentam vantagens incontornáveis em termos de redução dos custos de mão-de-obra, e do tempo de construção, grande flexibilidade e potencial arquitectónico e também por constituírem uma solução válida em termos de sustentabilidade de construção. Em edifícios residenciais, ou edifícios com um número de andares até 25-30 pisos, a situação na Europa é muito diversa, desde a situação dominante do aço no Reino Unido, até à presença residual deste tipo de soluções em Portugal. Apesar de, no nosso país, o consumo de aço estrutural ser ainda modesto em relação a outros países membros ECCS (Figura 1), o seu valor tem vindo a aumentar de forma consistente na última década (Figura 2) (CMM [5,2007]).



**Figura 1** . Consumo de aço estrutural dos países europeus membros ECCS em 2006, CMM [5,2007]



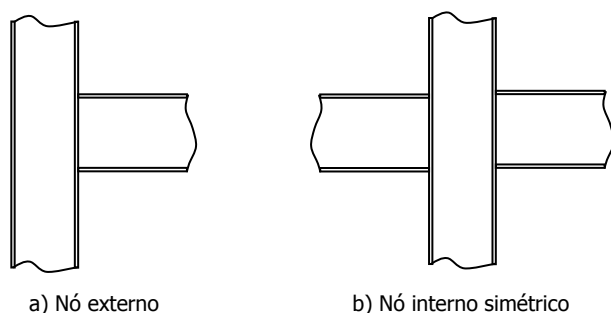
**Figura 2** . Evolução do consumo de aço estrutural em Portugal entre 1998 e 2008, CMM [5,2007]

As juntas estruturais representam um dos aspectos mais determinantes numa estrutura em aço, na medida em que condicionam sobremaneira todo o comportamento estrutural do edifício, e representam 50% do custo da estrutura (Evers e Maatje [26,1999]). Assim, o esforço de investigação e desenvolvimento nesta área nos últimos 30 anos tem sido progressivamente mais intenso (Nethercot

[50,2007]), tendo-se hoje em dia passado de metodologias semi-empíricas baseadas em modelos de comportamento elásticos para métodos baseados em modelos físicos (Owens and Cheal [51,1989], Simões da Silva [55,2002]).

Apesar deste progresso muitos problemas subsistem, podendo destacar-se a utilização de aços de alta resistência (S690 ou superior), a determinação da capacidade de rotação, ou a previsão do comportamento tridimensional de juntas, (Simões da Silva [58,2008]). Uma lista exhaustiva de tópicos de investigação actuais em juntas metálicas e mistas pode ser consultada em Bijlaard [10,2008] ou em Bjorhovde [12,2007].

A parte 1-8 do Eurocódigo 3 [24,2005] inclui procedimentos detalhados no âmbito do "método das componentes" (Zoetemeijer [70,1975], Jaspart [33,1991], Weynand [65,1996]), para a avaliação da resistência e rigidez inicial de um conjunto de tipologias viga pilar, viga-viga ou base de pilar. No entanto, as situações de nó interno cobertas pela parte 1-8 do EC3 correspondem apenas a vigas com a mesma altura, tal como se ilustra na Figura 3.



**Figura 3** . Tipologias de junta preconizadas na parte 1-8 do Eurocódigo 3 [24,2005]

Na prática existem situações de nó interno em que as vigas, embora alinhadas pelo banzo superior, não têm os banzos inferiores alinhados, por terem alturas distintas. Esta situação é muito corrente, nomeadamente quando vãos adjacentes de um pórtico são significativamente diferentes. A Figura 4 ilustra um exemplo, em que o rácio das alturas entre as vigas à esquerda e à direita é de 2.



**Figura 4** . Exemplo de junta com vigas de alturas distintas (ensaio de fogo: B.R. Kirby -British Steel Technical European Fire Test Programme - design, construction and results [6,1996])



Por outro lado, a utilização de aços de alta resistência (S690 ou superior) em juntas está ainda muito pouco explorada, nomeadamente no que diz respeito à validade das regras constantes da parte 1-8 do Eurocódigo 3 para esta classe de aços. De facto, este material apresenta algumas características que impedem a extensão directa dos preceitos regulamentares relativos a aços macios. Por um lado apresenta menor ductilidade, e por outro apresenta rácios  $f_u/f_y$  e  $E/f_y$  consideravelmente mais reduzidos que os aços macios, tornando os fenómenos de instabilidade potencialmente mais críticos.

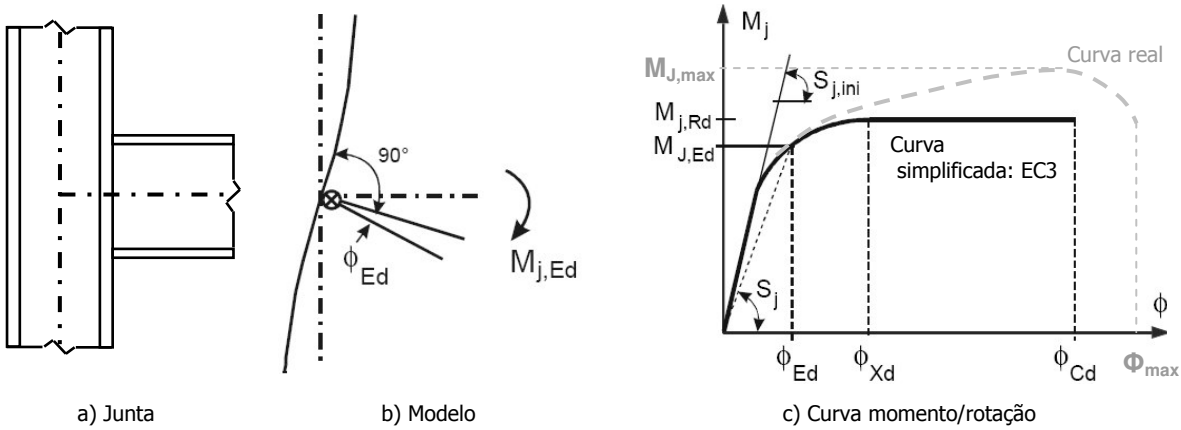
Constitui o objectivo desta tese estender as metodologias de dimensionamento de juntas relativamente a nós internos com vigas de altura desigual, cuja diferença reside essencialmente no comportamento do painel da alma do pilar. Simultaneamente, pretende-se validar as metodologias actuais para o comportamento da alma do pilar para aços de alta resistência em nós externos e internos com vigas de altura igual e estendê-las aos casos de vigas de altura desigual. Atentando a que o objectivo apresentado afecta fundamentalmente o comportamento da alma do pilar, e de forma a eliminar variáveis na análise do problema, optou-se por analisar exclusivamente juntas soldadas.

Apresenta-se em seguida uma revisão bibliográfica do estado da arte relevante para os objectivos desta tese, seguida de uma breve descrição da organização deste texto.

## **1.2 Modelos para caracterização do comportamento de juntas soldadas: método das componentes**

O comportamento de juntas é complexo, devido à multiplicidade de componentes (parafusos, soldaduras, chapas), fenómenos (plasticidade, contacto não linear, instabilidade) e geometrias com que é necessário lidar (Simões da Silva et al. [56,2002]). O método das componentes foi desenvolvido como um compromisso suficientemente rigoroso e ao mesmo tempo suficientemente simples para a análise e dimensionamento de juntas (Weynand et al. [67,1995]), tendo sido adoptado como a base para a parte 1-8 do Eurocódigo 3. Outros códigos começam lentamente a implementar os seus princípios, como por exemplo o regulamento AISC de 2005.

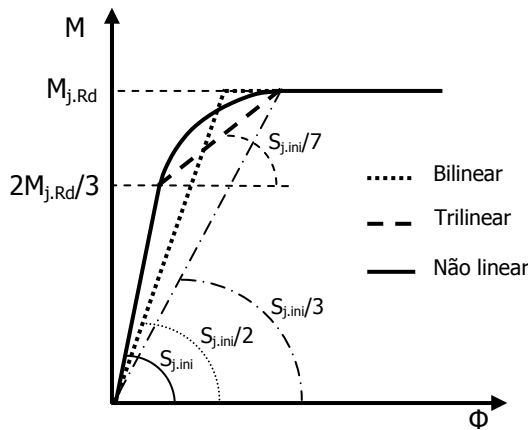
O método das componentes fornece procedimentos para a caracterização do comportamento de juntas, permitindo assim especificar a correspondente curva momento rotação ou as propriedades associadas relevantes (resistência e rigidez) (Simões da Silva e Gervásio [57, 2007]). Para nós externos, o procedimento preconizado consiste na transformação do comportamento da junta numa mola única, localizada na intersecção dos eixos das peças lineares que confluem no nó, e cujo comportamento é descrito pela curva momento/rotação simplificada ( $M/\theta$ ) (Figura 5).



**Figura 5** . EC3: Modelação da junta através de mola única e aproximação para a curva  $M/\theta$  da junta

$M_{j,Ed}$  e  $M_{j,Rd}$  representam o momento flector actuante e o momento resistente da junta,  $\phi_{Ed}$  representa a rotação da junta,  $S_j$  e  $S_{j,ini}$  representam a rigidez de rotação e a rigidez inicial de rotação,  $\phi_{Xd}$  e  $\phi_{Cd}$  representam a rotação inicial no patamar e a capacidade de rotação de dimensionamento.

O EC3 preconiza que a representação da curva simplificada seja feita através de uma curva bilinear, trilinear ou parcialmente não linear (Figura 6).



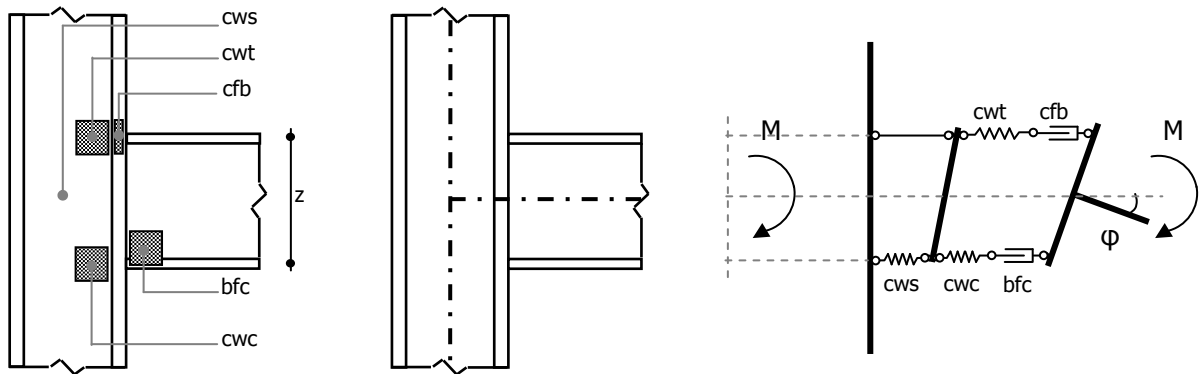
**Figura 6** . EC3: modelação da curva  $M/\theta$  da junta (junta soldada)

O troço não linear da curva é descrito pela Eq. 1, onde  $\xi$  toma o valor de 2.7 no caso de juntas soldadas:

$$M = \frac{S_{j,ini}}{\left(1.5 \frac{M}{M_{j,Rd}}\right)^\xi} \phi \tag{1}$$

Esses procedimentos decorrem da caracterização das componentes da junta que, dependendo do tipo de carregamento, contribuem para uma ou mais propriedades estruturais da junta (Weynand et al. [67, 1995]) e da utilização de modelos mecânicos simples, constituídos por barras rígidas e molas, adequados à tipologia de junta que se pretende analisar, em que as molas representam as componentes relevantes. No caso de juntas soldadas, as componentes a ter em conta na definição da rigidez e resistência são: 1. Painel da alma do pilar ao corte (cws); 2. Painel da alma do pilar à compressão (cwc); 3. Painel da alma do pilar à tracção (cwt); 4. Banzo do pilar à flexão (cfb) e 5. Alma e banzo da viga à

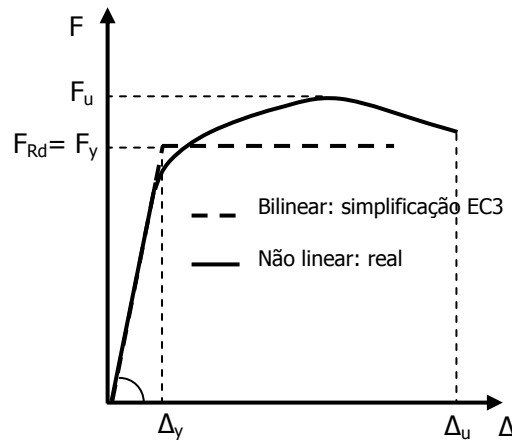
compressão (bfc). A Figura 7 representa as componentes referidas e o respectivo modelo de molas de uma junta soldada.



**Figura 7** . Modelo de molas de uma junta soldada

As três primeiras componentes condicionam a resistência e a rigidez, enquanto que as duas últimas condicionam apenas a resistência, sendo que o comportamento global da junta é definido pela associação de todas elas.

O comportamento real de uma componente flexível é não linear. No entanto, o EC3 assume modelos simples e aproximados, e descreve o comportamento deste tipo de componentes através de um registo elásto-plástico (Figura 8).



**Figura 8** . Diagrama F-Δ relativo ao comportamento de um componente flexível

A partir dos conceitos subjacentes à resolução do modelo de molas que descreve o comportamento da junta, por associação das suas componentes, o EC3 preconiza para a resistência de uma junta soldada (Eq. 2):

$$F_{Rd,min} = \min\{V_{wp,Rd}, F_{cwc,Rd}, F_{cwt,Rd}, F_{cfb,Rd}, F_{bfc,Rd}\} \quad (2)$$

Onde  $V_{wp,Rd}$ ,  $F_{cwc,Rd}$ ,  $F_{cwt,Rd}$ , representam a resistência das componentes painel da alma do pilar ao corte, compressão e tracção, respectivamente, e  $F_{cfb,Rd}$ ,  $F_{bfc,Rd}$  representam a resistência das componentes banço do pilar à flexão e alma e banço da viga à compressão, respectivamente.

Para a rigidez (Eq. 3):

$$S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (3)$$

onde:

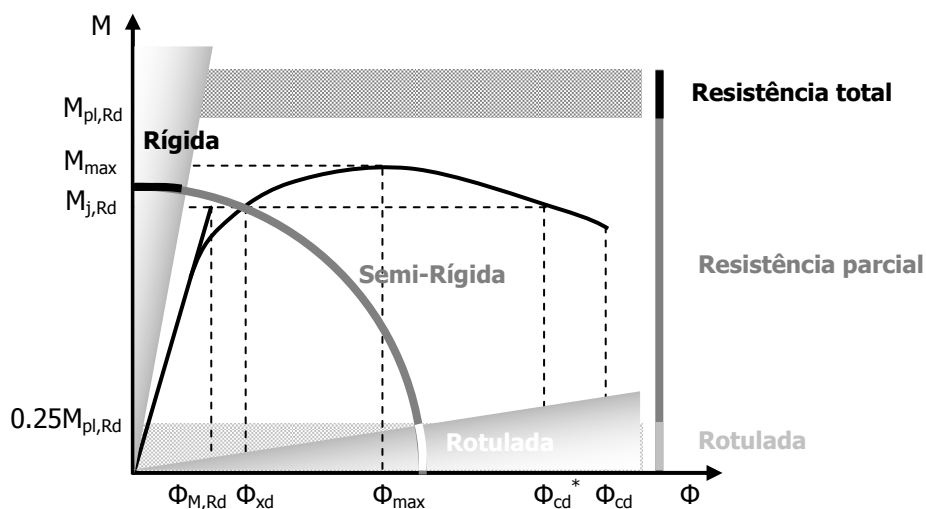
$S_{j,ini}$  - Rigidez inicial da junta

$E$  – Módulo de elasticidade do material

$z$  – Braço do momento da junta (Figura 7)

$k_i$  - Coeficiente de rigidez relativo à componente  $i$

Os modelos de cálculo escolhidos para dimensionamento de uma estrutura porticada implicam que sejam garantidas à priori determinadas características da ligação em termos de rigidez, resistência e de capacidade de rotação, que condicionarão a distribuição de esforços e localização de eventuais zonas plastificadas, estabilidade da estrutura e capacidade de dissipação de energia. O EC3 estabelece uma classificação em termos de rigidez e resistência que define quais as possibilidades para cada tipo de cálculo (elástico linear, não linear, plástico) (Figura 9).



**Figura 9** • Representação esquemática dos limites para classificação de uma junta em termos de rigidez e de resistência (EC3)

Em termos de avaliação da ductilidade o EC3 não apresenta formulação para determinação do seu valor total, indicando apenas valores de ductilidade mínima, em função da tipologia da junta. No caso de juntas soldadas, indica o valor de 0.015 rad.

No anexo A (formulações regulamentares do EC3 para juntas soldadas) apresenta-se sucintamente a formulação e simbologia do método das componentes preconizado na Parte 1-8 do EC3, e bem assim, os valores relativos ao cálculo de todas as juntas.

Dadas as qualidades comprovadas do método das componentes para descrever de forma rigorosa o comportamento das juntas através de um modelo suficientemente simples, opta-se por realizar o trabalho previsto para a presente tese na perspectiva do método das componentes.

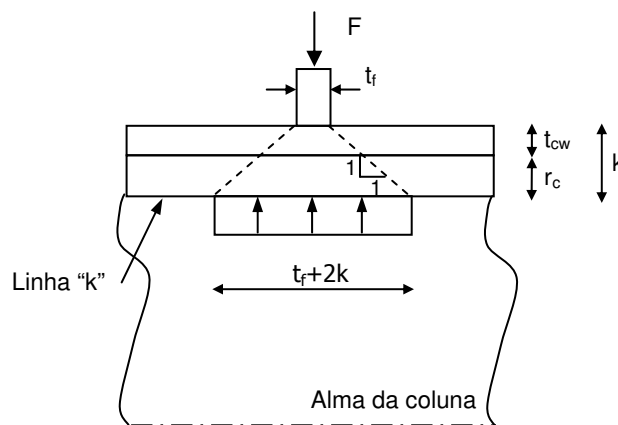
## 1.3 Resenha histórica

### 1.3.1 Introdução

Os primeiros trabalhos para caracterização do comportamento de juntas metálicas soldadas remontam à década de 1940 e foram levados a cabo nos EUA, tendo por objectivo a caracterização da resistência de uma determinada tipologia de junta com base em ensaios experimentais (Johnston e Deits, 1942 cit. por Kurt McMullin [46,1997]; Johnson [35,1958] e [36,1959]). A necessidade de obter procedimentos que permitissem caracterizar o comportamento de diferentes tipos de junta através de modelos simples conduziu a um longo trajecto de investigação desta temática sob várias abordagens, e que percorreu centros de investigação nos EUA, Europa e Ásia, e que viriam a culminar no estabelecimento das bases teóricas do método das componentes. Nos pontos seguintes far-se-á um resumo das contribuições mais significativas para o referido trajecto.

### 1.3.2 Caracterização de resistência: esmagamento

Inicialmente o objectivo passava apenas pela avaliação de resistência de uma determinada configuração e não existiam modelos de comportamento para descrever o comportamento experimental. Na década de 1950 foram dados os primeiros passos no sentido de estabelecer modelos matemáticos para caracterizar a resistência da zona comprimida de juntas, com base no modelo que assemelha a zona comprimida a uma viga em fundação elástica (Parkes [52,1952]), e num conceito físico de dispersão da força até à linha k (fim da concordância circular entre a alma e o banzo) (Figura 10), conduzindo a expressões do tipo da Eq. 4, onde aparece pela primeira vez o conceito de comprimento efectivo (Graham (1960) citado por Aribert e Lachal [1,1977]).



**Figura 10** • Dispersão da força até à linha k

$$F_{RD} = \sigma_y t_w (t_f + \Delta k) \quad (4)$$

$F_{RD}$  representa a resistência e  $\sigma_y$  representa a tensão de cedência do aço. Vários autores propuseram valores para  $\Delta$  dependendo de a avaliação dizer respeito à resistência plástica ( $\Delta=2$ ) ou última ( $5 < \Delta < 7$ ). Durante a década de 1970 foi realizada uma larga bateria de ensaios na Universidade de Lehigh (EUA – Califórnia) (Peters e Driscoll (1968), Chen e Oppenheim (1970) e Huang, Chen e Beedle (1973)) que

comprovou os bons resultados desta formulação, que viria a ser incluída no regulamento AISC de 1986. No Quadro 1 sumarizam-se algumas das contribuições mais significativas para a caracterização da resistência ao esmagamento da zona comprimida de juntas.

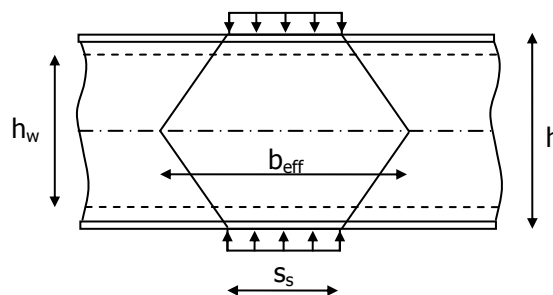
**Quadro 1 .** Resumo bibliográfico do trabalho de investigação sobre a resistência ao esmagamento

Autor	Resistência	Comprimento efectivo	Contexto
Parkes [52,1952]	$F_e = \frac{2}{3\sqrt{3}} \frac{\sigma_y}{J t_w}$ $J = \frac{(1 + \nu)(3 - \nu)}{2} \frac{I}{t_w}$	-	Estudo teórico com base na teoria elemental de flexão de vigas, e em confirmação experimental
Graham et al. 1960 cit. [1,1977]	$F_p = \sigma_y t_w (t_e + \Delta k)$	$\Delta = 6$ ou $5$ se a alma participa ou não na transferência de carga	Com base nos resultados de Johnson (distribuição de carga na linha k)
Bose et al. [13,1972]	$F_p = \sigma_y t_w (t + 6k) \alpha_c$ nó interno $F_p = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} t_w d_c \alpha_c$ nó externo	$(t + 6k)$ Se nó interno	Alteração da expressão de Graham por calibração com resultados experimentais
Aribert e Lachal [1,1977]	$F_e = \sigma_y t_w (2.3k)$ $F_p = \sigma_y t_w (5k)$ $F_u = \sigma_y t_w (7k)$	$(2.3k)$ elástico $(5k)$ plástico $(7k)$ rotura	Alteração da expressão de Graham por calibração com resultados experimentais

onde  $F_e$ ,  $F_p$  e  $F_u$  representam as resistências elástica, plástica e última da zona comprimida do painel, relativamente ao esmagamento, e  $\alpha_c$  representa um coeficiente de redução definido no Quadro 4.

**1.3.3 Caracterização de resistência: instabilidade**

A utilização de perfis mais esbeltos, de aços com maiores tensões de cedência, e a procura de soluções mais económicas conduziram à investigação do comportamento das juntas relativamente à instabilidade da sua zona comprimida. Os primeiros estudos desta problemática aplicada a juntas remontam a 1964 (Ostapenko cit. por Bose et al. [13,1972]). No entanto estes estudos baseavam-se na análise dos parâmetros geométricos que condicionam a instabilidade e conduziram a expressões semi-empíricas, que definiam apenas limites de não instabilidade. O passo seguinte considera já a teoria da estabilidade, mas a zona comprimida é assemelhada a uma biela equivalente (Figura 11).



**Figura 11 .** Modelo equivalente para cálculo de instabilidade da alma de um perfil laminado, EC3 1992.

Alguns documentos normativos na década de 80 usavam ainda este conceito simplificado, tais como EC3 1992 e BS 5950 1985. Aribert [4,1991] comparou os resultados das formulações baseadas na teoria da estabilidade de bielas com os resultados de um conjunto de ensaios e conclui que estas conduziam a uma sub-avaliação considerável da carga de instabilidade da zona comprimida do painel em juntas. Os motivos prendem-se com o facto de que ao considerar a zona comprimida do painel como uma biela, está a desprezar-se o efeito de placa e o efeito favorável dos banzos do pilar.

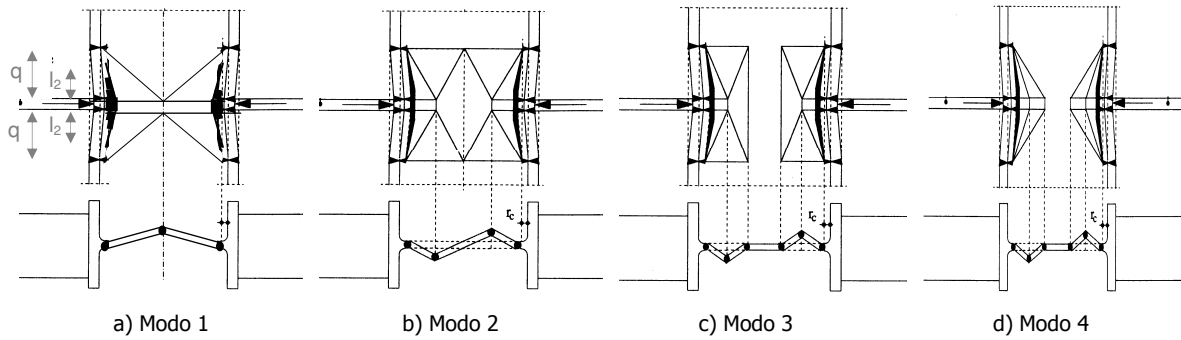
As formulações seguintes fizeram uso dos conceitos teóricos de estabilidade de placas estabelecidos por Bryan (1881) e por Timoshenko (1907) (cit. por Parkes [52,1952]), e das teorias de Winter [68,1947] e de von Karman [63,1932] que permitem uma análise simplificada em regime pós-crítico, no âmbito da teoria não linear da estabilidade de placas. No Quadro 2 resumem-se algumas das contribuições para a caracterização da resistência da zona comprimida de juntas, relativamente à instabilidade.

**Quadro 2 .** Resumo bibliográfico de estudos de estabilidade da zona comprimida do painel da alma do pilar

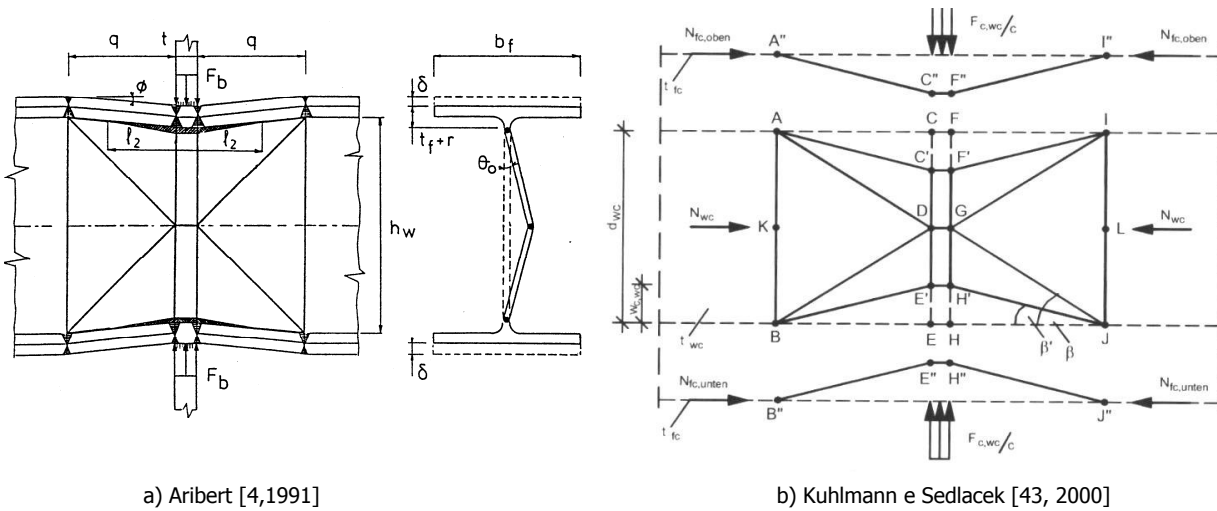
Autor/data	Resistência	Contexto
Chen e Newlin 1973 cit. [1,1977]	$F_{cr} = 0.9 \frac{10760 t_w^3}{d_{wc}} \sqrt{f_{yw}}$	Expressão semi-empírica, calibrada com resultados experimentais. Considera a zona comprimida como uma placa simplesmente apoiada.
Newlin e Chen 1979 cit. [1,1977]	$F_u = \frac{\sigma^{3/2} h_w}{180} \left( \frac{125 t_w}{4 \sqrt{\sigma_e}} - h_w \right)$	Expressão semi-empírica, calibrada com resultados experimentais.
Jaspart [33,1991]	$M_{bcr} = (h_c - 2t_c) t_w d_b k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t_w}{h_c - 2t_c} \right)^2$	Expressão teórica, considera a zona comprimida como uma placa com condições de fronteira que dependem da geometria da junta.

### 1.3.4 Caracterização de resistência: modelos de linhas de rotura

Uma abordagem paralela para determinação da carga última da zona comprimida de juntas, que inclui a possibilidade de plasticidade e instabilidade, e considera a interacção entre a alma e o banzo na situação de rotura, são os modelos de linhas de rotura. Estes foram usados inicialmente por Aribert e Lachal [1,1977]. Estes autores realizaram uma campanha experimental e numérica que lhes permitiu desenvolver modelos para caracterização do comportamento das juntas em regime elástico e plástico até à ruína, incluindo instabilidade. Em regime elástico, foi utilizado o conceito de que o banzo do pilar funciona como uma viga em fundação elástica, e em regime plástico foi considerado um modelo de linhas de rotura. Os referidos modelos viriam a ser sucessivamente melhorados e Ungerman (1990), (cit. por Kuhlmann e Kühnemund [44,2001]), propõe uma formulação sofisticada que tem em conta a resistência dos banzos de forma explícita e o comportamento ortotrópico da alma do pilar em fase pós cedência. Este trabalho é completado por Kuhlmann e Sedlacek [43, 2000] e Kuhlmann e Kühnemund [44,2001], que incluem o efeito do endurecimento do aço. Na Figura 12 e na Figura 13 ilustram-se algumas configurações de linhas de rotura para avaliação da capacidade resistente (incluindo instabilidade) da zona comprimida de juntas, e no Quadro 3 resumem-se algumas das contribuições mais significativas sobre esta temática.



**Figura 12 •** Modelos de linhas de rotura para determinação da carga de instabilidade do painel numa junta interior sem corte, (Aribert [3,1990] e [4,1991]).



**Figura 13 •** Modelo de linhas de rotura para determinação da carga de colapso do painel numa junta interior sem corte. Modelos que conduzem à carga mínima.

**Quadro 3 .** Resumo bibliográfico de estudos de modelos de linhas de rotura para determinação da carga última

Autor/data	Resistência	Contexto
Aribert et al. [2,1981]	$F_u = \frac{8M_p}{l_p}$	Modelo com 3 rótulas plásticas no banzo (sem instabilidade).
Aribert et al. [4,1991]	$F_u = (t + 2l_1)f_{yw}t_w \quad l_1 = 2\left(\frac{M_p}{f_{yw}t_w}\right)^{1/2}$	Modelo com 4 rótulas plásticas no banzo e linha de rotura na transição alma banzo (sem instabilidade).
Ungermann 1990 cit. [44,2001]	$F_u = 2.c_u.t_{wc}.f_{y,wc}$ $2.c_u = 3,145.3\sqrt{\frac{l_{fc}}{t_{wc}} \cdot \left[\frac{\pi^2.E}{f_{y,wc}.3.(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t_{wc}}{2.c_u}\right)^2\right]^2}$ $l_{fc} = \frac{b_{fc}.t_{fc}^3}{12}$	Modelo com 4 rótulas plásticas no banzo e linha de rotura na transição alma banzo (com instabilidade e comportamento ortotrópico para a alma do perfil em fase pós-cedência).
Kühnemund [45,2003]	$F_{c,wc,u} = 2.c_u.t_{wc}.f_{u,wc} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_{n,wc}}{f_{y,wc}}\right)^2}$	Melhoramento da fórmula anterior tendo em conta o endurecimento do material, e a interação com o esforço axial da pilar.

$M_p$  representa o momento plástico da secção transversal do banzo do pilar, e  $\sigma_{n,wc}$  representa a tensão normal vertical proveniente do pilar.



### 1.3.5 Caracterização de resistência: interações de esforços

A preocupação inicial relativamente ao comportamento das juntas prendia-se fundamentalmente com a avaliação da resistência, e dado que a compressão era o fenómeno mais complexo, mereceu a maior parte do esforço. No entanto, as sucessivas investigações tornavam cada vez mais claro que as várias componentes da junta tinham um papel importante, e que era necessário ter em conta as interações entre os vários esforços que solicitam o painel, na medida em que estas implicam redução da capacidade resistente.

Com base em ensaios experimentais de Peter e Driscoll e em modelos de elementos finitos, Bose et. al. [13,1972] estudam a o efeito das tensões normais verticais provenientes do pilar na resistência e propõem um coeficiente de redução para ter em conta este efeito. Além disso, pela primeira vez, propõem formulações distintas para avaliação de resistência em nós internos e externos, evidenciando a consciência sobre a importância do esforço de corte. Com base num extenso trabalho experimental, Zoetemeijer [70,1975] define que as tensões de corte presentes no painel reduzem a resistência relativamente à tracção e à compressão, e que as tensões normais verticais provenientes do pilar reduzem a capacidade resistente ao corte, estabelecendo coeficientes de redução para ter em conta a redução da capacidade resistentes devido às interações referidas. Ram e Weimer (cit. por Kuhlmann e Kühnemund [44,2001]), desenvolvem trabalho dentro da mesma linha, mas com base em modelos de elementos finitos, e propõem também um coeficiente de redução para ter em conta a redução da resistência ao corte. Faella et al. [27,2000] propõem coeficientes de redução para ter em conta todos os tipos de interações, com base na aplicação directa do critério de cedência de von Mises. Jaspert [33,1991] propõe também formulação para alguns dos coeficientes, que viria a ser adoptada pelo EC3. No Quadro 4 apresenta-se um resumo de algumas contribuições para esta temática.

**Quadro 4 .** Resumo bibliográfico relativo aos coeficientes de redução relativos à interacção de esforços

Autor/data	Resistência	Contexto
Bose [13,1972]	$\alpha_c = 1 - 0.5 \left( \frac{\sigma_{n,wc}}{f_{y,wc}} \right) - 0.5 (\sigma_{n,wc} f_{y,wc})^2$	Redução da resistência à tracção e à compressão devida à interacção com o esforço axial do pilar ( $0.4f_y$ ), obtido com base em resultados experimentais de Gralham et al. de Peters e Driscoll e de simulações por EF.
Zoetemeijer [70,1975]	$k_{cwc} = 1.25 - 0.5 \frac{\sigma_{n,wc}}{f_{y,cw}} < 1$ <p>se <math>\sigma_{n,wc} &gt; 0.5f_{y,wc}</math></p>	Redução da resistência à tracção e à compressão devida à interacção com a tensão normal vertical. Obtido através de ensaios experimentais de vigas com carregamento transversal e esforço axial.
Zoetemeijer [70,1975]	$\omega = \sqrt{1 - \frac{3\tau^2}{\sigma_1^2}}$	Redução da resistência à tracção e à compressão devida à interacção com o a tensão de corte. Obtido através de ensaios experimentais de vigas com carregamento transversal e esforço axial.

Sherbourne e Murthy 1976 cit. [1,1977]	$\left(\frac{k}{t_w}\right)^2 \left(\frac{1}{3} \sqrt{\frac{A_f}{A_w}} + 0.4\right)$	Expressão empírica por ajuste a resultados experimentais.
Ram e Weimer 1986 cit. [44,2001]	$k_{cwc} = \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_{n,wc}}{f_{y,wc}}\right)^2}$	Redução da resistência ao corte devida à interacção com o esforço axial proveniente da coluna, base em simulações numéricas de EF, e na aplicação do critério de von Mises.
Jaspart [33, 1991] EC3 [24,2005]	0.9	Redução da resistência ao corte devida à interacção com o esforço axial proveniente da coluna, com base em calibração experimental.
Jaspart [33, 1991] EC3 [24,2005]	$\begin{aligned} \omega &= 1 && \text{se } 0 < \beta < 0.5 \\ \omega &= \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 + \omega_1) && \text{se } 0.5 < \beta < 1 \\ \omega &= \omega_1 - (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1) && \text{se } 1 < \beta < 2 \end{aligned}$ $\omega_1 = \frac{1}{\left[1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff,cwc} t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2\right]^{1/2}} \quad \omega_2 = \frac{1}{\left[1 + 5.2 \left(\frac{b_{eff,cwc} t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2\right]^{1/2}}$	Redução da resistência à tracção e à compressão devida à interacção com o esforço de corte.
Faella et al. [27,2000]	$\rho = \sqrt{\frac{1}{1 + 1.92\beta^2 \left(\frac{b_{eff,cwc} t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}}$	Redução da resistência à tracção e à compressão devida à interacção com o esforço de corte, com base na aplicação do critério de von Mises.
Faella et al. [27,2000]	$\left(\frac{F}{b_{eff,cwc} t_{wc}}\right)^2 + \sigma_{n,cwc}^2 - \frac{F}{b_{eff,cwc} t_{wc}} \sigma_{n,cwc} + 3 \left(\frac{0.8\beta F}{A_{vc}}\right) = f_{y,cw}^2$	Redução da resistência à tracção e à compressão devida à interacção com todos os esforços, com base na aplicação do critério de von Mises.
EC3 [24,2005]	$k_{cwc} = 1.7 - \frac{\sigma_{n,wc}}{f_{y,cw}} < 1$ <p>se <math>\sigma_{n,wc} &gt; 0.7f_{y,wc}</math></p>	Redução da resistência à tracção e à compressão devido à interacção com a tensão normal vertical, melhoramento da expressão de Zoetemeijer.

### 1.3.6 Modelos para caracterização do comportamento de juntas soldadas

A maior parte dos estudos sobre a interacção de esforços foi realizado em pilares solicitados por esforço axial ou transversal, e não em juntas viga-pilar, e apesar de terem permitido avaliar o efeito das interacções de tensões e seu âmbito aproximado, não permitiam a caracterização total do comportamento de uma junta.

A crescente consciência de como o comportamento das juntas influencia o comportamento da estrutura, a procura de soluções mais optimizadas e económicas e a preocupação com o comportamento sísmico das estruturas, levou a uma crescente preocupação com a caracterização do comportamento não linear das juntas, ductilidade, capacidade de rotação e de dissipação de energia, e fazia sentir a necessidade de modelos para reproduzir esse comportamento. No entanto, apesar de existir um número considerável de ensaios experimentais e algum trabalho numérico e analítico que caracteriza os principais fenómenos interessados no comportamento das juntas, não existiam ainda modelos completos para caracterizar com

facilidade o seu comportamento. Os primeiros esforços no sentido de contornar este aspecto, passaram pela reunião, organização e sistematização do grande número de ensaios disponíveis, em bases de dados. A primeira foi levada a cabo por Goverdhan em 1983, com base em ensaios realizados nos Estados Unidos entre 1950 e 1983. As tipologias incluíam maioritariamente juntas com chapa de topo e cantoneiras. A segunda foi compilada por Nethercot em 1985, e reunia ensaios realizados na Europa, com tipologias semelhantes às da base de dados de Goverdhan e também T-stubs. Em 1986 Kishi e Chen, recolheram ensaios realizados em todo o mundo entre 1936 e 1986, com tipologias diversas. A base de dados mais recente foi preparada no âmbito do projecto COST C1 e desenvolvida em ambiente DOS (Gerardy e Schleich em 1991, e Weynand em 1992), tendo sido transposta para a plataforma Windows (SERICON II) por Simões da Silva, Cruz e Rodrigues (Cruz [66,1998]). Inclui resultados de ensaios realizados na Europa, incluindo tipologias diversas e ensaios de componentes individuais (Weynand et al. [66,1998]).

As bases de dados contribuíram sem dúvida para uma sistematização da informação sobre o comportamento experimental de um grande conjunto de tipologias de juntas. No entanto, o interesse prático de um projectista passa por obter a capacidade resistente da junta através de um procedimento simples, a partir da geometria e das características da junta, e as bases de dados não resolveram esse aspecto.

Os modelos empíricos (Frye e Morris, 1975, Jaspert, 1985, Lui e Chen, 1986, cit. por Jaspert [34,1996]), apresentavam a mesma falta de universalidade pois conduziam a um ajuste excelente à curva de comportamento de uma junta, através de calibração e ajuste, mas reproduzem apenas a situação que deu origem à calibração realizada, e não conseguem reproduzir diferenças no comportamento do modelo por alteração de algum dos parâmetros de origem.

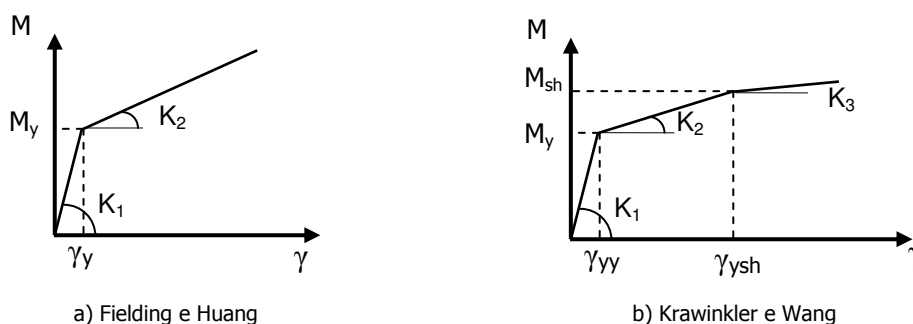
Os modelos numéricos reproduzem com qualidade o comportamento da junta em causa, mas necessitam também de calibração a partir de resultados experimentais. Constituem uma ferramenta avançada, que permite ter em conta a grande maioria dos parâmetros que condicionam o comportamento da junta e permitem a extracção de um grande conjunto de informação, que seria proibitivo conseguir a partir de ensaios experimentais, e depois de calibrados constituem uma valência ímpar para a realização de estudos de comportamento da junta com base em estudos paramétricos. No entanto, dada a complexidade associada à realização de um bom modelo numérico devidamente calibrado, a sua utilização encontra-se fora do âmbito da utilização para dimensionamento corrente, e destina-se maioritariamente à investigação. No caso de juntas soldadas, destacam-se: Bose et al. [13,1972], Patel e Chen, cit. por Jaspert [34,1996], Atamaz Sibai, Jaspert e Frey [8,1989].

Os estudos subsequentes foram conduzidos no sentido de obter modelos simples que permitam a caracterização do verdadeiro comportamento não linear das juntas, a partir das suas características geométricas e materiais, e baseados em modelos físicos que reproduzam o comportamento das várias partes da junta.

Os modelos analíticos baseiam-se em conceitos base de análise estrutural (equilíbrio, compatibilidade e relações constitutivas), descrevendo o comportamento da junta com base em parâmetros com

significado físico (rigidez inicial, carga de cedência, carga última, etc.). Requerem ainda algum ajuste a resultados experimentais ou numéricos, mas conduzem a um modelo mais abrangente.

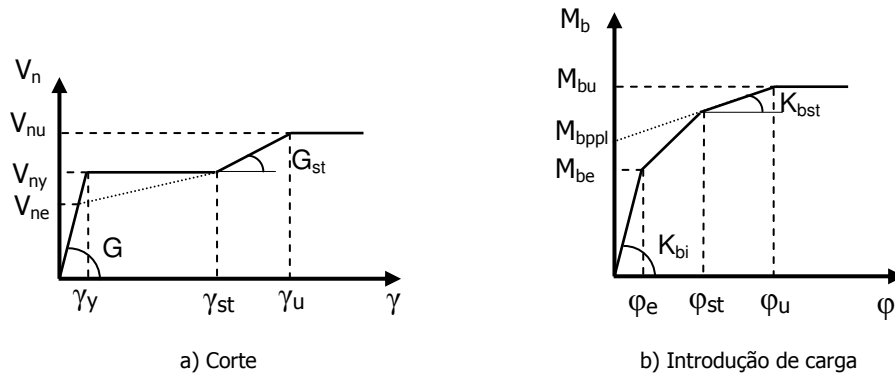
Estes modelos são utilizados para descrever o comportamento das diferentes zonas da junta, e obrigaram a um estudo detalhado das interações de esforços e de todos os fenómenos que condicionam a sua resistência e deformabilidade. Os primeiros modelos multilíneares para descrever o comportamento de uma junta soldada até à rotura, considerando as interações entre as várias tensões que solicitam o painel, efeito de placa e endurecimento do aço, foram estabelecidos nas universidades da Califórnia desde o início da década de 1970, e diziam respeito exclusivamente ao corte. Autores como Krawinkler [42,1978], Krawinkler, Bertero e Popov [41,1975], Fielding e Huang [27,1971], Wang [64,1988] ou Jaspert [33,1991], desenvolveram trabalho experimental e teórico que levou ao estabelecimento de modelos analíticos multilíneares que descrevem o comportamento não linear até à rotura de juntas soldadas reforçadas sujeitas ao corte (Figura 14).



**Figura 14** • Modelos analíticos para descrever o comportamento ao corte do painel de uma junta

Em Innsbruck foi realizado trabalho semelhante, dedicado não só ao corte, mas também à separação das duas componentes rotacionais da junta, que são a rotação associada ao corte, que provoca uma distorção em bloco do painel, e a rotação associada à introdução de carga, relativa às forças que entram na junta, e que provoca alongamento da zona traccionada e encurtamento da zona comprimida. Os trabalhos referidos foram levados a cabo por Tschammerneg [61,1982], Tautschnig [59,1983], Klein [40,1985] e Braun [16,1987], e conduziram à caracterização experimental do comportamento das duas componentes rotacionais. Com base nos resultados experimentais de Klein [40,1985], foi realizado em Lausanne [7,1987], um estudo teórico detalhado do comportamento rotacional de juntas soldadas, dentro da mesma óptica de separação da rotação associada com a introdução de carga da rotação associada ao corte. Posteriormente, Atamaz Sibai e Jaspert [8,1989], e Jaspert [33,1991] aprofundaram o estudo realizado em 1987, de modo a melhor compreender as fontes de deformabilidade e o modo de ruína de juntas soldadas. Com base nas conclusões são propostas novas curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$ . A formulação das curvas é estabelecida à custa das leis constitutivas do material, e da análise do estado de tensão no painel da alma do pilar, através do critério de von Mises, dando origem aos modelos de comportamento multilíneares representados na Figura 15.

No Quadro 5 apresenta-se o resumo de algumas contribuições para a caracterização das componentes rotacionais de juntas soldadas, através de ensaios experimentais de juntas completas.



**Figura 15** . Modelos multilíneares para descrever o comportamento rotacional do painel

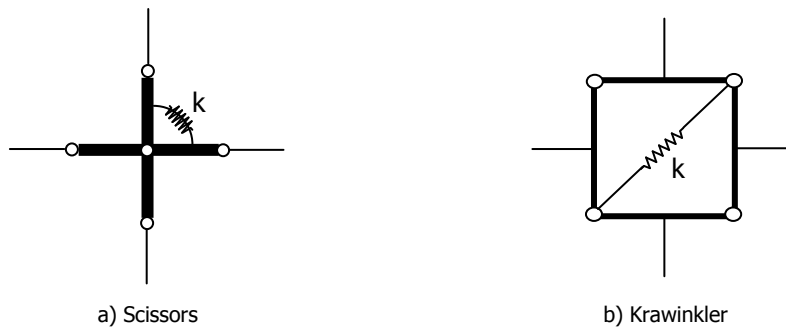
**Quadro 5** . Ensaios de juntas soldadas para obtenção das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\phi$ .

Autor/data	Tipologia e número	Resultado
Becker 1971 [39,2002]	Nó externo (10)	Curvas $V_n-\gamma$
Krawinkler et al. 1971 [41,1975]	Nó externo (12)	Curvas $V_n-\gamma$
Sluter R. 1981 [39,2002]	Nó externo (8)	Curvas $V_n-\gamma$
Klein, H. 1985 [40,1985]	Nó interno (8) Nó externo (17)	Curvas $V_n-\gamma$ e $M_b-\phi$
Braun, C. 1987 [16,1987]	Nó externo (17)	Curvas $V_n-\gamma$ e $M_b-\phi$
Engelhard 2000 [39,2002]	Nó externo (10)	Curvas $V_n-\gamma$
Lee, S. 1987 [39,2002]	Nó externo (6)	Curvas $V_n-\gamma$
Elmerer, P. 1988 [49,2002]	Nó interno (4)	Curvas $M_b-\phi$
Lener, G. 1988 [49,2002]	Nó interno (45)	Curvas $M_b-\phi$

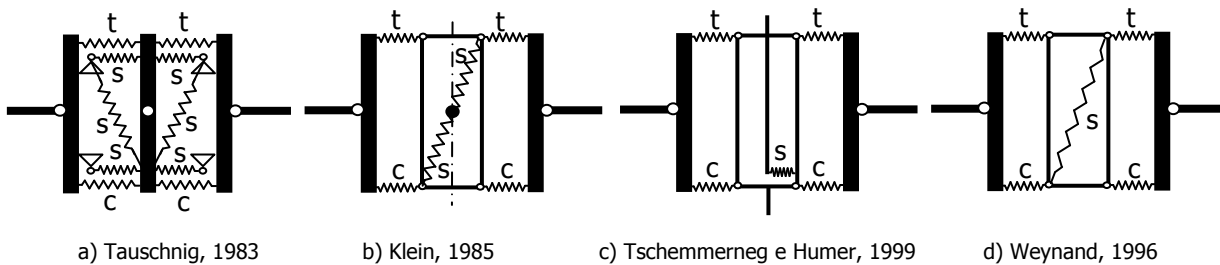
Uma junta no seu todo é um conjunto de partes, cada uma delas com comportamento distinto, pelo que é relativamente complexo conseguir um modelo analítico que descreva o comportamento de todo o conjunto. Além disso, o comportamento de uma junta não pode ser descrito apenas a partir das suas características mecânicas e geométricas, pois é condicionado por um conjunto considerável de parâmetros (forma como é introduzida a carga, interacção entre componentes, rigidez dos elementos que nela confluem, etc.). Para conseguir um modelo fiável e robusto das juntas, que inclua toda a informação referida, a modelação passou a ser abordada com base em modelos mecânicos. Estes são constituídos por um conjunto de elementos rígidos e deformáveis que descrevem o comportamento de cada parte da junta. Os elementos deformáveis são depois associados através das leis de associação de molas, resultando numa mola única que descreve o comportamento da junta na análise da estrutura. Os modelos analíticos referidos atrás, permitem caracterizar o comportamento de cada um dos elementos deformáveis, que serão depois associados segundo as características da junta descritas no modelo de molas. Tendo isto em conta, é fácil compreender que os modelos analíticos do comportamento das

várias partes da ligação tenham evoluído paralelamente aos modelos mecânicos que descrevem o comportamento global das mesmas, e que usam os modelos analíticos como dados de entrada.

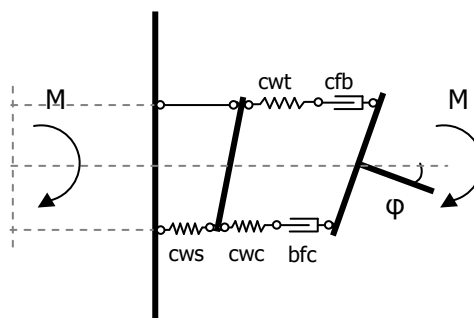
Os primeiros modelos de molas para descrever o comportamento de uma junta foram desenvolvidos na década de 1980 (ex.: Wales e Rossow, 1983; Kennedy e Hafez, 1984, etc., citado por Jaspert [34,1996]). No caso de juntas metálicas soldadas reforçadas tem-se o modelo de Scissors (Figura 16a)) e de Krawinkler [42,1978] (Figura 16b)), Tauschnig, [59,1983], desenvolveu um modelo de molas relativamente complexo (Figura 17a)), que viria a ser modificado com base nos trabalhos de Klein [40,1985], Tschemmerneg e Humer [62,1988], Jaspert [34,1996] e Weynand [65,1996], culminando no modelo actualmente preconizado na parte 1-8 do EC3 (Figura 18), utilizado no âmbito do método das componentes.



**Figura 16 .** Modelos mecânicos para juntas ao corte (reforçadas)



**Figura 17 .** Evolução dos modelos mecânicos para juntas com corte e introdução de carga



**Figura 18 .** Modelo de molas de uma junta soldada (EC3)

De forma a caracterizar o comportamento das diversas componentes relevantes para o comportamento de juntas soldadas, foram realizados diversos trabalhos experimentais. No Quadro 6 apresenta-se um resumo de alguns desses trabalhos.

**Quadro 6 .** Ensaios isolados de componentes

<b>Autor / Ano</b>	<b>Componente e número</b>	<b>Resultado</b>
Bose et al. [13,1972]	Compressão	Expressões para a capacidade resistente (elástica, plástica e de estabilidade). Considera interacção de esforços.
Bakker e Voorn citado por [70,1975]	Todas	Influência das tensões normais no pilar na carga de colapso do painel.
Parfit e Chen citado por [1,1977]	Compressão 3 ensaios	Estudo do efeito da introdução de carga. Interacção de esforços.
Aribert e Lachal [1,1977]	Compressão 24 ensaios	Estudo da distribuição das tensões na linha "k" sob a carga. Expressão para o comprimento efectivo, carga elástica e plástica.
Zoetemeijer [70,1975]	Compressão e corte 56 ensaios	Efeito da interacção de esforços sobre a resistência da componente. Definição de expressões para a carga de colapso tendo em conta a interacção com o corte, e com as tensões normais provenientes do pilar. Influência da largura ao longo da qual a carga é aplicada.
Klein, H. [40,1985]	Compressão 5 ensaios	Curva de comportamento para a componente compressão (F-Δ).
Lagerqvist [47,1996]	Compressão local / HSS S690 7 ensaios	Caracterização da carga máxima em compressão transversal considerando instabilidade local.
Fink [44,2001]	Compressão 12 ensaios	Influência do esforço axial do pilar.
Angerer, T. [44,2001]	Compressão 27 ensaios	-
Fürch e Kühnemund [44,2001]	Compressão 16 ensaios	Influência do esforço axial do pilar. Obtenção de parâmetros de calibração para uma nova expressão para a resistência da componente.
Coelho e Bjlhard [19,2007]	Corte / HSS S690	Actualização das expressões da componente, para o caso de HSS.

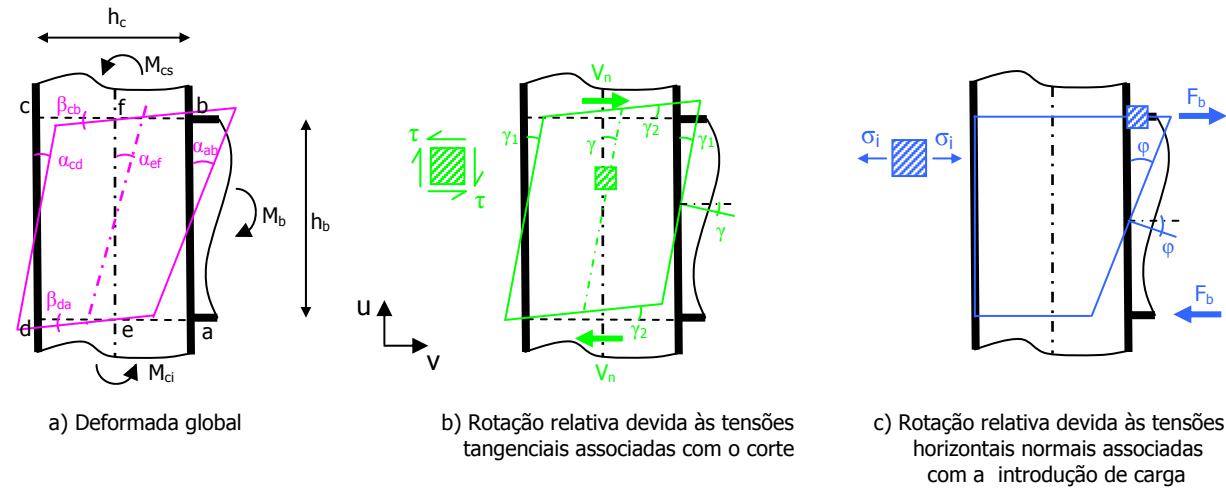
Tendo em conta que os modelos analíticos de base teórica são os mais adequados para compreender e reproduzir o comportamento das juntas, e que é este o tipo de modelo utilizado no método das componentes do EC3, far-se-á no ponto seguinte uma análise detalhada dos modelos analíticos desenvolvidos para caracterizar o comportamento rotacional de juntas soldadas. Estes modelos serão posteriormente aplicados aos modelos em estudo, cuja tipologia se encontra preconizada no EC3, ou alterados para poderem lidar com a nova tipologia de junta, e com aço de alta resistência.

## 1.4 Modelos analíticos

### 1.4.1 Introdução

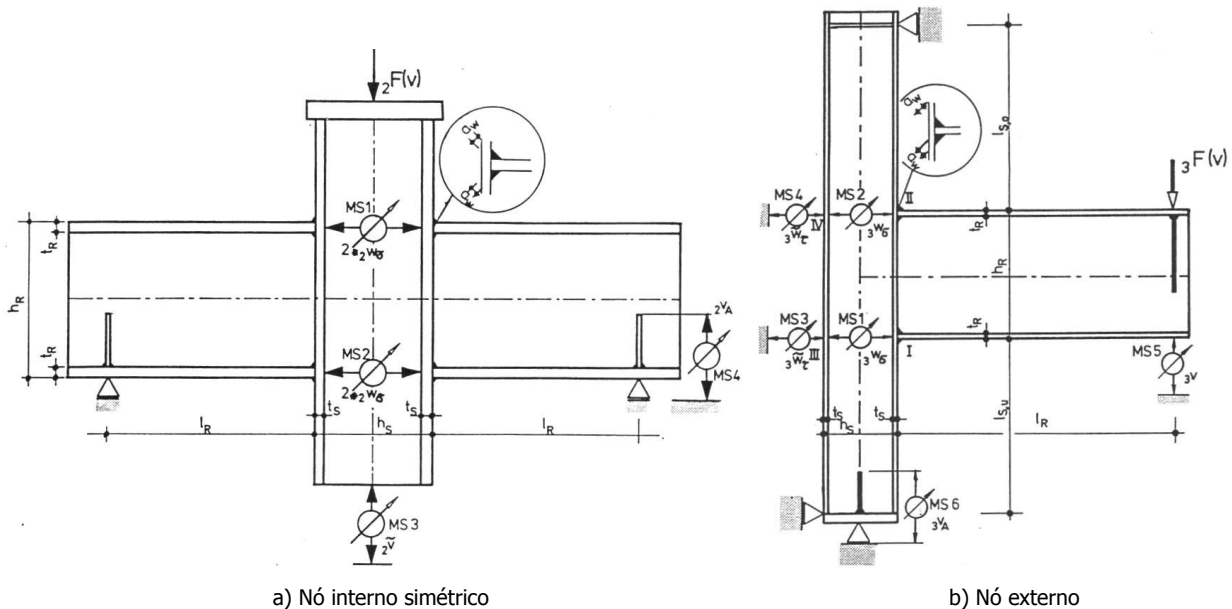
O comportamento rotacional do painel da alma do pilar em juntas soldadas pode ser considerado como a soma de dois efeitos: a distorção associada ao corte, representada pelas curvas  $V_n-\gamma$ , e a rotação associada com a introdução de carga e com os consequentes deslocamentos das zonas de tracção e compressão, representadas pelas curvas  $M_b-\varphi$ . Na Figura 19 apresenta-se a deformação do painel da alma do pilar de uma junta soldada, e a sua subdivisão nas componentes referidas. Por uma lado, devido à deformação nas componentes tracção e compressão (Figura 19c)), ao nível dos banzos da viga, que está associada directamente à introdução de carga no painel, provocando unicamente tensões normais

horizontais e uma rotação relativa do banzo solicitado. Por outro lado, devido ao corte produzido no painel (Figura 19b)), têm-se tensões tangenciais e uma rotação relativa do eixo do pilar.



**Figura 19** . Comportamento rotacional do painel da alma da pilar

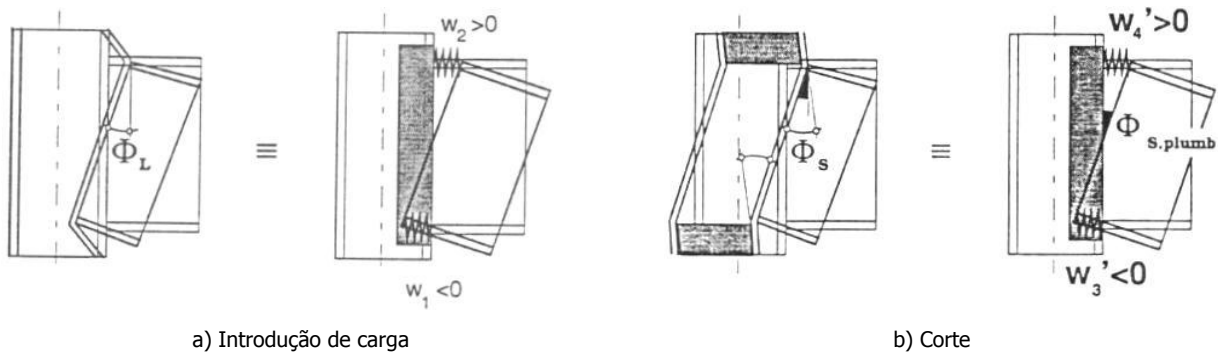
Dos primeiros estudos realizados com o objectivo de individualizar estas duas parcelas da rotação total do painel destacam-se os que foram levados a cabo na Universidade de Innsbruck por Tautsching [59,1983], Klein [40,1985] e Braun [16,1987]. Klein realizou ensaios experimentais de juntas completas à escala real, com instrumentação específica para obter separadamente o comportamento das componentes rotacionais (Figura 20). Este procedimento foi amplamente aceite, citado e reproduzido em trabalhos afins (ex: Jaspart [33,1991] ou Huber [32,1999]). Na Figura 20, Figura 21 e Figura 22 apresenta-se o esquema da instrumentação usada neste tipo de ensaios.



**Figura 20** . Esquema de ensaios realizados por Klein para obtenção das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\phi$  (Klein [40,1985])

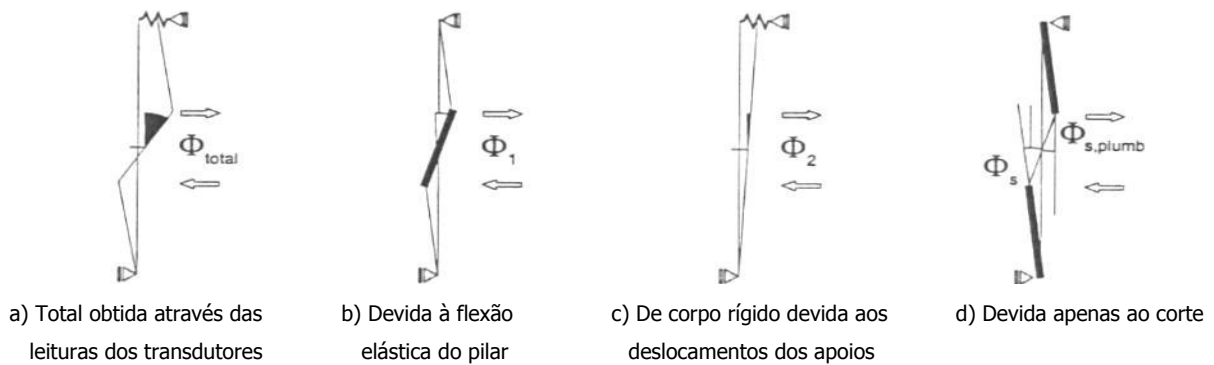
Para determinação da rotação associada com a introdução de carga (Figura 21 a)) consideram-se os transdutores MS1 e MS2 (Figura 20a) e Figura 20b)), e para determinação da rotação associada com o corte (Figura 21 b)) consideram-se os transdutores MS3 e MS4 (Figura 20b)).





**Figura 21 .** Determinação das componentes da rotação (Klein [40,1985])

À rotação por corte têm que ser retiradas as componentes devidas à flexão elástica do pilar e à rotação de corpo rígido devida a deslocamentos parasitas nos apoios (Figura 22).



**Figura 22 .** Obtenção da rotação de corte a partir das leituras dos transdutores, retirando as parcelas parasitas (Klein [40,1985])

Com base nos resultados experimentais de Klein [40,1985], foi realizado em Lausanne [7,1987], um estudo do comportamento rotacional de juntas soldadas, dentro da mesma óptica de separação da rotação associada com a introdução de carga da rotação associada ao corte. O estudo tinha por base a modelação numérica de três dos ensaios realizados por Klein, e abordou várias problemáticas que condicionam de forma determinante o comportamento de juntas soldadas, a saber: a evolução da plastificação do painel; a importância da lei do material (particularmente no que diz respeito ao endurecimento e à definição da rotura), a importância do tipo de solicitação da junta (flexão pura, flexão simples) e da correcta modelação do esforço de corte que solicita o painel. O esquema da Figura 19, onde se estabelece uma hipótese quanto à subdivisão da rotação global da junta nas suas componentes de corte e introdução de carga, faz parte do trabalho estabelecido por Atamaz [7,1987], que apresenta formulação (Eq. 5 a 14) baseada na geometria do problema para caracterizar cada uma das deformações.

$$\alpha_{ab} = \arctg\left(\frac{u_b - u_a}{h_b + v_c - v_a}\right) \quad \alpha_{cd} = \arctg\left(\frac{u_c - u_d}{h_b + v_c - v_d}\right) \quad (5) \text{ e } (6)$$

$$\phi = \alpha_{ab} - \alpha_{cd} \quad (7)$$

$$\beta_{cb} = \arctg\left(\frac{V_c - V_d}{h_c + u_b - u_c}\right) \quad \beta_{da} = \arctg\left(\frac{V_d - V_a}{h_c + u_b - u_c}\right) \quad (8) \text{ e } (9)$$

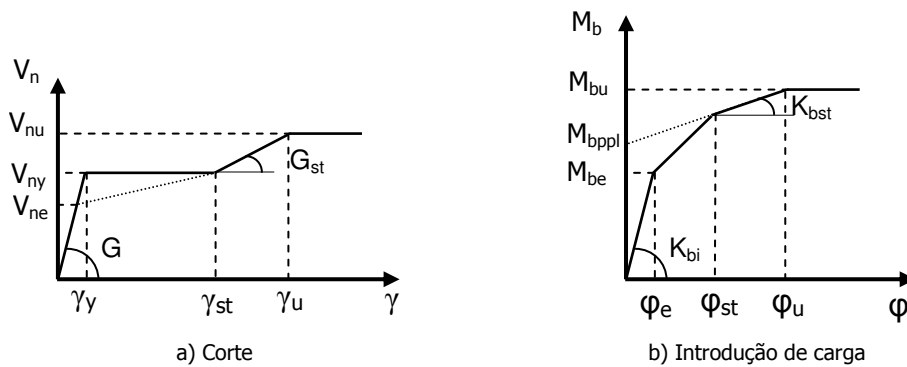
$$\gamma = \frac{1}{2}(\gamma_c + \gamma_d) = \gamma_1 + \gamma_2 \quad (10)$$

$$\gamma_c = \alpha_{cd} - \beta_{cb} \quad \gamma_d = \alpha_{cd} - \beta_{da} \quad (11) \text{ e } (12)$$

$$\gamma_1 = \alpha_{cd} \quad \gamma_2 = -\frac{1}{2}(\beta_{cb} + \beta_{da}) \quad (13) \text{ e } (14)$$

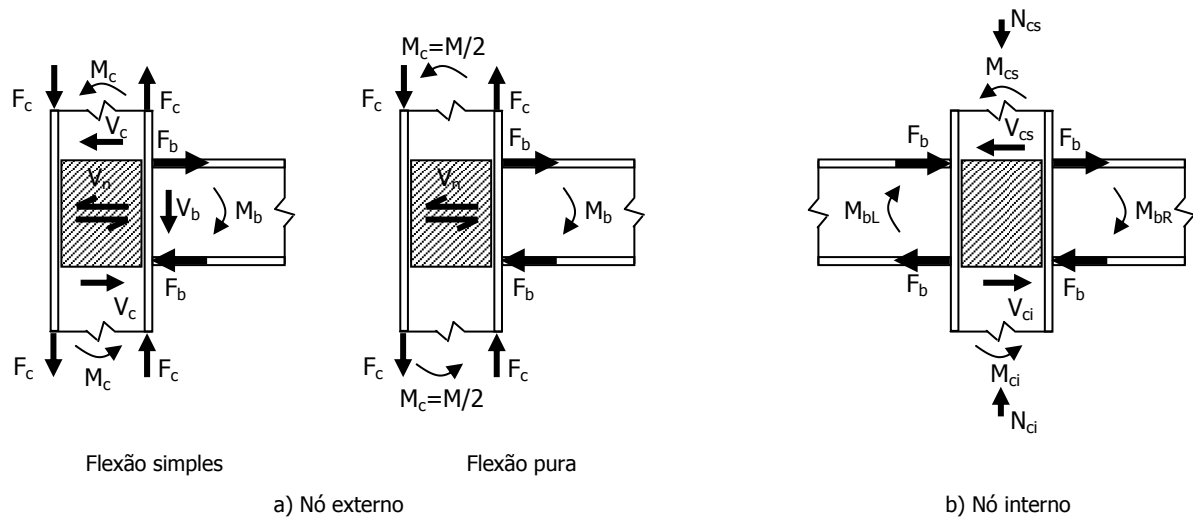
Posteriormente, Atamaz e Jaspart [8,1989], aprofundaram o estudo realizado em 1987, de modo a melhor compreender as fontes de deformabilidade e o modo de ruína de juntas soldadas. O novo estudo complementa o anterior, na medida em que é estendido ao caso de nós exteriores reforçados, o que permite analisar isoladamente o efeito do corte no painel, e ao caso de nós interiores não reforçados e carregados simetricamente, o que permite estudar o efeito da introdução de carga separadamente. No referido estudo é ainda investigada a influência de outros parâmetros no comportamento do nó (introdução de carga, imperfeição geométrica e lei do aço). Com base nas conclusões são propostos novos modelos para as curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$ .

A conclusão, sistematização e generalização deste estudo foi realizada por Jaspart [33,1991], num trabalho fundamental que constitui a teoria base de dimensionamento de juntas, que viria a ser incorporada no EC3. Os trabalhos realizados por Atamaz e Jaspart [8,1989] e por Jaspart [33,1991], expõem de uma forma completa e muito sistemática os passos necessários para obter as curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$  (Figura 23). Como tal, e dada a importância de que o referido trabalho se reveste para a presente tese, expõem-se em seguida as linhas gerais do estudo, e as formulações para as curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$ .



**Figura 23** • Modelos multilíneares para descrever o comportamento rotacional do painel

A Figura 24 ilustra as tipologias utilizadas, que correspondem aos ensaios realizados por Klein, e utilizados no estudo levado a cabo por Atamaz e Jaspart [8,1989] e Jaspart [33,1991].



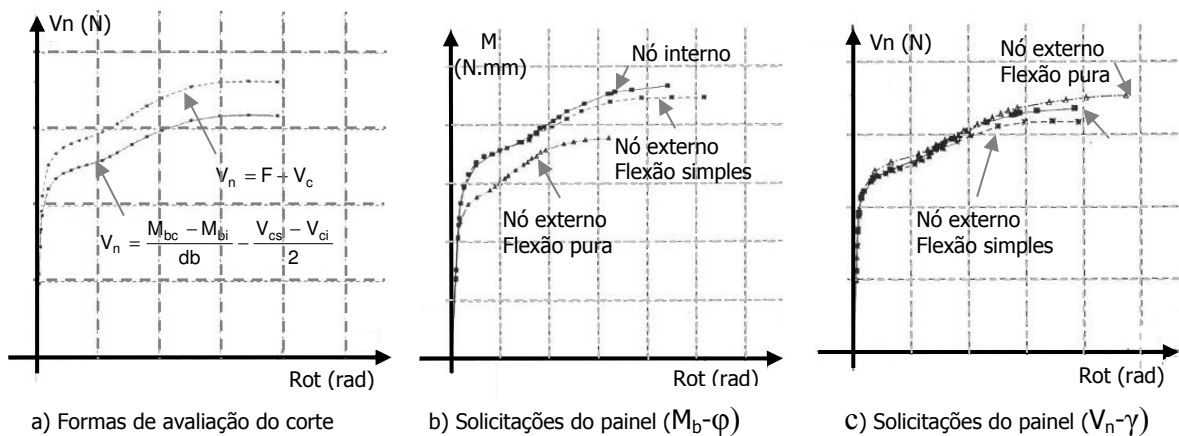
**Figura 24** . Tipologias de nó e carregamento usados no estudo de Atamaz e Jaspert [8,1989] e Jaspert [33,1991]

A primeira conclusão do estudo foi a confirmação da importância da solicitação real do nó sobre a resistência da junta. Algumas das formulações usadas até à data para avaliação do corte no painel (Eq. 15) não descreviam correctamente o valor do corte para todas as situações possíveis de solicitação do nó. Jaspert e Atamaz utilizam uma fórmula para a determinação do esforço de corte real no painel válida para qualquer solicitação (Eq. 16), e estabelecida à custa das equações de equilíbrio de esforços no contorno do painel. Esta forma de descrever o corte no painel à custa de todos as forças no seu contorno é a considerada na presente versão do EC3. Na Figura 25a) ilustra-se a diferença de comportamento do painel ao corte pelo facto de usar uma ou outra fórmula.

$$V_n = F - V_c \tag{15}$$

$$V_n = \frac{M_{bc} - M_{bi}}{d_b} - \frac{V_{cs} - V_{ci}}{2} \tag{16}$$

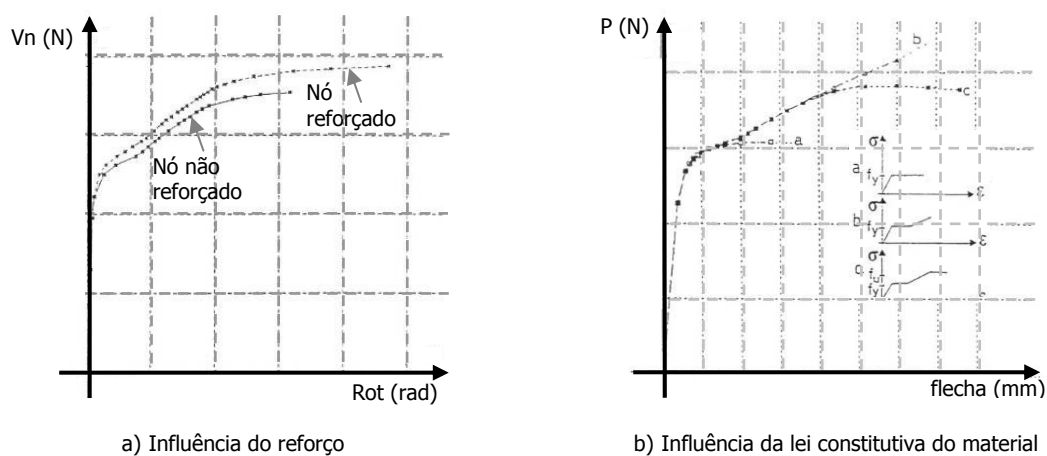
Ainda na perspectiva da influência do carregamento real sobre o comportamento da junta, Jaspert e Atamaz, comparam a resposta da junta para as várias configurações representadas na Figura 24. Na Figura 25b) e na Figura 25c) apresenta-se o resultado da comparação estabelecida.



**Figura 25** . Influência do carregamento do nó sobre as curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$  [8,1989], [33,1991]

Uma outra conclusão de grande relevância prende-se com a interacção entre o fenómeno de introdução de carga e o corte no painel. Através de um estudo comparativo entre o comportamento de nós exteriores reforçados e não reforçados (Figura 26a)), Jaspert e Atamaz, verificam que existe uma semelhança entre os comportamentos na zona elástica linear e na zona de endurecimento, o que indica que existe uma quase completa ausência de interacção entre o fenómeno de introdução de carga e o corte no painel. O conhecimento deste facto tornará mais simples a caracterização de cada uma das componentes rotacionais em causa, e da capacidade resistente da junta, como se verá mais à frente.

Relativamente ao comportamento do aço, concluem que a sua importância nas curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\phi$  é significativa, particularmente no que diz respeito ao endurecimento e à definição do ponto de rotura. Isto significa que a utilização de leis constitutivas bilineares ou trilineares não conduz a boas previsões do comportamento real do nó. A (Figura 26a)) ilustra este facto para a curva carga/deslocamento.

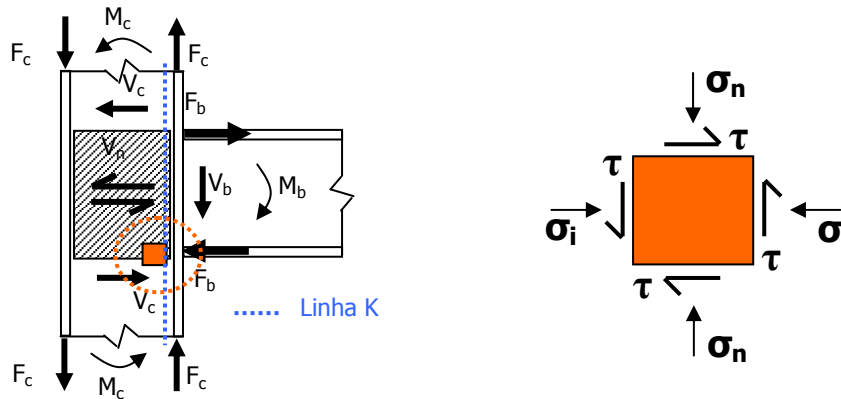


**Figura 26** . Parâmetros que influenciam o comportamento da junta [8,1989], [33,1991]

Jaspert e Atamaz concluem também que as curvas  $M_b-\phi$  relativas a nós interiores não são afectadas pelo esforço axial da coluna, a não ser quando este atinge valores elevados. No caso de nós exteriores verifica-se o mesmo, desde que o esforço axial na coluna não ultrapasse um determinado valor, o que vem corroborar as conclusões de um estudo anterior realizado por Zoetmeijer [70,1975], que preconiza um valor de  $0.5f_{ycw}$  para o limite de esforço axial no pilar.

O estudo realizado por Jaspert e Atamaz debruçou-se sobre vários factores que condicionam significativamente o comportamento rotacional das juntas soldadas, conseguindo estabelecer as premissas necessárias para a definição de modelos que descrevem esse comportamento. Parte desse trabalho baseia-se nas conclusões referidas atrás, obtidas da análise dos resultados experimentais e de simulações numéricas, e também num estudo analítico detalhado do estado de tensão no painel da alma. Este tipo de estudo torna-se necessário dado ter-se provado que o estado de tensão na alma produzido pela real solicitação do nó é absolutamente determinante no comportamento, dadas as interacções de esforços. A referida análise de tensões está de certa forma facilitada, na medida em que as conclusões anteriores permitem, além de separar os comportamentos rotacionais associados à introdução de carga e ao corte, estabelecer quais as interacções relevantes entre as tensões que solicitam o painel.

Na zona mais esforçada do painel de uma junta soldada coexistem três tipos de tensões (Figura 27): 1. Tensões tangenciais associadas ao corte ( $\tau$ ), 2. Tensões normais verticais associadas ao esforço axial e/ou de flexão proveniente do pilar ( $\sigma_n$ ) e 3. Tensões normais horizontais devidas à introdução de carga proveniente das vigas na direcção dos seus banzos ( $\sigma_i$ ).



**Figura 27** • Componentes do estado de tensão na zona mais solicitada do painel [8,1989]

Para avaliar a resistência de qualquer ponto do painel é necessário usar um critério de cedência, dado o número de componentes do estado de tensão. As simplificações na análise do estado de tensão, referidas no parágrafo anterior, e que foram possíveis graças ao estudo do comportamento do painel, reflectem-se nos itens descritos a seguir.

- Ao avaliar a capacidade resistente em corte, é necessário ter em conta apenas a interacção entre as tensões tangenciais associadas ao corte ( $\tau$ ) e as tensões normais verticais associadas ao esforço axial e/ou de flexão proveniente do pilar ( $\sigma_n$ ), dado ter-se concluído do carácter eminentemente local das tensões normais horizontais devidas à introdução de cargas provenientes das vigas na direcção dos seus banzos ( $\sigma_i$ ).
- Ao avaliar a capacidade resistente associada à introdução de carga, é necessário ter em conta apenas as tensões  $\sigma_i$  e as tensões  $\tau$ , dado ter-se concluído que as tensões normais verticais associadas ao esforço axial e/ou de flexão proveniente do pilar ( $\sigma_n$ ) não provocarem alterações nesta resistência, a não ser para valores de  $\sigma_n$  que ultrapassem 50% da tensão de cedência do material, ou próximos da carga última.

Com base nos princípios gerais apresentados atrás é possível iniciar o trabalho de estabelecer as curvas  $V_n$ - $\gamma$  e  $M_b$ - $\phi$ , que descrevem as duas componentes que caracterizam a deformabilidade de uma junta.

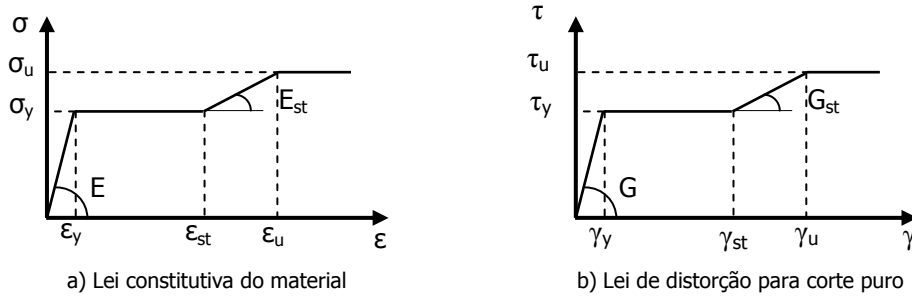
#### 1.4.2 Curvas $V_n$ - $\gamma$

A formulação apresentada nos pontos seguintes corresponde ao método Analítico-Jaspart. No entanto, ao analisar o caso de nós reforçados, incluem-se também formulações de outros autores, que se comparam entre si, com o objectivo de reunir a maior quantidade possível de informação quanto às duas componentes de deformação rotacional das juntas, para melhor poder compreender os seus mecanismos de forma a poder reproduzi-los nas novas juntas em estudo.

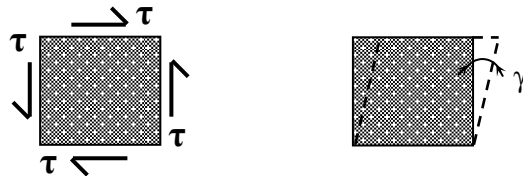
**1.4.3.1 Painel sem reforço**

**1.4.2.1.1 Domínio elástico**

Estabelecem-se as curvas características da lei constitutiva do material ( $\sigma$ - $\epsilon$ ), e do comportamento distorcional de um elemento infinitesimal sujeito a corte puro (Figura 28 e Figura 29) (Eq. 17 a 23).



**Figura 28** . Curvas características do material



**Figura 29** . Distorção sofrida por um elemento infinitesimal do painel da alma do pilar

Onde:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \tag{17}$$

$$\tau_y = \frac{f_{ycw}}{\sqrt{3}} \tag{18}$$

$$\gamma_y = \frac{f_{ycw}}{\sqrt{3}G} \tag{19}$$

$$G_{st} = \frac{E_{st}}{3} \tag{20}$$

$$\gamma_{st} = \sqrt{3}(\epsilon_{st} - \epsilon_y) + \gamma_y \tag{21}$$

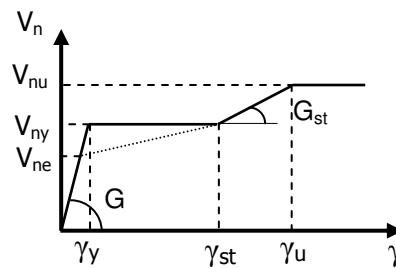
$$\gamma_u = \sqrt{3}(\epsilon_u - \epsilon_{st}) + \gamma_{st} \tag{22}$$

$$\tau_u = \frac{f_{ucw}}{\sqrt{3}} \tag{23}$$

$G$ ,  $E$ ,  $\nu$ ,  $f_{y,wc}$  e  $f_{u,wc}$  representam respectivamente, o módulo de distorção, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, tensão de cedência e última do material do painel da alma do pilar. Os outros

símbolos correspondem aos pontos notáveis das curvas características do material e encontram-se ilustrados na Figura 28.

A dedução das expressões que permitem obter os valores da distorção do elemento infinitesimal sujeito a tensões tangenciais, encontra-se analisada detalhadamente no trabalho de Atamaz e Jaspert [8,1989]. Se se considerar que as tensões de corte se encontram distribuídas uniformemente no painel da alma do pilar (corte puro), pode obter-se uma primeira aproximação da curva  $V_n-\gamma$  através da multiplicação das tensões de corte pela área da alma da coluna. Esta consideração é válida para regime elástico. Em regime plástico é necessário ter em conta a interacção entre as três componentes do estado de tensão no painel da alma do pilar ( $\tau$ ,  $\sigma_n$  e  $\sigma_i$ ), e utilizar um critério de cedência que defina o início da plasticidade do painel à custa das tensões actuantes. Na Figura 30 apresenta-se a curva  $V_n-\gamma$ , e nos pontos seguintes apresenta-se a formulação que conduz à definição dos seus pontos notáveis.



**Figura 30** . Modelo trilinear para descrever o comportamento distorcional do painel

**1.4.2.1.2 Resistência plástica do painel ao corte**

A resistência plástica do painel ao corte é dada pela Eq. 24:

$$V_{ny} = \tau_y^c A_{vc} \tag{24}$$

O valor de  $\tau_y^c$  corresponde ao valor da tensão tangencial no painel quando este atinge a sua resistência plástica devido ao estado de tensão multiaxial aí existente. Utiliza-se o critério de von Mises (Eq. 25) para estimar o esforço de corte plástico do painel da alma do pilar ( $V_{ny}$ ), tendo em conta a interacção entre as tensões de corte ( $\tau$ ) e as tensões normais verticais associadas com o esforço axial e/ou a flexão do pilar ( $\sigma_n$ ). O valor de  $\tau_y^c$  pode ser determinado a partir da Eq. 25.

$$\sigma_c = \sqrt{(\sigma_{ny}^c)^2 + 3(\tau_y^c)^2} = f_{ycw} \tag{25}$$

Onde:

$$\sigma_{ny}^c = \left( \frac{M}{W_y^c} + \frac{N}{A_c} \right) \tag{26}$$

e:

$$\tau_y^c = \frac{V_n}{A_{vc}} \tag{27}$$

$\tau_y^c$  e  $\sigma_{ny}^c$  representam a tensão tangencial e normal vertical no painel, quando este entra em cedência devido a estes dois esforços internos. M, N representam o momento-flector e esforço axial na junta

devidos à flexão composta do pilar, e  $V_n$  representa o esforço de corte no painel.  $W_y^c$ ,  $A_c$  e  $A_{vc}$  representam o módulo elástico de flexão, área, e área de corte da secção do pilar, respectivamente.

Segundo Atamaz e Jaspart [8,1989], a aplicação desta formulação aos resultados experimentais conduz a uma ligeira sobre estimação do valor do esforço de corte plástico do painel da alma do pilar ( $V_{ny}$ ) (entre 2 e 9%), que se deve à contribuição da inércia de flexão dos banzos do pilar, mas concluem que esta pode ser desprezada para nós não reforçados.

De forma a não sobre estimar a capacidade elástica, pode definir-se o valor de  $V_{ne}$  que corresponde ao início da plastificação da alma do painel por introdução de carga (Figura 30).

#### 1.4.2.1.3 Resistência última do painel ao corte

Tendo em conta que se mantêm as mesmas premissas em termos de estado de tensão consideradas para a expressão de  $\tau_y^c$ , pode avaliar-se a capacidade última do painel em corte através de uma condição semelhante (Eq. 28):

$$V_{nu} = \tau_u^c A_{vc} \quad (28)$$

Também neste caso se considera a interacção entre tensões, pelo que o valor de  $\tau_u^c$  é avaliado pelo critério de von Mises, sendo que agora a tensão de referência passa a ser a tensão última ( $f_{ucw}$ ) ao invés da tensão de cedência ( $f_{ycw}$ ) (Eq. 29), e  $\tau_u^c$  e  $\sigma_{nu}^c$  representam a tensão tangencial e normal vertical no painel, quando este atinge a resistência última devido a estes dois esforços internos.

$$\sigma_c = \sqrt{(\sigma_{nu}^c)^2 + 3(\tau_u^c)^2} = f_{ucw} \quad (29)$$

Segundo Atamaz e Jaspart [8,1989], a aplicação das curvas  $V_n-\gamma$ , descritas à custa dos valores notáveis indicados atrás, aos resultados experimentais conduz a resultados muito satisfatórios, excepto no que diz respeito ao comprimento do patamar  $\gamma_{st}$  preconizado na Eq. 21. Este desajuste deve-se ao facto de que nem todos os elementos do painel entram em cedência ao mesmo tempo, provocando uma redução do comprimento do patamar de cedência. Para obviar a este desajuste, os referidos autores propõem um factor de correcção  $\rho$  ( $\rho = 0.5$ ). Assim a Eq. 21 passa a ser (Eq. 30):

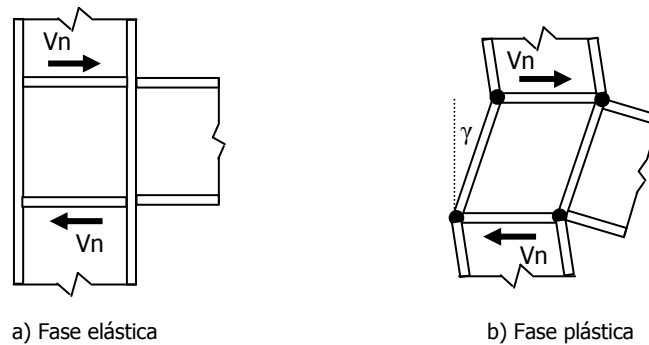
$$\gamma_{st} = \rho\sqrt{3}(\epsilon_{st} - \epsilon_y) + \gamma_y \quad (30)$$

#### 1.4.3.2 Painel com reforço

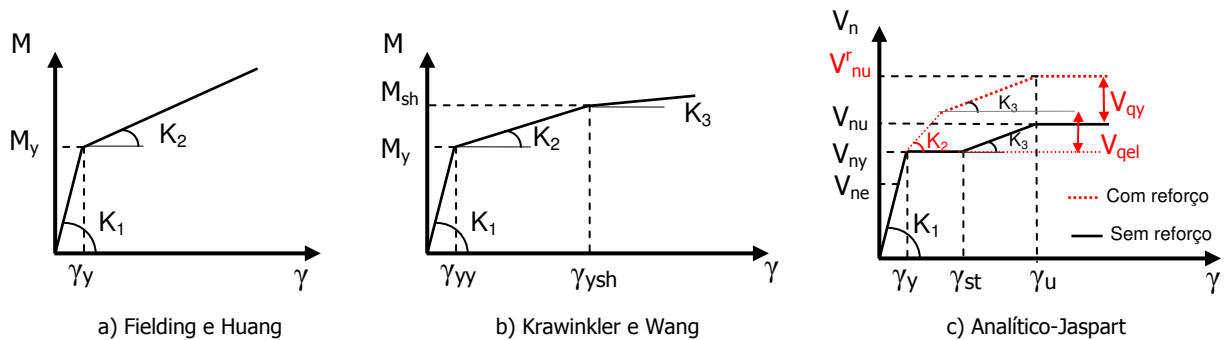
As juntas de uma estrutura solicitada com forças horizontais, estão sujeitas a um conjunto de esforços que pode causar grandes deformações de corte nos painéis das mesmas (Downs [21,2002]). Esta situação levou a um estudo amplo desta problemática, no sentido de melhor compreender o fenómeno, para poder acautelar os seus aspectos negativos, e tirar partido dos seus aspectos positivos (ex.: Krawinkler et al. [41, 1975]; Fielding e Huang [27,1971]; Kim e Engelhardt [39,2002]). O resultado desses estudos levou ao desenvolvimento de modelos multilineares de caracterização do comportamento



do painel ao corte, em juntas reforçadas ao corte (Figura 31 e Figura 32). Apresenta-se em seguida uma comparação dos modelos desenvolvidos por Fielding e Huang [27,1971], Krawinkler et al. [41, 1975] e Jaspart [33,1991], seguindo as alterações ao modelo Analítico-Jaspart apresentado atrás.



**Figura 31** . Nó reforçado ("quadro")



**Figura 32** . Modelos multilíneares para descrever o comportamento distorcional do painel reforçado

Em termos de rigidez elástica, os vários modelos referidos consideram formulações semelhantes admitindo deformação de corte puro ( $\gamma_y = \tau_y / G$ ), sendo a única diferença relativa à área de corte considerada (Quadro 6).

Para definição do limite elástico todos os modelos consideram o critério de von Mises para considerar a interacção das tensões de corte com as tensões normais provenientes do pilar.

Apesar de haver introdução de um elemento resistente adicional na alma do pilar, a resistência elástica não se encontra alterada em relação à situação em que não há reforço, na medida em que os reforços absorvem a acção proveniente directamente das vigas, responsável pelas tensões  $\sigma_i$ . Segundo o trabalho de Atamaz e Jaspart [8,1989], o fenómeno de introdução de carga tem um carácter local, pelo que, ao verificar a resistência ao corte se consideram apenas as tensões  $\tau$  e  $\sigma_n$ , não havendo então alteração pela introdução do reforço.

Admite-se que os reforços começam a ser mobilizados para a resistência ao corte quando é atingido o limite elástico do painel ( $V_{ny}$ ). O facto de só acontecer neste ponto tem a ver com a constatação de que o "quadro" só entra em funcionamento quando a deformação no painel é suficiente para mobilizar a flexão dos banzos do pilar. Isto verifica-se para valores da sollicitação superiores a  $V_{ny}$ , pois imediatamente a seguir a curva do aço entra no patamar de cedência, onde se verifica um aumento súbito e considerável de deformação. O "quadro" formado pelos reforços e banzos do pilar entre

reforços tem uma capacidade resistente suplementar que é então mobilizada com o aumento da distorção e que depende da rigidez de flexão dos banzos do pilar (Eq. 31).

$$k_f = \frac{24EI_{cf}}{d_b^2} \quad (31)$$

$I_{cf}$  representa a rigidez de flexão dos banzos do pilar e  $d_b$  representa a altura útil da alma do pilar.

Em função do analisado no parágrafo anterior, tem-se que, para valores de solicitação superiores a  $V_{ny}$ , o esforço de corte na alma não aumenta, pois a partir do momento em que o painel atingiu a cedência os reforços entraram em funcionamento, e admite-se que passam a ser os únicos responsáveis pela resistência ao corte. Isto justifica o facto de a curva Jaspert ter perdido o seu patamar de cedência, e o troço inclinado a seguir se dever ao efeito de quadro e não ao endurecimento do material do painel.

O aumento de resistência ao corte trazida pelos reforços, enquanto se mantêm em fase plástica, é dado pela Eq. 32:

$$V_{qel} = 2\left(\frac{24EI_{cf}}{d_b^3} \Delta^{st}\right)\beta \quad (32)$$

$\Delta^{st}$  Representa a soma algébrica dos deslocamentos horizontais do painel na direcção dos reforços.

$\beta$  Tem em conta a eficiência da ligação reforço-banzo.

Considera-se que a capacidade plástica do quadro ( $V_{qy}$ ) é atingida quando se formam linhas de rotura nos banzos do pilar na direcção dos reforços.

$$V_{qy} = \frac{4M_{pl}}{d_b} \quad (33)$$

$M_{pl}$  - Representa o momento plástico da secção transversal do pilar.

Em termos da distorção que caracteriza o final do segundo troço, Krawinkler considera um valor de  $4\gamma_y$ , e Wang um valor de  $3.5 \gamma_y$ . No modelo Analítico-Jaspert esse valor depende de  $\gamma_y$  e do patamar de cedência do aço.

A abordagem aqui ilustrada para o modelo Analítico-Jaspert é semelhante à preconizada na definição dos pontos notáveis das curvas dos outros modelos referidos. No Quadro 6 apresenta-se uma comparação das expressões que permitem a determinação dos pontos notáveis das curvas  $V_n-\gamma$  de uma junta. As diferenças entre elas (excepto para a área de corte) devem-se a parâmetros obtidos através de calibração.

**Quadro 6 .** Comparação entre os pontos notáveis de modelos multilíneares de comportamento do nó ao corte

Jaspart [33,1991]	Krawinkler [39,2002]	Wang [39,2002]	Fielding [39,2002]
$A_v = A_c - 2bt_f + (t_{wc} + 2r)t_f$	$A_v = (d_c - t_{cf})t_{wc}$	$A_v = (d_c - t_{cf})t_{wc}$	$A_v = d_c t_{wc}$
$K_1 = G$	$K_1 = G$	$K_1 = G$	$K_1 = G$
$V_{ny} = \tau_y^c A_{alma}$	$M_y = \frac{V_y d_b}{(1-\rho)}$	$M_y = \frac{V_y d_b}{(1-\rho)}$	$M_y = \frac{V_y d_b}{(1-\rho)}$
$k_2 = \frac{24EI_{cf}}{d_b^2}$	$k_2 = \frac{1.04Gb_{cf}t_{cf}^2}{(1-\rho)}$	$k_2 = 0.7Gb_{cf}t_{cf}^2$	$k_2 = \frac{5.2Gb_{cf}t_{cf}^3}{d_b(1-\rho)}$
$\gamma'_{st} = \alpha\sqrt{3}(\varepsilon_y) + \gamma_y$	$\gamma_{sh} = 4\gamma_y$	$\gamma_{sh} = 3.5\gamma_y$	-
$V_{nu} = \tau_u^c A_{alma} + \Delta V_{nu}$	$M_{sh} = M_y + \frac{3.12\bar{\tau}_y b_{cf} t_{cf}^2}{(1-\rho)}$	$M_{sh} = M_y + \frac{3.12\bar{\tau}_y b_{cf} t_{cf}^2}{(1-\rho)}$	-
$K_3 = G_{st}$	$k_3 = \frac{G_{st} \cdot A_{eff} \cdot d_b}{(1-\rho)}$	-	-

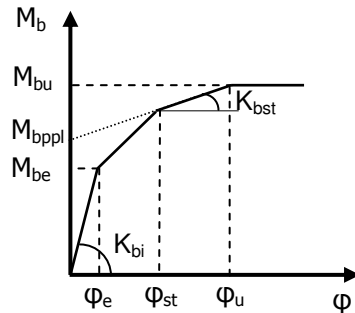
Onde:  $\rho = \frac{(d_b - t_{fb})}{h_c}$  ;  $\Delta V_{nu} = \frac{4M_{pl}}{d_b}$

Os desenvolvimentos mais recentes nesta área devem-se a Kim e Engelhardt [39,2002], que propõem um modelo quadrilinear onde a resistência dos banzos do pilar, em termos de flexão e também de corte, é considerada desde o início da aplicação da carga. A comparação deste modelo com resultados experimentais e de simulações numéricas, demonstra que conduz a melhores resultados do que os outros modelos disponíveis, o que é confirmado pelo trabalho de Castro et al. [17,2005]. Os autores referem, no entanto, que as melhorias trazidas por este modelo quadrilinear à modelação do comportamento distorcional de juntas, se verificam apenas no caso de os pilares serem constituídos por perfis com banzos de espessura elevadas (maiores que 25mm), indicando ainda que, para espessuras mais usuais, é o modelo de Krawinkler que conduz a melhores resultados (Castro et al. [17,2005]).

### 1.4.3 Curvas $M_b-\varphi$

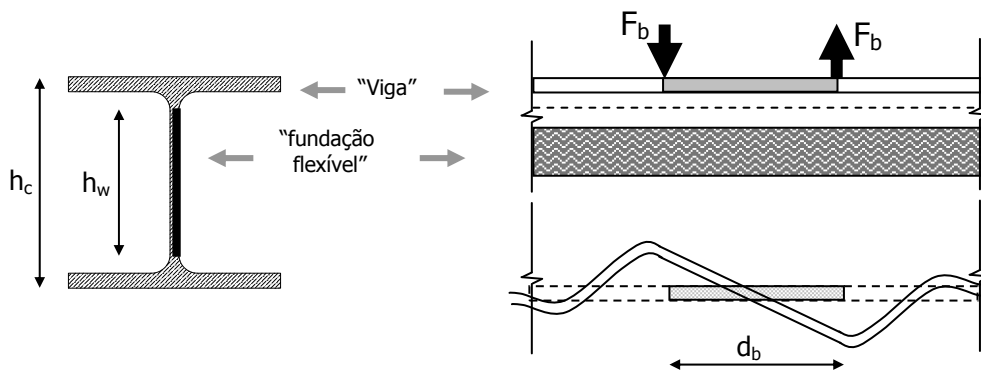
#### 1.4.3.1 Domínio elástico

A curva  $M_b-\varphi$  descreve o comportamento rotacional do painel da alma do pilar devido exclusivamente ao fenómeno de introdução de carga, associado às forças provenientes da viga que conflui no nó, pelo que se encontra directamente relacionada com as tensões normais horizontais  $\sigma_i$  (Figura 33).



**Figura 33** . Modelo multi-linear para reprodução das curvas  $M_b-\phi$

Enquanto que no caso das tensões  $\tau$  e  $\sigma_n$ , existem expressões que descrevem o seu comportamento em regime elástico, no caso das tensões  $\sigma_i$  o mesmo não se verifica. A necessidade de caracterizar essas tensões levou ao desenvolvimento de um modelo matemático baseado num modelo mecânico de viga sob fundação elástica, onde a viga simula o comportamento em flexão do banzo do pilar na zona da junta, e a rigidez da fundação flexível é definida à custa das características da alma do pilar (Parkes [52,1952], Atamaz e Jaspert [8,1989] e Roberts et al. [53,1997]) (Figura 34). Considera-se que a “viga” é rígida na zona da junta, dada a rigidez associada à viga que se une ao pilar.



**Figura 34** . Modelo mecânico usado para criar o modelo matemático que fornece as tensões  $\sigma_i$

A modelação do comportamento da alma do pilar quando sujeita às cargas transversais provenientes das vigas, através de um modelo de viga em fundação flexível, encontra-se no trabalho que tem vindo a ser referido, de Jaspert [33,1991] (Eq. 34 a 41). A partir desse modelo, tem-se:

A rigidez inicial é dada pela expressão: 
$$k_{bi} = k_{cw} \frac{d_b^2}{2} \alpha \tag{34}$$

E a tensão normal horizontal, por: 
$$\sigma_{iy} = \frac{F_y^c}{\alpha t_w} \tag{35}$$

Onde: 
$$\alpha = \frac{1}{\lambda} + \frac{2}{\lambda^2 d_b} \left( 1 + \frac{1}{\lambda d_b} \right) + \frac{d_b}{6} \quad \text{e} \quad k_{cw} = \frac{Et_{cw}}{h_{cw}} \tag{36 e 37}$$

A rigidez dos elementos da fundação elástica: 
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_{cw}}{4EI_f}} \tag{38}$$

$$\text{Com: } I_f = \frac{bt_f^3}{12} + (bt_f) \left( r + \frac{t_f}{2} - y_g \right)^2 + \frac{t_w r^3}{12} + t_w r \left( y_g - \frac{r}{2} \right)^2 + 0.005r^4 + \left( \frac{4-\pi}{4} \right) r^2 \left( y_g - \frac{r}{2} \right)^2 \quad (39)$$

$$\text{Onde: } y_g = \frac{bt_f \left( \frac{t_f}{2} + r \right) + rt_w \left( \frac{r}{2} \right) + 2 \left[ (4-\pi) \frac{r^2}{4} \right] \left( \frac{r}{2} \right)}{bt_f + t_w r + \frac{(4-\pi)r^2}{2}} \quad (40)$$

$$M_{b_e} = \sigma_{iy} \alpha t_w d_b \quad (41)$$

**1.4.3.2 Resistência plástica do painel sob a acção das cargas provenientes das vigas**

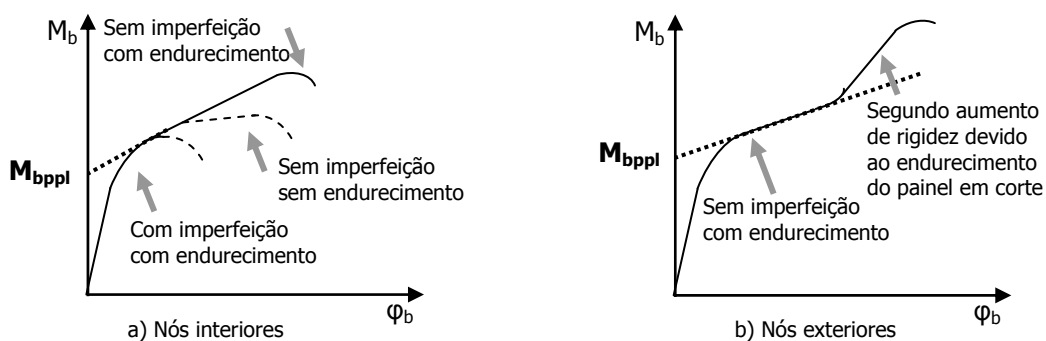
O momento  $M_{b_e}$  corresponde ao nível de carga para a qual se inicia a plasticidade no painel sob a acção local das forças transversais provenientes das vigas. À semelhança do que foi realizado para avaliar a resistência do painel em corte, também neste caso é necessário ter em conta o estado de tensões que solicita o painel ( $\tau$ ,  $\sigma_n$  e  $\sigma_i$ ) (Eq.42). Neste caso, as tensões normais verticais associadas com a flexão e/ou corte do pilar ( $\sigma_n$ ) não são consideradas, por se ter concluído que estas não reduzem a capacidade do painel quando solicitado pelas forças provenientes das vigas. Assim:

$$\sigma_i = \sqrt{(\sigma_{iy}^c)^2 + 3(\tau_y^c)^2} = f_{ycw} \quad (42)$$

$\tau_y^c$  e  $\sigma_{iy}^c$  representam a tensão tangencial e normal horizontal no painel, quando este atinge a resistência última devido a estes dois esforços internos.

**1.4.3.3 Resistência pseudo-plástica do painel sob a acção das cargas provenientes das vigas**

No caso da curva  $M_b-\phi$  não existe patamar a seguir à primeira cedência, e em vez dele verifica-se um aumento da rigidez antes de ser atingida a carga máxima. Como tal, a avaliação de resistência pós cedência no caso das curvas  $M_b-\phi$ , é realizada à custa de um valor denominado por Jaspert [33,1991], de resistência pseudo-plástica. A sua definição é realizada conforme ilustrado na Figura 35, e o seu valor corresponde à situação em que é atingida a tensão de cedência no comprimento efectivo das componentes tracção e compressão da alma do pilar e o seu valor descrito pela Eq. 43.



**Figura 35** . Momento pseudo-plástico do painel do pilar sujeito à acção das cargas provenientes da viga

$$M_{b\text{ppl}} = \sigma_{iy}^c t_w b_{\text{eff,cw}} d_b \quad (43)$$

A deformação associada à resistência pseudo-plástica (Eq. 44), e a rigidez de endurecimento (Eq. 45), tomam a forma:

$$\phi_{\text{st}} = 2\rho \frac{\varepsilon_{\text{stcw}} d_c}{d_b} = \frac{\varepsilon_{\text{stcw}} d_c}{d_b} \quad (44)$$

$$k_{\text{bst}} = k_{\text{bi}} \frac{E_{\text{stcw}}}{E_{\text{cw}}} \cong \frac{k_{\text{bi}}}{50} \quad (45)$$

#### 1.4.3.4 Resistência última do painel sob a acção das cargas provenientes das vigas

A resistência última do painel da alma do pilar sob a acção das cargas transversais provenientes das vigas ( $M_{\text{bu}}$ ) depende do modo de ruína. Excluindo a possibilidade de corte, que foi já analisada anteriormente, a ruína pode dever-se a plastificação excessiva do painel na zona de introdução de carga, ou a instabilidade da alma ao longo de toda a sua largura.

- Ruína por plastificação

Neste caso pode aplicar-se uma expressão análoga à utilizada para o valor do momento pseudo-plástico, substituindo  $f_{yw}$  por  $f_{uw}$  no valor limite da tensão usada no critério de von Mises (Eq. 46).

$$M_{\text{bu}} = \sigma_{iu}^c t_w b_{\text{eff,cw}} d_b \quad (46)$$

- Ruína por instabilidade

Neste caso:

$$M_{\text{bu}} = \sqrt{M_{\text{bcr}} M_{\text{by}}} \quad (47)$$

Onde  $M_{\text{by}}$  corresponde à resistência elástica da alma do pilar, e  $M_{\text{bcr}}$  representa a carga crítica de instabilidade (Eq. 48):

$$M_{\text{bcr}} = (h_c - 2t_c) t_w d_b k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t_w}{h_c - 2t_c} \right)^2 \quad (48)$$

A constante  $k$  depende das condições de apoio da placa. Toma o valor de 1 em nós internos e de 2 em nós externos.

## 1.5 Modelos regulamentares

A formulação apresentada anteriormente para o modelo Analítico-Jaspart foi estabelecida em 1989, e sofreu desde então algumas alterações, que se prenderam por um lado com melhoramentos da formulação no sentido de melhor reproduzir o comportamento das juntas, e por outro lado, com alterações de "aspecto", no sentido de serem mais fáceis de utilizar em dimensionamento, já que vieram a ser incluídas no EC3, nos procedimentos de cálculo de juntas.

As alterações realizadas à formulação são aqui brevemente analisadas no sentido completar a apresentação do método, e de estabelecer a ponte necessária com a formulação actual do EC3. A análise das alterações é realizada à custa da comparação entre a formulação original do modelo Analítico-Jaspart e a formulação actual do EC3.

- Relativamente à rigidez inicial associada com a introdução de carga, para o modelo A-J (Eq. 49), e para o modelo do EC3 (Eq. 50), tem-se:

$$K_{ini}^{A-J} = \frac{Et_w d_b^2}{2d_c} \alpha \quad (49)$$

$$S_j^{EC3} = \frac{Ez^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (50)$$

As componentes interessadas são a compressão e a tracção, pelo que a Eq. 50 toma a forma:

$$S_j^{EC3} = \frac{Ez^2}{\sum_i \left( \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} \right)} \quad (51)$$

Onde  $k_2$  representa a rigidez da componente compressão (Eq. 52) e  $k_3$  representa a rigidez da componente tracção (Eq. 53).

$$K_2 = \frac{0.7b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c} \quad (52)$$

$$K_3 = \frac{0.7b_{eff,t,wc} t_{wt}}{d_c} \quad (53)$$

Tendo em conta que numa junta soldada  $k_2$  é igual a  $k_3$ , e que  $z$  (braço do momento) é igual a  $d_b$  (distância entre os centros de gravidade dos banzos da viga), vem (Eq. 54):

$$S_j^{EC3} = \frac{Et_w d_b^2}{2d_c} 0.7b_{eff,wc} \quad (54)$$

Comparando a Eq. 54, que descreve a rigidez inicial por introdução de carga dada pela formulação preconizada no EC3, com a Eq. 49, que descreve a rigidez inicial por introdução de carga dada pelo método Analítico-Jaspart, pode concluir-se que para que estas correspondam ao mesmo valor vem:

$$0.7b_{eff,wc} = \alpha \quad (55)$$

- Relativamente à primeira cedência associada com a introdução de carga, para o modelo A-J (Eq. 56), e para o modelo do EC3 (Eq. 57) tem-se:

$$M_y^{A-J} = \alpha t_w d_b \sigma_{iy}^c \quad (56)$$

$$M_{Rd}^{EC3} = b_{eff,wc} t_w f_{y,wc} \omega \rho k_{wc} \quad (57)$$

As diferenças entre as duas formulações devem-se à diferença analisada atrás (Eq. 55), e ao valor da tensão utilizada para cálculo do momento resistente. Na expressão do modelo Analítico-Jaspart a tensão utilizada foi calculada através de um critério de cedência, a partir do verdadeiro estado de tensão instalado no painel da alma do pilar. Este tipo de procedimento é inviável para o dimensionamento corrente, pois pressupõe resultados de um modelo numérico devidamente calibrado. Para contornar esse aspecto, e tornar a determinação do momento de cedência possível a partir apenas das propriedades materiais e geométricas da junta, a formulação do EC3 utiliza a tensão de cedência do material, que é depois corrigida através dos coeficientes que têm em conta a redução da capacidade resistente devida à interação de esforços ( $\omega$  e  $k_{wc}$ ).

- Relativamente à rigidez inicial associada com o corte, para o modelo A-J (Eq. 58), e para o modelo do EC3 (Eq. 59), tem-se:

$$K_{ini}^{A-J} = \frac{V_{ny} Z}{\frac{V_{ny}}{GA_{v,cw}}} = GA_{v,wc} Z \quad (58)$$

$$S_j^{EC3} = \frac{Ez^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (59)$$

A componente interessada é apenas o corte, pelo que a Eq. 59 toma a forma:

$$S_j^{EC3} = \frac{Ez^2}{\sum_i \left( \frac{1}{k_1} \right)} \quad (60)$$

onde  $k_1$  representa a rigidez da componente corte (Eq. 61).

$$K_1 = 0.38 \frac{A_{v,wc}}{\beta z} \quad (61)$$

Então:

$$S_j^{EC3} = 0.38 \frac{EA_{v,wc} Z}{\beta} \quad (62)$$

Comparando a equação 62, que descreve a rigidez inicial por corte dada pela formulação preconizada no EC3, com a equação 58, que descreve a rigidez inicial por corte dada pelo modelo Analítico-Jaspart, resulta (Eq. 63):

$$G = \frac{0.38E}{\beta} \quad (63)$$



O que, no caso de nó interno, onde  $\beta$  é igual a um, corresponde a uma igualdade. Para a tipologia de nó externo, o EC3 não introduziu alterações<sup>Nota1</sup>.

- Relativamente à primeira descontinuidade da curva de corte, tem-se (Eq. 64):

$$V_e^{A-J} = \tau_{y1}^c A_{v,wc} \quad (64)$$

Este nível de corte corresponde à primeira cedência verificada na introdução de carga, e não tem a ver directamente com o mecanismo de cedência em corte, mas antes com a hipótese de a cedência por introdução de carga provocar um aumento súbito de deformação que influencia a curva de corte. Relativamente ao seu valor homólogo no modelo do EC3, terá uma diferença associada à diferença referida na Eq. 55, uma vez que a tensão tangencial da Eq. 64 é calculada através do critério de cedência em que as componentes do estado de tensão são o corte e a tensão normal horizontal associada com a introdução de carga.

- Relativamente à primeira cedência da curva de corte, para o modelo A-J (Eq. 65), e para o modelo do EC3 (Eq. 66) tem-se:

$$V_{ny}^{A-J} = \tau_{y2}^c A_{v,wc} \quad (65)$$

$$V_{wp,Rd}^{EC3} = \frac{0.9f_{y,wc}A_{v,wc}}{\sqrt{3}} \quad (66)$$

Na expressão do modelo Analítico-Jaspart a tensão utilizada foi calculada através de um critério de cedência, a partir do verdadeiro estado de tensão instalado no painel da alma do pilar. Este tipo de procedimento é inviável para o dimensionamento corrente, pelo motivo apontado atrás. Para contornar esse aspecto, e tornar a determinação da resistência possível a partir apenas das propriedades materiais e geométricas da junta, a formulação do EC3 utiliza a tensão de cedência do material, que é depois corrigida de um coeficiente que tem em conta a redução da capacidade resistente ao corte devida à interacção com o esforço normal do pilar (0.9) (Jaspart [33,1991]).

A formulação completa da Parte 1-8 do EC3 para dimensionamento de ligações soldadas não reforçadas, é exposta em anexo (Anexo A - formulações regulamentares do EC3 para juntas soldadas).

## 1.6 Aço de alta resistência

A denominação mais frequente de aço de alta resistência aplica-se a uma nova família de aços estruturais com tensões de cedência superiores a 480 MPa. O desenvolvimento deste tipo de aço deve-se à procura de novos materiais estruturais, com comportamentos otimizados, tendo em vista a procura

---

<sup>Nota1</sup> Dada a complexidade e importância de que reveste a problemática associada ao parâmetro  $\beta$ , opta-se por abordar o assunto mais à frente. Será analisada em detalhe a função e formulação do parâmetro  $\beta$ , e a sua aplicabilidade às juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes.

de economia, possibilidade de soluções arquitectónicas mais interessantes, maior durabilidade, e, num item que merece cada vez mais interesse, a sustentabilidade e a protecção do meio ambiente.

Este tipo de aços excepcionais resulta de avanços tecnológicos na indústria metalomecânica, particularmente nos processos químicos, através de métodos inovadores de constituição de liga, e termo-mecânicos, através de um novo processo de laminagem e tratamento térmico designado de TMCP (thermo-mechanical control process) (Günther et al. [30,2005]). Estes novos processos permitem a produção de aços muito puros, com microestruturas muito finas, e com boas características de protecção à corrosão e de soldabilidade.

As primeiras utilizações destes aços foram em gruas, plataformas offshore e construção naval, mas na área da construção civil têm vindo a ser aplicados maioritariamente a pontes, começando agora a sua utilização em estruturas comuns. No caso das pontes (vãos médios a longos), a utilização de aços de alta resistência pode implicar uma redução de 20% do custo, em relação aço ao macio, por motivos que se prendem com as menores cargas de gravidade, menos material e maior durabilidade, o que reduz os custos de manutenção (Günther et al. [30,2005]).

Os primeiros trabalhos de investigação em aços de alta resistência remontam à década de 1960. No período inicial, a utilização deste tipo de aço era contudo mínima pois era caro, tinha problemas de soldabilidade, e não havia informação suficiente sobre ele para que fosse possível estabelecer critérios de dimensionamento baseados em certeza estatística. A falta de informação sobre o material levou a limitações regulamentares baseadas em conceitos semi-empíricos, que deixavam o aço fora do campo de aplicabilidade onde poderia ser mais económico. O regulamento AISC de 1993 para edifícios, proíbe a utilização de aços com tensões de cedência superiores a 448MPa no dimensionamento de pórticos com base na análise plástica, e o regulamento AISC de 1992 para análise sísmica, proíbe a utilização de aços com tensão de cedência superior a 345MPa.

Os Estados Unidos e o Japão são os principais responsáveis pela introdução e desenvolvimento deste tipo de aços na construção, na medida em que são produtores e utilizadores do aço como material estrutural por excelência, levando os conceitos estruturais a situações limite que impulsionam a procura de novas soluções estruturais e novos materiais.

No caso dos EUA, a regulamentação sobre aços de alta resistência como material estrutural remonta a 1969 (regulamento AISC 1969). Em 1992 foi constituída uma joint-venture entre os principais interessados neste material (US Federal Highway Administration, American Iron and Steel Institute e US Navy), que constituiu uma plataforma concertada para o desenvolvimento deste novo material. A primeira grande estrutura foi construída em 1997 (Snyder bridge – Nebraska), e em 2004 havia já 154 pontes construídas com aço de alta resistência nos EUA (Lwin et al. [48,2005]).

No caso do Japão, as primeiras utilizações em pontes remontam a 1960, com aços com tensões de cedência na ordem dos 600MPa. Em 1964 foi construída a primeira ponte com aços com tensões de cedência na ordem dos 800MPa. O aço de alta resistência foi incluído nos documentos normativos em 1996, sendo que em 1999, 22% das pontes são construídas neste tipo de aço (Kawabata [38,2005]).

A Europa começa também a acompanhar a tendência de utilização de aços de alta resistência para pontes, podendo destacar-se o viaduto de Millau em França, onde foram utilizadas 15.000 toneladas

deste tipo de aço. Em termos de regulamentação, tem vindo a ser realizado um esforço concertado para actualizar as formulações relativas a aço macio, nomeadamente com a Parte 1-12 do Eurocódigo 3 [25,2006].

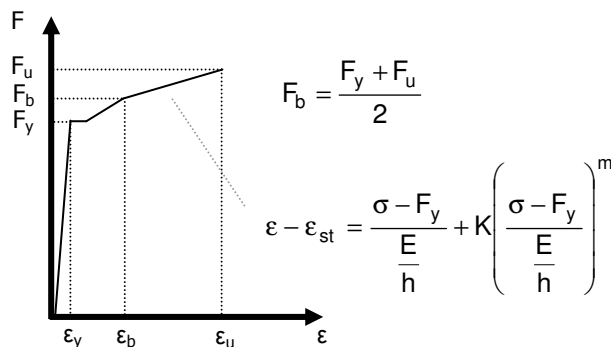
De entre as vantagens pode destacar-se:

- No âmbito de análise elástica, permitem estruturas mais leves, o que se traduz em economia directa em termos de material, menores fundações, menores cargas de massa para solicitações laterais, menores custos de transporte e armazenamento.
- A redução do volume de aço tem também um claro interesse ambiental, pois reduz o impacto negativo da produção e do transporte.
- Em termos de durabilidade apresentam vantagens que se prendem com as suas excelentes capacidades de resistência à corrosão e ataques de factores ambientais.
- Em termos arquitectónicos permitem estruturas mais elegantes, e um maior campo de possibilidades de concepção espacial.
- Menor incerteza quanto às propriedades mecânicas e químicas, devido a um maior controlo de qualidade na produção.

De entre as desvantagens pode destacar-se:

- Apesar de ter um limite de elasticidade elevado, o módulo de elasticidade não tem um aumento correspondente. Como tal, nas situações condicionadas pela deformabilidade (ex.: flechas ou, deformabilidade lateral de pórticos) a utilização deste tipo de aço parece não trazer vantagens.
- No caso de solicitações excepcionais (ex.: sismo ou fogo) os elementos estruturais sofrem grandes deformações locais e globais, e têm que apresentar capacidade de deformação e dissipação de energia suficientes para fazer face às solicitações. Este tipo de aço tem uma ductilidade reconhecidamente inferior que os aços ordinários, pelo que parece menos adequado para este tipo de situações. No entanto não foram ainda realizados estudos suficientes para caracterizar a ductilidade do material em si e a capacidade de rotação e dissipação de energia de membros e juntas.
- A relação  $f_y/f_u$ , para este tipo de aços é alta (0.95), o que significa que a resistência associada ao domínio de endurecimento é menor do que num aço ordinário. As peças estruturais comprimidas mais frequentes têm um coeficiente de esbelteza intermédio que conduz a um colapso em regime elasto-plástico, que depende da resistência associada ao domínio de endurecimento. Como tal, valores elevados da relação  $f_y/f_u$ , podem afectar negativamente os critérios para verificação de estabilidade, preconizados na regulamentação. Também relativamente a este item existe pouca informação disponível.
- Os limites regulamentares relativos à compacidade das secções, e que definem a sua aplicabilidade para os diferentes tipo de análise estrutural, prejudicam os aços de alta resistência, deixando-os longe da sua utilização máxima em termos de resistência, que constitui a sua maior vantagem.

Na Figura 36 representa-se uma curva tipo de comportamento para o aço de alta resistência, e no Quadro 7 um resumo de trabalhos e documentos relevantes relativos a este tipo de aço.



**Figura 36 .** Lei de comportamento material tipo para aços de alta resistência [29,1997]

**Quadro 7 .** Resumo bibliográfico de trabalhos no âmbito do comportamento de aços de alta resistência

Sause e Fisher 1969 [29,1997]	Aplicações de aço de alta resistência a pontes. Listagem dos principais problemas relativos aos AAR.
Galambos 1969 [29,1997]	Avaliação da capacidade de rotação das secções para avaliar a sua viabilidade para análise plástica.
Galambos e Ravindra 1978 [29,1997]	Reunião de informação sobre o comportamento material dos AAR, e utilização dessa informação para desenvolver um critério de segurança semi-probabilístico, baseado em considerações estatísticas.
Galambos 1988 [29,1997]	Recolha sistemática de informação junto das siderurgias americanas, para realizar uma base de dados com o comportamento material dos AAR produzidos por estas.
Macadam 1988 [29,1997]	Estudo de peças de AAR comprimidas em regime não linear. Aplicação a enformados a frio.
Kemp e Decker 1991 [29,1997]	Características necessárias dos AAR em termos de capacidade de rotação.
Kuwamura 1992 [29,1997]	Características necessárias dos AAR para resistir a acções sísmicas, curvas de comportamento material para AAR, e efeito do quociente fy/fu no comportamento de vigas pilar.
Mazzolani 1993 [29,1997]	Recolha sistemática de informação junto das siderurgias europeias, para realizar uma base de dados com o comportamento material dos AAR produzidos por estas.
Sooi et al. 1995 [29,1997]	Curvas de comportamento material para AAR.
McDermott e Gerardy 1996 [29,1997]	Curvas de comportamento material para AAR.
Joint venture 1992 [9,2004]	Estudo conjunto para desenvolvimento de um aço da classe S690: HPS70W. As conclusões do estudo foram utilizadas para actualizar os regulamentos AASHTO de dimensionamento de pontes, para AAR. Joint venture: American Iron & Steel Institute / US Navy / Federal Highway Administration 1992
Dexter et al. 2002 [9,2004]	Ductilidade de placas de AAR.
EN 1993-1-12 2006	Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S700
Bjorhve 2004 [11,2004]	Forma como os regulamentos definem as características mínimas em termos de deformabilidade, dos membros e juntas, para os diversos tipos de AAR.
Yang e Hancock [69,2006]	Avaliação experimental da resistência de colunas enformadas a frio axialmente comprimidas constituídas por aço de alta resistência (instabilidade).
Chen et al. [18,2006]	Caracterização das propriedades mecânicas de aço macio e aço de alta resistência a temperaturas elevadas.
Coelho e Bijlaard 2007 [19,2007]	Comportamento experimental de juntas viga-pilar aparafusadas, constituídas por AAR S690 e S960.

Os aços de alta resistência são um material inovador com um grande potencial, que foi prejudicado inicialmente pelo seu elevado custo, pelas más características de soldabilidade, e pela falta de informação a respeito das suas propriedades, particularmente em termos de capacidade de dissipação de energia e resistência em termos de estabilidade. As crescentes exigências relativamente a novos materiais otimizados têm trazido um esforço acrescido para caracterizar convenientemente este material. O trabalho a realizar passa pela actualização dos documentos normativos relativos a aços estruturais, com particular atenção a problemas instabilidade, ductilidade e capacidade de rotação, comportamento das juntas e concomitantemente, passa também por conseguir informação em quantidade suficiente para que haja confiança estatística nas formulações propostas.

O trabalho realizado na presente tese relativamente às juntas em aço da classe S690, enquadra-se nesta perspectiva, na medida em que pretende caracterizar o comportamento de uma junta específica constituída por aço de alta resistência.

## **1.7 Organização do trabalho**

O trabalho realizado tem como objectivo a caracterização do comportamento de um tipo de junta que não se encontra preconizada no EC3, e que corresponde a nó interno com vigas de alturas diferentes constituída por aço da classe S690. Pretende-se que a referida caracterização conduza a procedimentos no âmbito do método das componentes do EC3.

O trabalho desenvolvido divide-se em três etapas. A primeira diz respeito ao estabelecimento de modelos numéricos de elementos finitos calibrados com resultados de ensaios experimentais. Estes modelos correspondem de facto a uma ferramenta que será usada ao longo de todo o trabalho, pois permitem reunir informação fundamental sobre o comportamento do novo tipo de nó, e serão usados para testar todas as novas metodologias e formulações desenvolvidas para caracterizar o comportamento do novo tipo de junta.

A segunda etapa diz respeito ao desenvolvimento de modelos de análise para o novo tipo de nó, nomeadamente modelos analíticos e modelos de molas, na perspectiva do método das componentes.

Na terceira etapa utilizam-se os modelos analíticos e modelos mecânicos propostos para o novo tipo de nó para avaliar até que ponto é que as formulações actuais são adequadas para a sua análise, e estabelece-se nova formulação para nó internos com vigas de alturas diferentes e aço de alta resistência da classe S690.

Em seguida apresenta-se o trabalho desenvolvido em cada capítulo da presente tese.

No Capítulo 1 apresenta-se o enquadramento bibliográfico, que sumaria o estado do conhecimento relativamente ao comportamento estrutural de ligações metálicas viga-pilar, e ao comportamento de aços de alta resistência, na perspectiva em que estes assuntos serão abordados na presente tese. É dado especial relevo ao desenvolvimento das formulações que deram origem ao método das componentes, preconizado no EC3, nomeadamente ao modelo Analítico-Jaspart, que caracteriza o comportamento do painel da alma do pilar de ligações soldadas. Este enfoque justifica-se pelo facto de

que se pretende caracterizar o comportamento do novo tipo de junta em estudo (nó interno com vigas de alturas diferentes) na perspectiva do método das componentes do EC3.

No Capítulo 2 é descrita toda a campanha experimental realizada, que engloba treze ensaios de juntas à escala real. O objectivo dos referidos ensaios passa pela obtenção de valores para calibração dos modelos numéricos de cada tipologia de junta, e pela reunião de informação que permita caracterizar o comportamento de nós internos com vigas de alturas distintas. Apresentam-se detalhes sobre as configurações seleccionadas, instalação experimental, instrumentação, caracterização dos materiais, e bem assim, o registo de grande parte dos resultados experimentais.

No Capítulo 3 apresentam-se os modelos numéricos de elementos finitos para todas as juntas em estudo, e sua calibração com os resultados experimentais. Relativamente ao modelo de elementos finitos são listadas todas as considerações relativas à sua concepção, em termos de geometria, reprodução das condições dos ensaios, escolha do elemento finito e convergência da malha. No que diz respeito à calibração, apresentam-se os parâmetros e processo de calibração. Por fim avalia-se a qualidade dos modelos numéricos calibrados, por comparação com os resultados homólogos dos ensaios experimentais.

O capítulo 4 apresenta a caracterização das componentes do painel da alma do pilar, em curvas  $F-\Delta$  não lineares, obtidas a partir dos resultados dos modelos numéricos calibrados.

A avaliação dos deslocamentos é realizada à custa de um modelo de comportamento para cada junta. No caso das configurações em nó interno ou externo simétrico, o referido modelo corresponde ao modelo de molas subjacente ao método das componentes do EC3. No caso de juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes, os deslocamentos são avaliados à custa de um modelo de comportamento proposto na presente tese para o novo tipo de nó. O desenvolvimento deste modelo baseia-se no modelo de molas preconizado no EC3 e na informação recolhida a partir dos modelos experimentais e numéricos, sobre o comportamento do novo tipo de junta.

A avaliação das forças é realizada através da integração numérica dos campos de tensões associados a cada componente.

No Capítulo 5 propõe-se um modelo analítico para descrever o comportamento de nós internos com vigas de alturas distintas. O modelo proposto baseia-se no modelo analítico subjacente ao método das componentes do EC3, que caracteriza o comportamento de nós externos e internos simétricos (modelo Analítico-Jaspart), e na informação recolhida a partir dos modelos experimentais e numéricos, sobre o comportamento do novo tipo de junta. O modelo proposto denomina-se modelo Analítico-Jaspart Modificado e permite caracterizar o comportamento do novo tipo de junta em estudo. A qualidade do novo modelo é avaliada por comparação com os resultados dos modelos numéricos calibrados.

No Capítulo 6 estabelecem-se modelos e formulações para caracterização do comportamento de nós internos com vigas de alturas diferentes na perspectiva do método das componentes. É retomado o modelo de molas desenvolvido para o novo tipo de nó, e utilizado para caracterizar a sua curva momento/rotação. Esta ferramenta permite a caracterização do comportamento do novo tipo de junta através do mesmo procedimento estabelecido no método das componentes. Como se trata de um nó

interno, e tendo em conta que, para este caso, o EC3 preconiza um procedimento simplificado para caracterização do comportamento da junta através dos chamados parâmetros  $\beta$ , é também proposta uma formulação para estes parâmetros, para nós internos com vigas de alturas diferentes.

A qualidade do novo modelo de molas e da nova formulação para os parâmetros  $\beta$  é testada por comparação com os resultados homólogos do modelo numérico.

No Capítulo 7 é analisada a problemática relativa ao aço de alta resistência da classe S690. Neste caso avalia-se a aplicabilidade da presente formulação da parte 1.8 do EC3 e do modelo Analítico-Jaspart a este tipo de aços. A avaliação referida permite isolar as formulações que precisam de actualização, para o caso de aço de alta resistência. Em função disso são propostas algumas novas formulações e definidas algumas temáticas que necessitam de investigação mais desenvolvida.

No Capítulo 8 é feita uma pequena resenha do trabalho desenvolvido, apresentam-se as conclusões e propostas para desenvolvimentos futuros dos assuntos estudados na presente tese.





## Bibliografia

1. ARIBERT, J. M.; LACHAL, A.: Étude élasto-plastique par analyse des contraintes de la compression locale sur l'âme d'un profilé. Construction Métallique. Vol. 4 (1977), p.51-66.
2. ARIBERT, J. M.; LACHAL, A. et NAWAWY, O. EL: Modélisation élasto-plastique de la résistance d'un profilé en compression locale. Construction Métallique. N° 2 (1981), p.3-26.
3. ARIBERT, J. M.; LACHAL, A. et MOHEISSEN, M.: Interaction du voilement et de la résistance plastique de lame d'un profile laminé soumis à une double compression locale (nuance d'acier allant jusqu'à Fe 460). Construction Métallique. N° 2 (1990), p.3-23.
4. ARIBERT, J, M.: Plastic analysis and simplified design of the compression zone of a beam-to-column connection, Second International Workshop on Connections in Steel Structures. Paper 2/6, Pittsburgh, U.S.A., April 1991.
5. ASSOCIAÇÃO PORTUGUESA DE CONSTRUÇÃO METÁLICA E MISTA - CMM (<http://www.cmm.pt>)
6. ARMER, G.S.T. and O'DELL T.: Fire, static and dynamics tests of building structures. Proceedings of the second Cardington Conference, Cardington, England, 1996. Ed.: E & FN Spon London, pp.: 111-126, 1996.
7. ATAMAZ SIBAI, W.: Simulation numérique du comportement de deux assemblages de rives soudé non raidis. Rapport Interne IREM 87/5 : École Polytechnique Fédérale de Lausanne Département de Génie Civil IREM, Juin, 1987.
8. ATAMAZ SIBAI, W. et JASPART, J. P.: Étude du comportement jusqu'à la ruine des nœuds complètement soudés. Rapport Interne IREM 89/7 : École Polytechnique Fédérale de Lausanne Département de Génie Civil IREM et rapport interne MSM N 194 : Université de Liège Institut de Génie Civil MSN, Octobre, 1989.
9. AZIZINAMINI, A., BARTH, K., ROBERT, D. e RUBEIZ, C.: High performance steel : Research front – historical account of research activities. Journal of Bridge Engineering ASCE, May/June 2004.
10. BIJLAARD, F.: ECCS-TC10 Structural Steel Connections Activities. ECCS-TMB meeting, Brussels, 1<sup>st</sup> February 2008, Brussels.
11. BJORHOVDE, R.: Deformation considerations for connection performance and design. BJORHOVDE group, Tucson Arizona, USA, 2004.
12. BJORHOVDE, R.: Structural steel research and design : Where are we headed ? Proceedings of the 5th International Conference on Advances in Sreel Structures, ICASS2007, Vol. I, Ed. : J. Y. Richard Liew & Y. S. Choo, Research Publishing, Singapore, Chennai. Singapore. 2007.
13. BOSE, S. K., Mc NEICE, G. M. e SHERBOURNE, A. N.: column webs in steel beam-to-column connexions. Part I – Formulation and verification. Computers and structures Vol. 2, pp.: 253-279. Pergamon Press, 1972 a.
14. BOSE, S. K., Mc NEICE, G. M. e SHERBOURNE, A. N.: column webs in steel beam-to-column connexions. Part II – Design recommendations. Computers and structures Vol. 2, pp.: 281-301. Pergamon Press, 1972 b.

15. BOSE, B.: Design resistance of unstiffened column web subject to transverse compression in beam-to-column joints, Journal of Construction Steel Research, Vol. 45, N.º 1, pp.:1-15, 1998
16. BRAUN, C.: Das Momenten-rotationsverhalten von geschweissten, steifeniosen rahnenknoten bei querkraftbeanspruchung. Universität Innsbruck Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur, Dissertation, Universität Innsbruck, Austria 1987, Tese de doutoramento (em alemão).
17. CASTRO, J.M., ELGHAZOULI, A.Y.: Modelling of the panel zone in steel and composite moment frames. Engineering Structures 27 (2005) 129-144.
18. CHEN, J., Young, B. and Uy, B.: Behavior of High Strength Structural Steel at Elevated Temperatures. Journal of Structural Engineering, Vol. 132, Issue 12, pp.: 1948-1954. December, 2006.
19. COELHO, A. e BIJLAARD; F.: Experimental behaviour of high strength steel end-plate connections. Journal of Construction Steel Research 62 (2007) 1228-1240.
20. CRUZ, P. J. S., SIMÕES DA SILVA, L. A. P., RODRIGUES, D. S. and SIMÕES, R. A. D.: Database for the semi-rigid behaviour of beam-to-column connections in seismic regions. Journal of Constructional Steel Research, 46 (1-3), pp.: 233-234, 1998.
21. DOWNS, W. M.: Modelling and behaviour of the beam/column joint region of steel moment resisting frames. Master thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg, Virginia, USA, 2002.
22. DUBAS, P.: Voilement postcritique des poutres à âme mince sans raidisseur longitudinaux, Construction Métallique, n.º 4, pp. : 3-14, 1983.
23. DUCHÊNE, Y. et MAQUOI, R.: Contribution, par voie numérique, a l'étude de la résistance des âmes aux charges transversales. Construction Métallique, n.º 2, 1994.
24. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN) EN 1993-1-8: 2005, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.8: Design of joints.
25. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN) EN 1993-1-12: 2006, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S700.
26. EVERS, H., MAATJE, F.: Cost based engineering and production of steel constructions. Actas do II Encontro Nacional de Construção Metálica e Mista, pp.: 323-330, Coimbra, Portugal, 1999.
27. FAELLA, C., PILUSO, V. and RIZZANO, G.: Structural steel semirigid connections: Theory, design and software. Ed.: CRC Press LLC, 2000.
28. FIELDING, D. J. and HUANG, J. S.: Shear in steel beam to column connections. Welding Journal 50 (7): S313-26 [research supplement], 1971.
29. GALAMBOS, T., HAJAR, J., EARLS, C. e GROSS, J.: Required properties of high-performance steels. Dep. Civil Engineering Univ. Minnesota / Building and Fire Research Laboratory National Institute of Standards and Technology (NIST), Gaithersburg, Maryland NISTIR 6004, 1997.
30. GUNTER, H.-P., RAOUL, J. and KUHLMANN, U.: Introduction and aim: Use and application of high-performance steels for steel structures. Structural Engineering documents. Ed.: International Association for Bridge and Structural Engineering, Association Internationale des Ponts et Charpentes, Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. 2005.

31. HIRT, M. et BEZ, R.: Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement. Traité de Génie Civil de L'école Polytechnique Fédérale de Lausanne, Construction Métallique Vol. 10, Ed. : Presses Polytechniques et Universitaire Romandes.
32. HUBER, G.: Nicht-lineare berechnungen von verbundquerschnitten. Eingereicht an der Leopold-Franzens-Universität Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur zur der erlangung des akademischen grades. Doktor der technischen Wissenschaften. Innsbruck, März 1999. Tese de doutoramento (em alemão).
33. JASPART, J. P.: Etude de la semi-rigidité des nœuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier. Ph.D. Thèse, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 1991. Tese de doutoramento (em francês).
34. JASPART, J. P.: Recent advances in the field of steel joints – Column bases and further configurations for beam-to-column joints and beam splices. Thèse présentée en vue de l'obtention de grade d'agregé de l'enseignement Supérieur. Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 1996-1997. Tese de agregação (em inglês).
35. JOHNSON, L. G.: Tests on welded connections between I-section beams and stanchions. Report D1/8/58: British Welding Association. (July 1958), pp.: 38-46.
36. JOHNSON, L. G.: Compressive and tensile loading tests on joists with web stiffeners. Report D1/8/58: British Welding Association. (March 1959), pp.: 411-420.
37. JORDÃO, S.: Numerical behaviour of internal joints with beams of different heights. Steel grades S355 and S690. 5<sup>th</sup> International Conference on Advances on Steel Structures. Singapore, December, 2007.
38. KAWABATA, F.: New high-performance steel material for bridges in Japan: Use and application of high-performance steels for steel structures. Structural Engineering documents. Ed.: International Association for Bridge and Structural Engineering, Association Internationale des Ponts et Charpentes, Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. 2005.
39. KIM, K. D. and ENGELHARDT, M. D.: Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames. Journal of Constructional Steel Research 58, 2002, pp.: 605-635.
40. KLEIN, H.: Das elastisch-plastische last-verformungsverhalten M-steifenloser, geschweißter knoten für die berechnung von stahlrahmen mit HEB-stützen. Dissertation, Universität Innsbruck, Austria, 1985.
41. KRAWINKLER, H., BERTERO, V. and POPOV, E. G.: Shear behaviour of steel frame joints. Journal of the Structural Division American Society of Civil Engineers, Vol. 101, N.º ST11, November, 1975.
42. KRAWINKLER, H.: Shear in beam-to-column joints in seismic design of steel frames. Engineering Journal – American Institute of Steel Construction. N.º 3, pp.: 82-91, 1978.
43. KUHLMANN, U. e SEDLACEK, G.: Verformungsverhalten der komponenten von wirtschaftlichen steifenlosen anschlusskonstruktionen für die anwendung plastischer bemessungskonzepte im stahlbau. Universität Stuttgart Institut für Konstruktion und Entwurf e RWTH Aachen Lehrstuhl für Stahlbau, 2000.

44. KUHLMANN, U. and KÜHNEMUND, F.: Proposal of a new design resistance of the joint component column web in compression. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Januar 2001.
45. KÜHNEMUND, F.: Zum rotationsnachweis nachgiebiger knoten in stahlbau. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Doctoral thesis, 2003. Tese de doutoramento (em alemão).
46. KURT McMULLIN: Listing of test specimens for steel moment connection tests. Research tests from 1942 through 1996. San Jose State University, June 1997.  
[http://www.engr.sjsu.edu/mcmullin/research/steel\\_conn/PastTest.PDF](http://www.engr.sjsu.edu/mcmullin/research/steel_conn/PastTest.PDF)
47. LAGERQVIST, O e JOHANSSON, B.: Resistance of I-girders to concentrated loads, Journal of Construction Steel Research, vol. 39, N.º2, pp.: 87-119, 1996.
48. LWIN, M., WILSON, D. and MISTRY, C.: High-performance steel in the United States: Use and application of high-performance steels for steel structures. Structural Engineering documents. Ed.: International Association for Bridge and Structural Engineering, Association Internationale des Ponts et Charpentres, Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. 2005.
49. MESQUITA, A.: Caracterização e sistematização do comportamento experimental de juntas metálicas e mistas. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade de Coimbra, 2002. Tese de mestrado (português).
50. NETHERCOT, D. A.: Semi-rigid and partial strength joint action: Then, now, when? Proceedings of the 3<sup>RD</sup> International Conference on Steel and Composite Structures (ICSCS07), Manchester, UK, 2007, pp.: 3-9. Steel and Composite Structures. Ed.: Wang & Choi. Taylor & Francis Group, London, 2007.
51. OWENS, G. and CHEAL, B.: Structural Steelwork Connections, Butterworths, London, UK, 1989.
52. PARKES, E. W.: The stress distribution near a loading point in a uniform flanged beam. Philosophical Transactions. The Royal Society of London. Series A., Vol. 244, pp.: 417-467, 1952.
53. ROBERTS, T. M. and NEWARK, A. C. B.: Strength of webs subjected to compressive edge loading. Journal of Structural Division, February 1997, pp.: 176-183.
54. SIMÕES DA SILVA, L.: A construção metálica em Portugal. Actas do II Encontro Nacional de Construção Metálica e Mista, pp.: 3-10, Coimbra, Portugal, 1999.
55. SIMÕES DA SILVA, L.: Juntas metálicas: métodos avançados de análise e dimensionamento Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, n.º 51, pp.: 37-50, 2002.
56. SIMÕES DA SILVA, L., SANTIAGO, A., VILA REAL, P.: Post-limit stiffness evaluation of the ductility of steel joints. Computers & Structures, n.º 80, pp.: 515-531, 2002.
57. SIMÕES DA SILVA, L., GERVÁSIO, H.: Manual de dimensionamento avançado de estruturas metálicas : Métodos avançados. Ed.: CMM Associação Portuguesa de Estruturas Metálicas e Mistas, 2007.
58. SIMÕES DA SILVA, L.: Towards a consistent design approach for steel joints under generalized loading. Journal of Constructional Steel Research (2008), doi:10.1016/j.jcsr.2008.02.017
59. TAUTSCHNIG, A.: Entwicklung eines neun, makromechanischen knotenmodells und erstellung eines darauf aufbauenden EDV-programmes zur berechnung von stahlskelettragwerken unter

- berücksichtigung nichtlinearer nachgiebigkeiten der verbindungselemente insbesondere bei steifenloser bauweise. Diss. Univ. Innsbruck, 1983. Tese de doutoramento (em alemão).
60. TIMOSHENKO, S. P.: Théorie de la stabilité élastique. Ed.: Dunod, Paris, 1966.
  61. TSCHEMMERNEGG, F.: Zur entwicklung der steifenlosen stahlbauweise. Der Stahlbau 7, pp.: 201-206, 1982.
  62. TSCHEMMERNEGG, F. and HUMER, C.: The design of structural steel frames under consideration of the nonlinear behaviour of joints. Journal of Construction Steel Research, 11, pp.: 73-103, 1988.
  63. Von Karman, T. Sechler, E., Donel, L.: Strength of thin plates in compression. Transactions of the American Society of Mechanical Engineering. Vol. 54, APM-54-5, 53, 1932.
  64. WANG, S. J.: Seismic response of steel building frames with inelastic joint deformation. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA, 1988. Tese de doutoramento (em inglês).
  65. WEYNAND, K.: Sicherheits- und wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zur anwendung nachgiebiger anschlüsse im stahlbau, Diss. RWTH Aachen, 3 Dezember 1996, Tese de doutoramento (em alemão).
  66. WEYNAND, K., HUTER, M., KIRBY, P., SIMÕES DA SILVA, L. and CRUZ, P.: SERICON: A database for on semi-rigid joints. Proceedings of COST C1 International conference on control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections, pp.: 217-228, Liège, 1998.
  67. WEYNAND, K.; Jaspert, J. P. And Steenhuis, M.: The stiffness model of revised annex J of EC3. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International workshop on Connections in steel structures III, Behaviour, Strength and Design, pp.: 441-452. Ed.: R. Bjorhovde, A. Colson and Zandonini. Trento, Italy, 1995.
  68. WINTER, G.: Strength of thin steel compression flanges. Transactions of the American Society of Mechanical Engineering. Vol. 112, 1947.
  69. YANG, D. and HANCOCK, G.: Numerical Simulation of High-Strength Steel Box-Shaped Columns Failing in Local and Overall Buckling Modes. Journal of Structural Engineering, Vol. 132, Issue 4, pp.: 541-549, April, 2006.
  70. ZOETEMEIJER, P.: The influence of normal, bending and shear stresses on the ultimate compression force exerted laterally to European rolled sections. Delft University of Technology Department of Civil Engineering, The Netherlands, Stevin laboratory: Steel Structures, Report 6-75-18, February 1975.

## Índice

### Capítulo 2 Avaliação experimental do comportamento das juntas

2.1	Introdução .....	53
2.2	Definição e execução do programa experimental .....	53
2.2.1	Seleção das configurações a ensaiar .....	53
2.2.2	Descrição da instalação experimental .....	56
2.2.3	Instrumentação .....	59
2.2.3.1	Transdutores de deslocamentos.....	59
2.2.3.2	Extensómetros eléctricos .....	63
2.2.3.3	Células de carga .....	67
2.2.3.4	Fotogrametria .....	67
2.2.4	Caracterização dos materiais .....	68
2.2.4.1	Propriedades mecânicas .....	68
2.2.4.2	Propriedades químicas .....	69
2.2.4.3	Propriedades geométricas .....	69
2.2.5	Ligações realizadas por soldadura .....	70
2.2.5.1	Introdução .....	70
2.2.5.2	Ligações das vigas ao pilar.....	71
2.2.5.3	Reconstituição dos perfis de aço da classe S690 .....	71
2.2.6	Particularidades relativas aos ensaios experimentais .....	72
2.2.6.1	Efeito de baloiço .....	73
2.2.6.2	Efeito de onda .....	73
2.2.7	Estratégia de carregamento .....	74
2.2.8	Determinação do momento-flector .....	75
2.3	Ensaio das juntas de aço da classe S355.....	76
2.3.1	Introdução .....	76
2.3.2	Ensaio S355E1.2 .....	77
2.3.2.1	Introdução .....	77
2.3.2.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação .....	77
2.3.2.3	Resultados: Rotações .....	81
2.3.3	Ensaio S355E1.1 .....	83
2.3.3.1	Introdução .....	83
2.3.3.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação .....	84
2.3.3.3	Resultados: Rotações .....	85
2.3.4	Ensaio S355E2 .....	86
2.3.4.1	Introdução .....	86
2.3.4.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação .....	87

2.3.4.3	Resultados: Rotações .....	89
2.3.5	Ensaio S355E3 .....	90
2.3.5.1	Introdução .....	90
2.3.5.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação .....	91
2.3.5.3	Resultados: Rotações .....	92
2.3.6	Ensaio S355E4 .....	93
2.3.6.1	Introdução .....	93
2.3.6.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação .....	94
2.3.6.3	Resultados: Rotações .....	96
2.3.7	Comparação entre resultados dos modelos em aço da classe S355 .....	97
2.3.7.1	Comportamento global .....	97
2.3.7.2	Comportamento local no painel .....	98
2.4	Ensaio das juntas de aço da classe S690 .....	103
2.4.1	Ensaio S690E1.1 e S690E1.2.....	103
2.4.1.1	Introdução .....	103
2.4.1.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação .....	104
2.4.1.3	Resultados: Rotações .....	107
2.4.2	Ensaio S690E2A e S690E2B.....	107
2.4.2.1	Introdução .....	107
2.4.2.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação.....	109
2.4.2.3	Resultados: Rotações .....	111
2.4.3	Ensaio S690E3A e S690E3B.....	113
2.4.3.1	Introdução .....	113
2.4.3.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação.....	114
2.4.3.3	Resultados: Rotações .....	116
2.4.4	Ensaio S690E4A e S690E4B.....	118
2.4.4.1	Introdução .....	118
2.4.4.2	Resultados: Caracterização do estado de deformação.....	119
2.4.4.3	Resultados: Rotações .....	121
2.4.5	Comparação entre resultados dos modelos em aço da classe S690 .....	123
2.4.5.1	Comportamento global .....	123
2.4.5.2	Comportamento local no painel .....	124
2.5	Comparação entre ensaios de S355 e os ensaios homólogos de S690 .....	126
2.6	Conclusões .....	129
	Bibliografia .....	131

## **Capítulo 2 Avaliação experimental do comportamento das juntas**

---

### **2.1 Introdução**

O objectivo do trabalho desenvolvido na presente tese consiste na caracterização do comportamento de um tipo de junta que não se encontra preconizada no EC3 (nó interno com vigas de alturas diferentes), sendo que se pretende realizar a referida caracterização para aço macio da classe S355 e aço de alta resistência da classe S690. Os ensaios experimentais enquadram-se nesse objectivo global em dois aspectos. Por um lado permitem a reunião de um conjunto de informação essencial para a compreensão do comportamento das juntas em estudo, e por outro lado fornecem dados para calibração dos modelos numéricos de elementos finitos de cada tipologia ensaiada, que permitirão estudos mais aprofundados para caracterizar o comportamento do novo nó em estudo.

Além da configuração em nó interno com vigas de alturas diferentes, foram ensaiadas tipologias de nó interno simétrico e nó externo, que correspondem a casos conhecidos e preconizados no EC3, e que auxiliam na compreensão do novo tipo de nó, e funcionam como "benchmark" para avaliar a qualidade das formulações e procedimentos estabelecidos para a nova tipologia de junta em estudo.

No total foram ensaiadas treze juntas, sendo cinco de aço da classe S355, e oito de aço da classe S690. Optou-se por realizar um maior número de ensaios para as juntas em aço de alta resistência, pelo facto de, neste caso, haver incerteza relativamente ao tipo de nó e ao tipo de aço.

### **2.2 Definição e execução do programa experimental**

#### **2.2.1 Selecção das configurações a ensaiar**

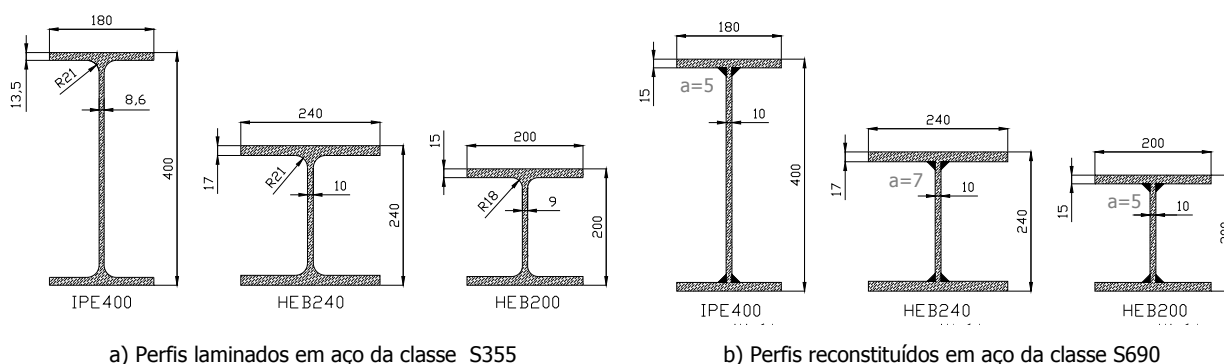
Para selecção das configurações a ensaiar houve a preocupação de escolher conjuntos vigas/pilar dentro das configurações habituais em situações de prática corrente. De entre as várias possibilidades, seleccionou-se uma relação de dois entre a altura das vigas, por se considerar que este valor permite avaliar com clareza o efeito da diferença de altura das vigas, e está perfeitamente dentro das geometrias habituais. Em função disto escolheu-se para a viga mais alta um perfil IPE400 e para a viga mais baixa um perfil HEB200. A escolha de um perfil da série HEB para a viga mais baixa, em vez de um da série IPE como o da viga mais alta, prende-se com o facto de que um perfil IPE200 não tem resistência suficiente para provocar um efeito com a magnitude pretendida na alma do pilar. De facto, pretende-se que a acção introduzida pela viga menor seja significativa, de modo a que a interacção entre os efeitos de ambas as vigas no painel seja suficientemente expressiva.



O comprimento de cada uma das vigas foi escolhido tendo em conta por um lado, que a acção das vigas deveria esgotar a capacidade resistente da alma do pilar, e por outro lado a capacidade real dos actuadores em termos de acção e curso.

No caso dos protótipos em aço da classe S690, verifica-se uma condicionante que se prende com o facto de não existirem secções comerciais laminadas para este tipo de aço. Para contornar essa questão, procedeu-se à reconstituição das vigas e pilares por soldadura a partir de chapa. As espessuras das chapas usadas não são exactamente iguais às dos perfis laminados homólogos, por motivos que se prendem com a disponibilidade comercial das mesmas. A Figura 1 ilustra as secções dos perfis laminados e reconstituídos, usados nos ensaios.

Tendo em conta os perfis seleccionados para as vigas, procurou-se para o pilar um perfil que conduzisse a uma configuração em que a capacidade resistente do painel fosse completamente esgotada pela acção das vigas escolhidas, permanecendo estas em regime elástico. Restringiu-se a escolha a perfis com alturas entre os 200mm e os 400mm, residindo alguma dúvida em relação à série a escolher. As análises preliminares realizadas permitem concluir que os perfis da série HEM não têm problemas de instabilidade, o que por um lado é uma vantagem pois permitiriam o acompanhamento do comportamento das componentes da alma do pilar até muito próximo da sua resistência limite, mas tem a desvantagem de não permitir monitorizar roturas por instabilidade. Além disso, no caso de um pilar constituído por um perfil da série HEM, as vigas seleccionadas teriam que ser reforçadas de forma a produzirem no painel o efeito pretendido. Os perfis da série HEA na gama de alturas entre 200mm e 400mm têm um factor de redução de resistência relativamente à instabilidade ( $\rho$ ) entre 0.87 e 0.80, o que quer dizer que vão sofrer instabilidade relativamente cedo não deixando esgotar a capacidade resistente das outras componentes. No caso dos perfis da série HEB na gama de alturas entre 200mm e 400mm o factor  $\rho$  toma valores entre 1 e 0.91. Esta parece ser a situação mais vantajosa na medida em que permite acompanhar o comportamento das componentes praticamente até ao seu limite, e permite ainda registar o caso de instabilidade. Em função do estabelecido acima, o perfil seleccionado para o pilar corresponde a uma secção HEB240 (Figura 1).



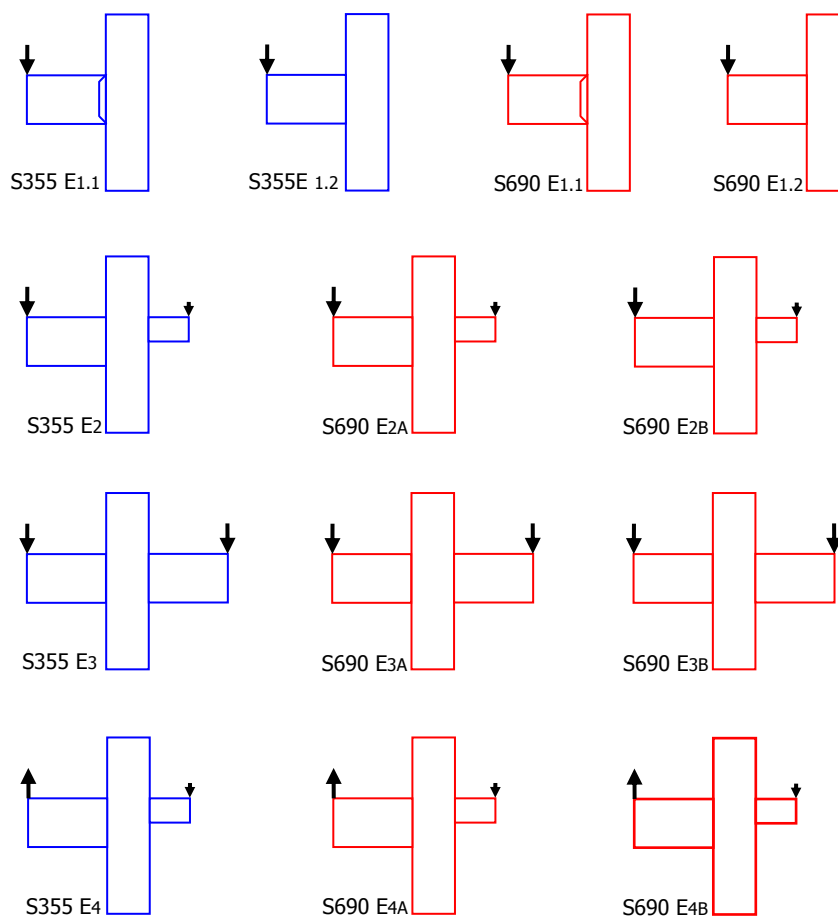
**Figura 1** • Geometria nominal dos perfis que constituem a junta

Os ensaios realizados dividem-se em quatro grupos, descritos no Quadro 1 e ilustrados na Figura 2.

**Quadro 1 •** Resumo dos ensaios realizados

Grupo	Ensaio	Viga à esquerda	Viga à direita	Pilar	Classe do aço	Solicitação
<b>1</b>	S355 E1.1	-	IPE400	HE240B	S355	M-
	S355 E1.2	-	IPE400	HE240B	S355	M-
	S690 E1.1	-	IPE400*	HE240B*	S690	M-
	S690 E1.2	-	IPE400*	HE240B*	S690	M-
<b>2</b>	S355 E2	HEB200	IPE400	HE240B	S355	M-/M-
	S690 E2A	HEB200*	IPE400*	HE240B*	S690	M-/M-
	S690 E2B	HEB200*	IPE400*	HE240B*	S690	M-/M-
<b>3</b>	S355 E3	IPE400	IPE400	HE240B	S355	M-/M-
	S690 E3A	IPE400*	IPE400*	HE240B*	S690	M-/M-
	S690 E3B	IPE400*	IPE400*	HE240B*	S690	M-/M-
<b>4</b>	S355 E4	HEB200	IPE400	HE240B	S355	M-/M+
	S690 E4A	HEB200*	IPE400*	HE240B*	S690	M-/M+
	S690 E4B	HEB200*	IPE400*	HE240B*	S690	M-/M+

\* Perfil equivalente reconstituído por soldadura de chapas



**Figura 2 •** Representação esquemática das configurações ensaiadas

O primeiro grupo diz respeito a nó externo. O primeiro dos ensaios deste grupo é realizado com uma viga com a alma recortada, permitindo assim avaliar o efeito da transmissão de esforço ao pilar.

No grupo 3 analisou-se um caso em que as vigas não provocam esforço de corte no painel da alma do pilar, e permite portanto avaliar a situação em que as vigas provocam apenas tracção e compressão. Além disso, os modelos deste grupo constituem também um caso extremo em termos de instabilidade da zona comprimida do painel.

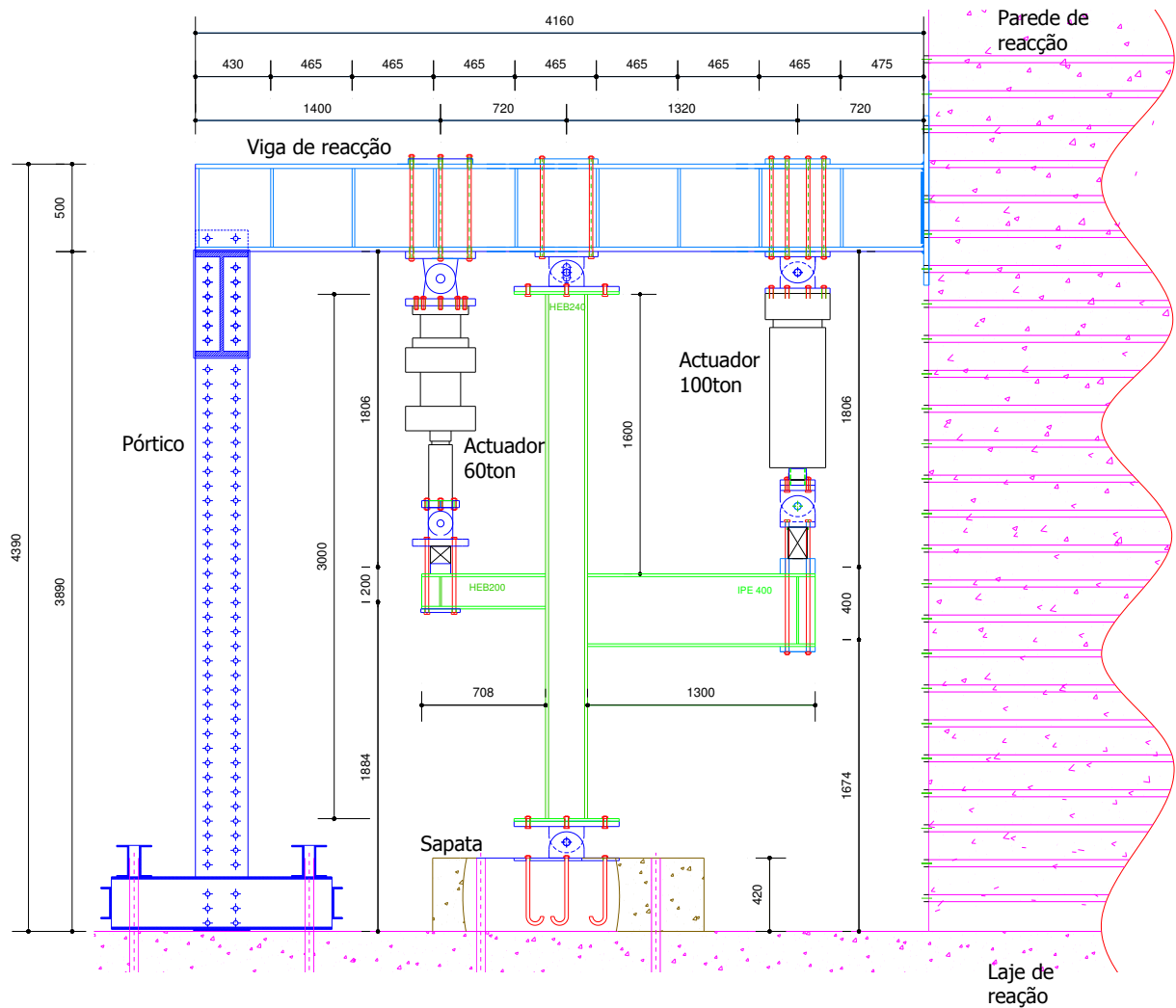
Nos grupos 2 e 4 estudam-se as configurações em nó interno com vigas de alturas diferentes. No grupo 2 o carregamento tem a mesma direcção e sentido em ambas as vigas (doravante referido como tendo carregamento simétrico), e no grupo 4 tem a mesma direcção e sentido opostos (doravante referido como tendo carregamento assimétrico). Esta configuração de carregamentos permite abranger um domínio mais alargado de solicitações e consequentemente de interacção de esforços no painel da alma do pilar, conduzindo a dois cenários distintos em termos de instabilidade e de esforço de corte no painel, que serão um auxiliar para compreender o comportamento deste novo tipo de junta.

### **2.2.2 Descrição da instalação experimental**

Na Figura 3 apresenta-se o esquema da instalação experimental para o caso dos nós internos com vigas diferentes. A estrutura fixa de apoio ao conjunto ensaiado é constituída por uma parede e uma laje de reacção de grande rigidez. Esta estrutura fixa dá apoio a uma estrutura amovível constituída por uma viga de grande rigidez que se encontra ligada à parede de reacção, e pela sapata que se encontra fixa à laje de reacção. A configuração ensaiada apoia-se nesta estrutura amovível, sendo a ligação feita por dispositivos que permitem a rotação das extremidades do pilar no plano da estrutura (rótulas). No plano perpendicular à estrutura é prevista uma estrutura auxiliar constituída por um pórtico que se liga à extremidade da viga de grande rigidez. A finalidade desta estrutura auxiliar é conferir maior rigidez ao conjunto e minorar a deformação da viga provocada pela reacção dos actuadores quando estiverem em carga, e as deformações parasitas no plano da estrutura e no plano perpendicular à estrutura.

As solicitações são aplicadas através de actuadores hidráulicos situados nas extremidades das vigas. O actuador usado para a viga menor tem capacidade nominal de 60 ton e curso efectivo de 100 mm, e o actuador na viga maior tem capacidade nominal de 100 ton e curso efectivo de 300 mm. Ambos os actuadores serão equipados com rótulas nos extremos de modo a que possam acompanhar a estrutura na situação de grandes deformações (Figura 3, Figura 4 e Figura 6 d)).

Os arranjos para as outras tipologias (nó externo e interno simétrico) são análogos, a menos do número e comprimento das vigas, e são apresentados em anexo (Anexo B – Pormenores da instalação experimental).



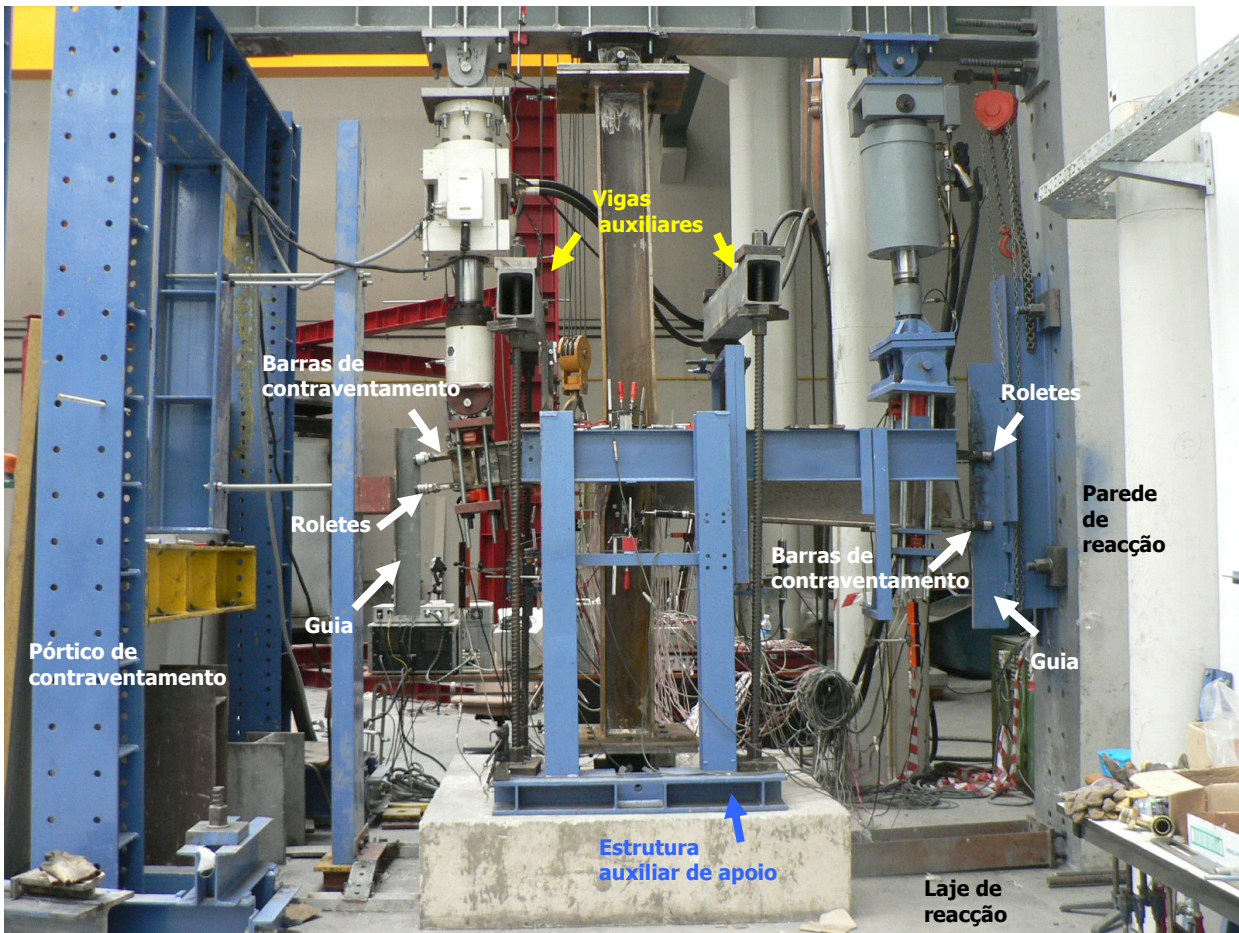
**Figura 3 •** Esquema dos ensaios dos grupos 2 e 4: alçado

Além dos elementos do esquema principal do ensaio, descritos atrás, foram previstos também elementos secundários que desempenham várias funções enquadradas na logística do ensaio. Estes elementos são descritos a seguir, e ilustrados na Figura 4, na Figura 5 e na Figura 6.

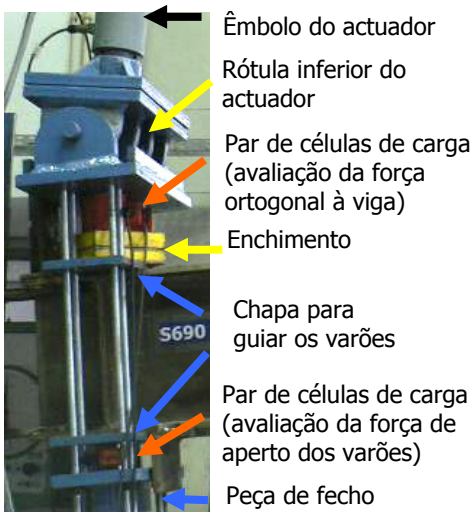
Contraventamento das vigas - Nas extremidades livres das vigas foram previstos dispositivos destinados a impedir os deslocamentos das mesmas fora do plano da estrutura. Os dispositivos são constituídos por barras soldadas às extremidades das vigas, e que se apoiam em guias fixas à parede de reacção e ao pórtico (Figura 4). Nas extremidades das barras são colocados roletes para reduzir ao mínimo o atrito entre as barras de contraventamento e as guias (Figura 6c)).

Desmultiplicação do curso do actuador - Em alguns ensaios foi necessário impor à estrutura deslocamentos em valor superior ao curso máximo dos actuadores. Nessa situação foi utilizado um processo de desmultiplicação do curso disponível, pela utilização de vigas auxiliares (Figura 4).

Estrutura de apoio - A estrutura em primeiro plano na Figura 4 (estrutura auxiliar de apoio), destina-se a dar apoio a alguns equipamentos de medição que necessitam de uma base fixa (ex.: transdutores de deslocamento).



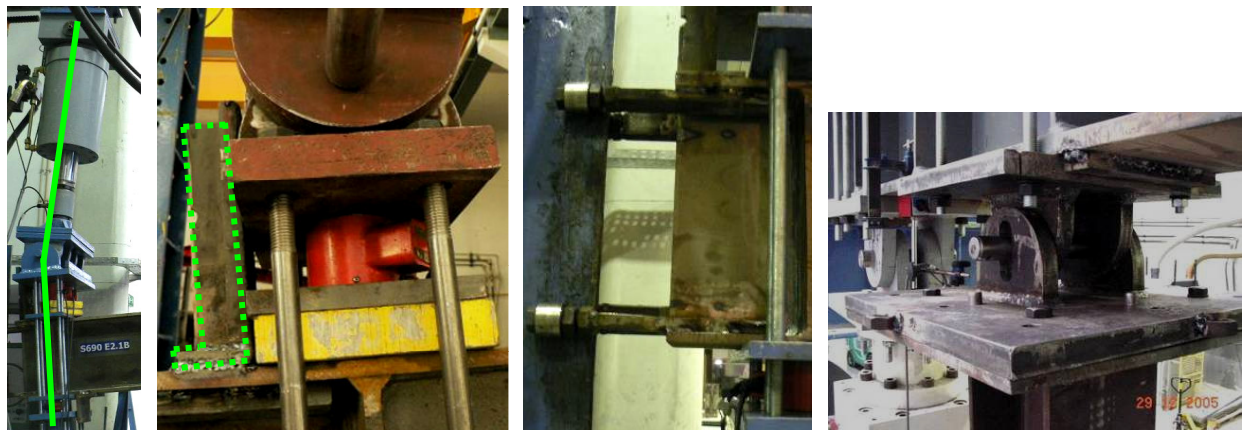
**Figura 4** • Esquema dos ensaios: estruturas secundárias auxiliares



**Figura 5** • Ligação actuador-viga

Ligação dos actuadores às vigas - Na Figura 5 esquematiza-se a ligação dos actuadores às vigas. O conjunto inclui a rótula inferior do actuador, as células de carga sobre e sob a viga, enchimento (se necessário), chapas de guia dos varões e os quatro varões roscados, que solidarizam o conjunto. O sistema é apertado antes do início do ensaio, e a força de aperto é medida pelas células que se encontram sob a viga. As células de carga que se encontram sobre a viga registam a componente da força ortogonal à viga.

Estabilizador do actuador – Quando as deformações da viga atingem valores elevados (Figura 6a)), a força horizontal no actuador é considerável, e apesar do aperto nos varões, o actuador tem tendência a deslizar ao longo da viga. Para impedir esse deslocamento são providenciadas peças soldadas à viga e que impedem o actuador de se deslocar ao longo da mesma (Figura 6b).



a) Acomodação do actuador

b) Estabilizador do actuador

c) Contraventamento da viga

d) Rótula superior do pilar

**Figura 6 • Detalhes do conjunto**

### 2.2.3 Instrumentação

A avaliação experimental do comportamento de um modelo estrutural envolve a avaliação de um conjunto de grandezas, definidas em função dos objectivos estabelecidos para a análise em causa. No programa de ensaios realizado pretende-se reunir informação sobre o comportamento das juntas em estudo e extrair valores que permitam a calibração dos modelos numéricos de elementos finitos das mesmas. Para tal seleccionou-se um conjunto de equipamentos que permitem medir a força aplicada, deslocamentos, rotações, e extensões, que serão descritos em detalhe nos pontos seguintes.

#### 2.2.3.1 Transdutores de deslocamentos

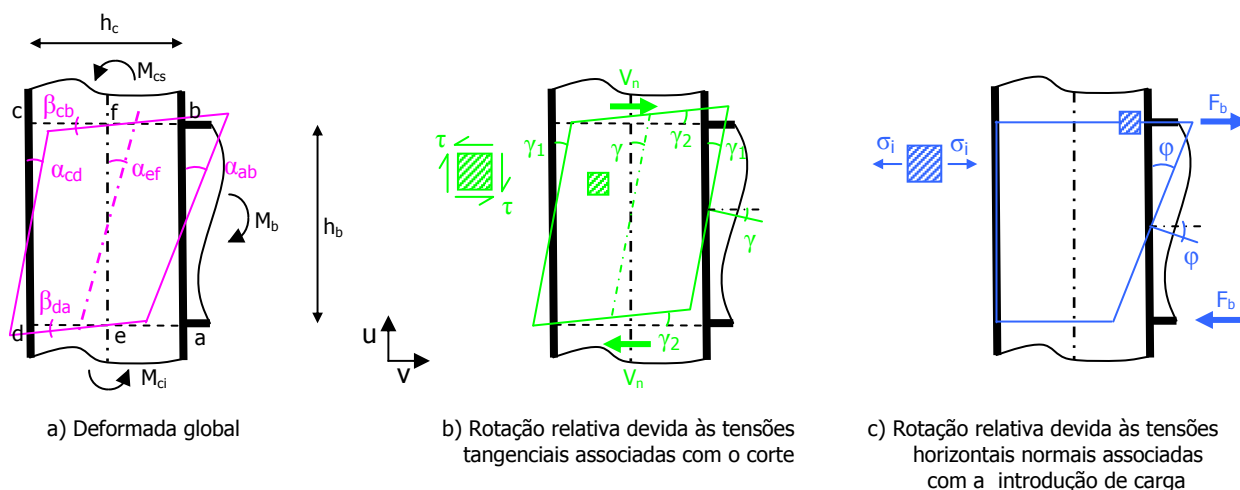
Um dos objectivos da distribuição de transdutores de deslocamentos, definida para os ensaios experimentais, é a caracterização da rotação da junta. Numa configuração de eixo forte soldada, as fontes de deformação rotacional são: a rotação do painel por corte (Figura 7b)), a rotação por introdução de carga (Figura 7c)) e a rotação devida à deformação dos elementos da junta (Atamaz e Jaspert [1,1989] e Jaspert [22,1991]).

Rotação do painel por corte Rotação do eixo do pilar na zona da junta, que se encontra associada com o esforço de corte presente no painel ( $V_{wp}/\gamma$ ) (Figura 7 b)).

Rotação por introdução de carga Rotação provocada pelo encurtamento da zona comprimida e pelo alongamento da zona traccionada (efeito de trapézio), devidos ao efeito localizado da força proveniente da viga ( $M_b/\varphi$ ) (Figura 7 c)), e pela deformação dos elementos da junta.

A deformação do elementos da junta no caso das juntas soldadas corresponde apenas à deformabilidade da soldadura, e que, neste caso, pode considerar-se desprezável, dadas as dimensões da soldadura.

A rotação da junta é a soma de todas as parcelas referidas.



**Figura 7** • Comportamento rotacional do painel da alma do pilar

A avaliação experimental da rotação da junta, ou das suas componentes de corte e de introdução de carga, é complexa, na medida em que existem outras deformações, que não dizem respeito à rotação da junta, que estão “misturadas” nos valores medidos. Estas deformações são denominadas de rotações parasitas e dizem respeito à rotação por flexão própria do pilar e à rotação de corpo rígido do pilar, devida a folgas do sistema estrutural e deslocamentos espúrios das extremidades do pilar. Tendo em conta que o objectivo é a determinação dos valores puros da rotação da junta e das suas componentes corte e introdução de carga, é necessário avaliar as rotações parasitas e subtrai-las aos valores brutos das rotações pretendidas.

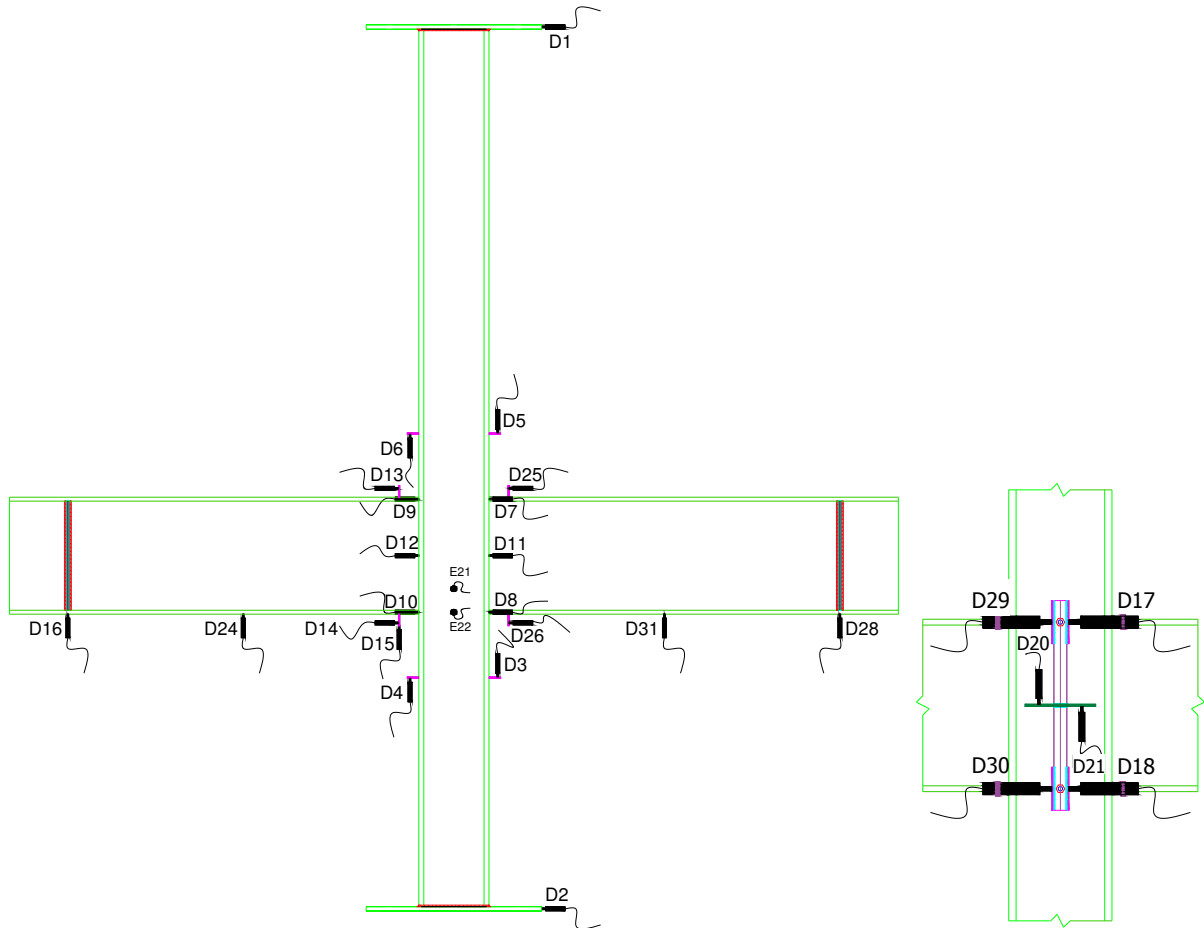
A instrumentação com transdutores de deslocamentos serve ainda para caracterizar a deformação do painel da alma do pilar fora do seu plano, devida a instabilidade da zona comprimida.

A escolha dos transdutores mais adequados a cada posição foi realizada com base nos resultados do modelo numérico.

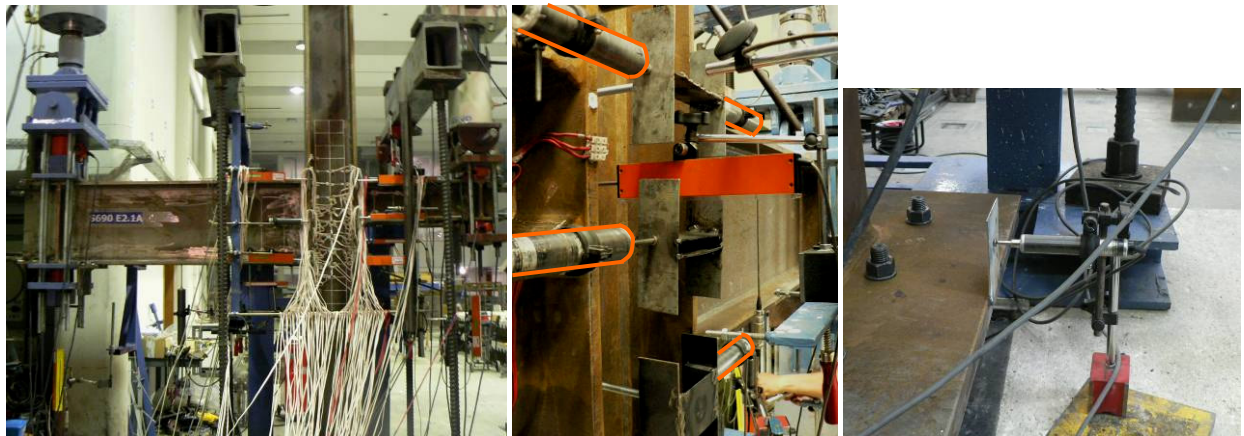
A avaliação experimental envolve, pela sua natureza, alguma possibilidade de erro, pelo que, sempre que possível, foram previstas formas alternativas de avaliar os valores medidos.

Na Figura 8 apresenta-se o esquema da posição dos transdutores de deslocamentos. A representação não diz respeito a um ensaio específico, servindo para representar, num registo único, as posições instrumentadas em todos os ensaios realizados. Os esquemas para cada ensaio encontram-se em anexo (Anexo B – Pormenores da instalação experimental).

Na Figura 9 apresentam-se exemplos de algumas localizações tipo, consideradas na instrumentação com transdutores de deslocamento prevista nos ensaios realizados.



**Figura 8 •** Transdutores de deslocamentos (vista de frente e detalhe da vista posterior do nó)



a) Distribuição geral (vista anterior)

b) Vista posterior do painel

c) Base do pilar

**Figura 9 •** Exemplos das posições dos transdutores de deslocamento usados nos ensaios

No Quadro 2 regista-se o objectivo de cada transdutor ou de cada par de transdutores, nomenclatura e fórmula de cálculo de cada rotação a eles associada.



**Quadro 2** . Objectivo e nomenclatura dos transdutores de deslocamentos, descrição e fórmula para cálculo das rotações a eles associadas

D	$\Theta$	Descrição	Expressão
<b>Rotações parasitas</b>			
D1/D2	$\Theta_1$	Rotação de corpo rígido do pilar devido a deslocamentos das suas extremidades no plano da estrutura (RCRP).	$\theta_1 = \frac{D_1 - D_2}{H_c}$
D3/D4	$\Theta_2$	Rotação do painel devida à flexão elástica do pilar (abaixo da junta) (RFEP BL).	$\theta_2 = \frac{D_3 - D_4}{h_c + d_3 + d_4}$
D5/D6	$\Theta_3$	Rotação do painel devida à flexão elástica do pilar (acima da junta) (RFEP CL).	$\theta_3 = \frac{D_5 - D_6}{h_c + d_5 + d_6}$
<b>Rotações à esquerda</b>			
D9/D10	$\Theta_9$	Rotação da junta à esquerda (avaliada ao nível dos limites do painel). Inclui RCRP e RFEP.	$\theta_9 = \frac{D_9 - D_{10}}{D_9 D_{10}}$
D9/D12	$\Theta_{12}$	Rotação da junta à esquerda (avaliada ao nível do limite superior e meia altura do painel). Inclui RCRP e RFEP.	$\theta_{12} = \frac{D_9 - D_{12}}{D_9 D_{12}}$
D10/D12	$\Theta_{13}$	Rotação da junta à esquerda (avaliada ao nível do limite inferior e meia altura do painel). Inclui RCRP e RFEP.	$\theta_{13} = \frac{D_{10} - D_{12}}{D_{10} D_{12}}$
D13/D14	$\Theta_5$	Rotação da junta à esquerda (avaliada no início da viga, junto à junta). Inclui RCRP e RFEP.	$\theta_5 = \frac{D_{13} - D_{14}}{h_b + d_{13} + d_{14}}$
D16	$\Theta_7$	Rotação da junta à esquerda (avaliada com o deslocamento da extremidade da viga). Inclui RCRP, RFEP e a rotação por flexão elástica da viga (RFEV).	$\theta_7 = \frac{D_7}{L_b}$
D24	$\Theta_{17}$	Rotação da junta à esquerda (avaliada com o deslocamento do meio da viga). Inclui RCRP, RFEP e a rotação por flexão elástica de meia viga (RFEV).	$\theta_{17} = \frac{2D_{24}}{L_b}$
D17/D18	$\Theta_6$	Rotação por introdução de carga à esquerda.	$\theta_6 = \frac{D_{17} - D_{18}}{D_{17} D_{18}}$
D15	$\Theta_{19}$	Rotação da junta à esquerda (avaliada no início da viga, junto à junta). Inclui RCRP e RFEP. Avaliação da possibilidade de instabilidade do banzo comprimido da viga.	$\theta_{19} = \frac{D_{15}}{L_{bD15}}$
<b>Rotações à direita</b>			
D7/D8	$\Theta_8$	Rotação da junta à direita (avaliada ao nível dos limites do painel). Inclui RCRP e RFEP.	$\theta_8 = \frac{D_7 - D_8}{D_7 D_8}$
D7/D11	$\Theta_{10}$	Rotação da junta à direita (avaliada ao nível do limite superior e meia altura do painel). Inclui RCRP e RFEP.	$\theta_{10} = \frac{D_7 - D_{11}}{D_7 D_{11}}$
D8/D11	$\Theta_{11}$	Rotação da junta à direita (avaliada ao nível do limite inferior e meia altura do painel). Inclui RCRP e RFEP.	$\theta_{11} = \frac{D_8 - D_{11}}{D_8 D_{11}}$
D25/D26	$\Theta_{14}$	Rotação da junta à direita (avaliada no início da viga, junto à junta). Inclui RCRP e RFEP.	$\theta_{14} = \frac{D_{25} - D_{26}}{h_b + d_{25} + d_{26}}$

D28	$\Theta_{16}$	Rotação da junta à direita (avaliada com o deslocamento da extremidade da viga). Inclui RCRP, RFEP e a rotação por flexão elástica da viga (RFEV).	$\theta_{16} = \frac{D_{28}}{L_b}$
D31	$\Theta_{18}$	Rotação da junta à direita (avaliada com o deslocamento do meio da viga). Inclui RCRP, RFEP e a rotação por flexão elástica de meia viga (RFEV).	$\theta_{18} = \frac{2D_{31}}{L_b}$
D29/D30	$\Theta_{15}$	Rotação por introdução de carga à direita.	$\theta_{15} = \frac{D_{17} - D_{18}}{D_{17}D_{18}}$
<b>Rotação de corte do painel</b>			
D19/D20	$\Theta_4$	Rotação do eixo do pilar na zona da junta – rotação por corte.	$\theta_4 = \frac{D_{19} - D_{20}}{D_{19}D_{20}}$
<b>Deformação do painel fora do seu plano devida a instabilidade da zona comprimida</b>			
D21	-	Deslocamento do painel no plano perpendicular à estrutura.	-
D22	-	Deslocamento do painel no plano perpendicular à estrutura.	-

$H_c$  – altura do pilar

$h_c$  – altura da secção do pilar

$L_{bD_i}$  – vão da viga até ao deflectómetro i

$L_b$  – vão da viga

$h_b$  – altura da secção da viga

$\overline{D_i D_j}$  - distância entre os transdutores i e j

$d_i$  – comprimento da chapa contra a qual o deflectómetro i encosta

### 2.2.3.2 Extensómetros eléctricos

Tal como referido atrás, tem-se que um dos objectivos da instrumentação com extensómetros eléctricos é a calibração fina do modelo numérico de elementos finitos. Como tal são instrumentadas posições chave, correspondentes às zonas mais determinantes em termos de esforços e deformações:

Painel da alma do pilar (plano anterior) – Esta é claramente a zona objectivo, uma vez que o comportamento da junta é maioritariamente condicionado pelo comportamento do painel. Os resultados dos extensómetros desta zona trarão informação que permitirá por um lado, a compreensão do estado de tensão, e por outro a realização de calibração fina do modelo numérico de elementos finitos. Pelos motivos apontados, prevê-se um número elevado de extensómetros para a zona do painel. A sua distribuição é feita sobre uma malha ortogonal regular, que se apoia em três linhas notáveis ao longo do painel (Figura 11). As referidas linhas situam-se a meio da largura, e de cada lado do painel, junto ao fim da zona de concordância circular entre a alma e o banzo do pilar, mas suficientemente afastadas para que os extensómetros dessa linha não sofram o efeito local da singularidade material e geométrica que a transição referida representa.

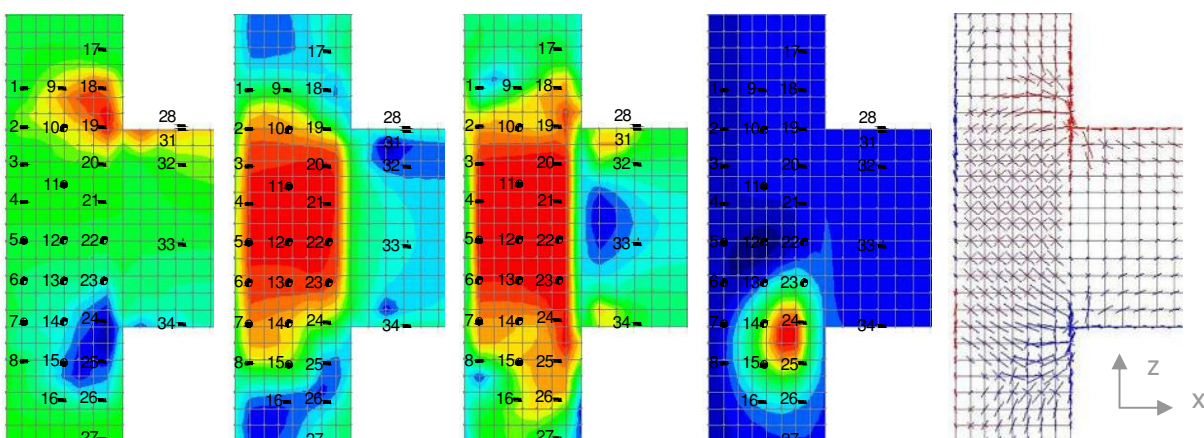
Painel da alma do pilar (plano posterior) - Em alguns ensaios foram também colocados dois extensómetros na parte posterior do modelo para avaliar a flexão da alma do pilar no plano perpendicular à estrutura e detectar o início da instabilidade na zona de compressão.

Vigas – O objectivo da instrumentação das vigas é a avaliação complementar das forças que entram na junta provenientes das vigas. Como tal as vigas são instrumentadas numa secção transversal próxima da

junta, mas suficientemente afastada desta para estar fora da zona de concentração de tensões gerada pela irregularidade associada à junta. São previstos extensómetros eléctricos no banzo superior na zona das abas e a meio do banzo. A necessidade de instrumentar estas duas zonas prende-se com o facto de que a rigidez local na aba e no centro do banzo ser distinta, o que implica uma distribuição de tensões simétrica, mas não constante ao longo da largura do banzo, que importa ter em conta. Foram também previstos extensómetros na alma da viga, o que além de permitir monitorizar o estado de tensão na alma da viga, permite avaliar a evolução da posição do eixo neutro na secção instrumentada, o que obvia à colocação de extensómetros no banzo inferior, dado que as vigas se mantêm em regime elástico durante todo o ensaio.

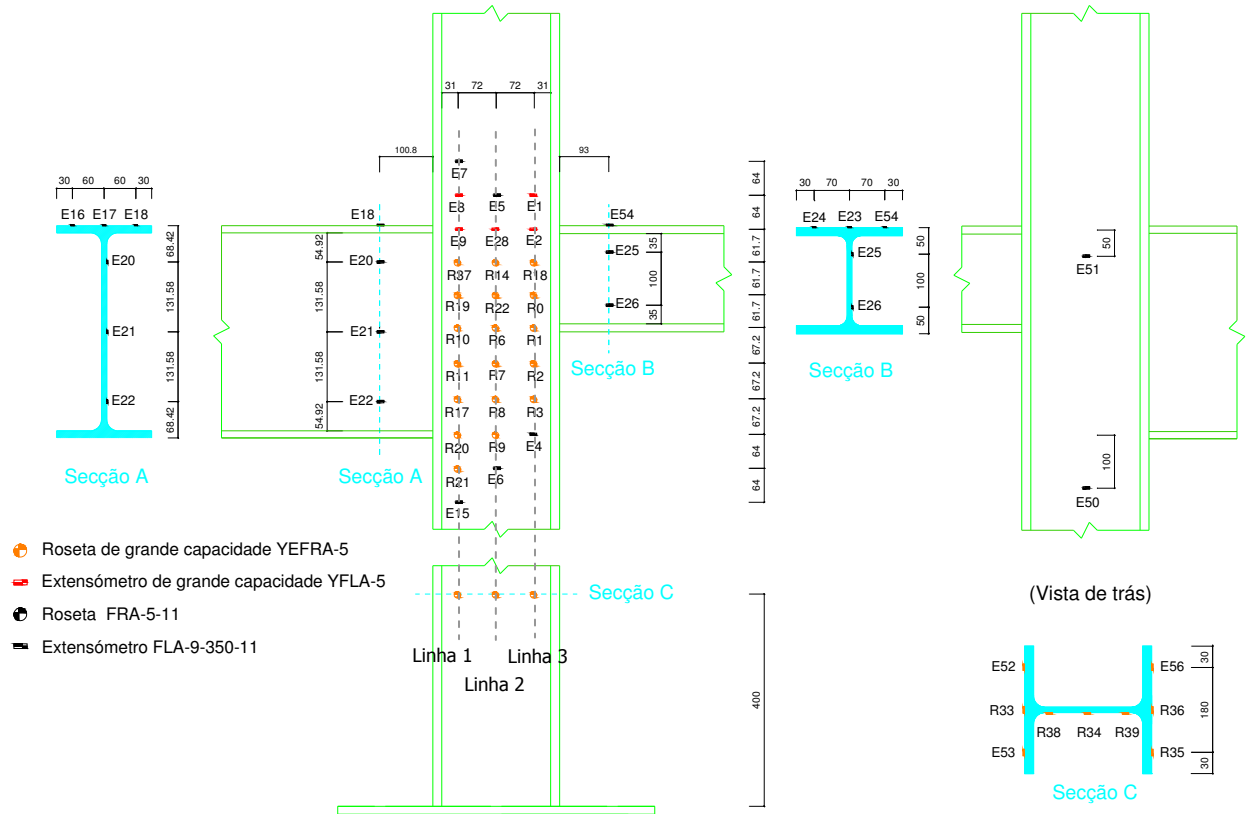
**Pilar** – Em alguns ensaios foi instrumentada uma secção do pilar entre a junta e a base, de forma a avaliar o valor do esforço de corte e do esforço axial.

A escolha do extensómetro eléctrico deve ter em conta vários factores, que dependem da configuração e magnitude dos campos de tensões e das suas direcções principais. Antes de mais deve ter-se uma ideia sobre quais são os locais mais solicitados, ou onde há um maior interesse em avaliar o estado de tensão, para definir os locais onde colocar os extensómetros. Além disso deve saber-se aproximadamente o nível de extensão que será atingida em cada posição para poder escolher entre um extensómetro de capacidade normal, que atinge até 3% de extensão, ou um extensómetro de capacidade melhorada, que permite medir extensões até cerca de 15%. Por último, o conhecimento das direcções principais do estado de tensão, permite optar entre um extensómetro unidireccional ou um multidireccional. A informação necessária para fazer as escolhas referidas, foi recolhida a partir das manchas de tensões e direcções principais do estado de tensão, dos modelos numéricos de cada protótipo ensaiado (Figura 10). A Figura 11 apresenta o exemplo do esquema de uma das distribuições de extensómetros eléctricos, sendo as dos outros modelos apresentados em anexo (Anexo B – Pormenores da instalação experimental). Na Figura 12 apresentam-se alguns exemplos dos extensómetros usados nos ensaios.

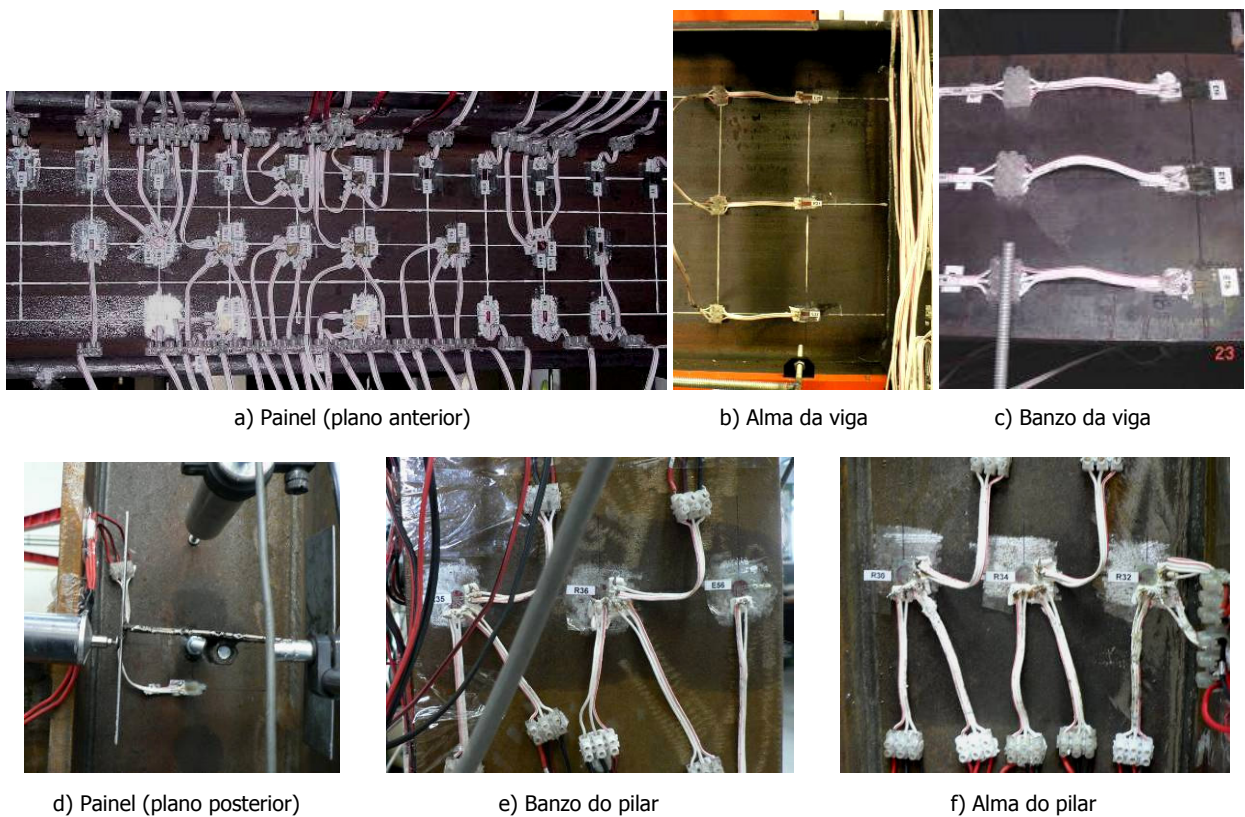


a) Tensões horizontais b) Tensões de corte c) Tensões de von Mises d) Deslocamento (Dy) e) Direcções principais

**Figura 10** • Posicionamento dos extensómetros a partir dos resultados do modelo numérico



**Figura 11** • Representação esquemática da instrumentação com extensómetros eléctricos (S690E4)



**Figura 12** • Exemplos das posições dos extensómetros eléctricos usados nos ensaios

As características principais dos extensómetros eléctricos encontram-se descritas no Quadro 3.

**Quadro 3** . Características dos extensómetros eléctricos usados

Designação	Tipo	Capacidade (%)	Resistência (Ω)	L (mm)	D (mm)	Material	Base
FLA-6-350.11	Uniaxial	2-3	350	2.6	6	Cu-Ni	Epoxy
YEFLA-5	Uniaxial	10-15	120	2	5	Cu-Ni	Plástico especial
FRA-5-11	Roseta	2-3	120	1.9	5	Cu-Ni	Epoxy
YEFRA-5	Roseta	10-15	120	2	5	Cu-Ni	Plástico especial

O cabo utilizado para estabelecer a junta entre os extensómetros e o equipamento de aquisição de dados tem três condutores paralelos com secção de 0.3 mm<sup>2</sup> e 0.12 Ω de resistência eléctrica por metro. A junta estabelecida é feita a três condutores com “shunt” em quarto de ponte. Para ter em conta o acréscimo de resistência associada ao comprimento do cabo foi realizada uma correcção do coeficiente do extensómetro [28] (Eq. 1).

$$K_0 = AK \tag{1}$$

Sendo:

$$A = \frac{R}{R + \frac{rL}{2}} \quad \text{e} \quad k = \frac{\Delta R}{\varepsilon} \tag{2 e (3)}$$

Onde:

K – Coeficiente do extensómetro

R – Resistência eléctrica do filamento do extensómetro [Ω]

K<sub>0</sub> - Coeficiente do extensómetro corrigido

r – Resistência do condutor por metro [Ω/m]

ε – Extensão [mm/mm]

D - Largura total da grelha do condutor [mm]

L – Comprimento total da grelha do condutor [mm]

Uma vez que os resultados dos ensaios experimentais vão ser utilizados para calibração dos modelos numéricos, há que garantir que há uma correspondência o mais próxima possível entre as posições instrumentadas no modelo laboratorial e as posições homólogas do modelo numérico. A Figura 13 ilustra parte do processo de definição da malha de apoio à colocação dos extensómetros, e Figura 14 representa a preparação e aspecto final da malha de extensómetros.

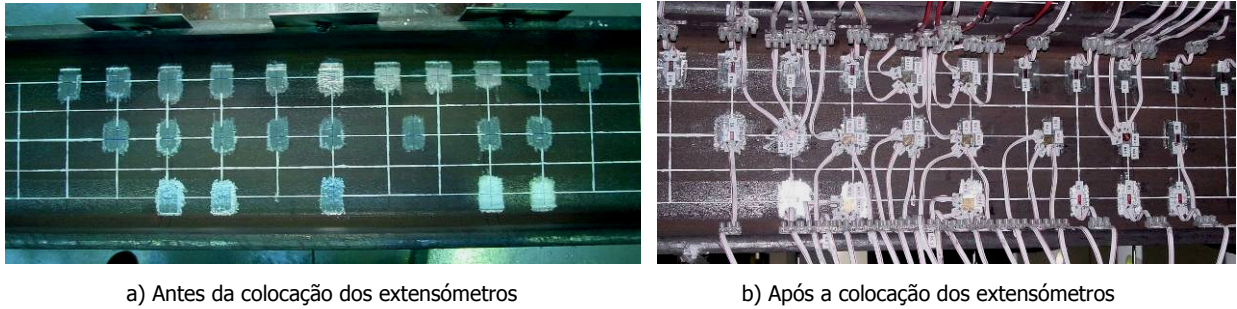


a) Eixo do banzo da viga

b) Eixo do pilar

c) Transporte de medidas com garantia de ortogonalidade

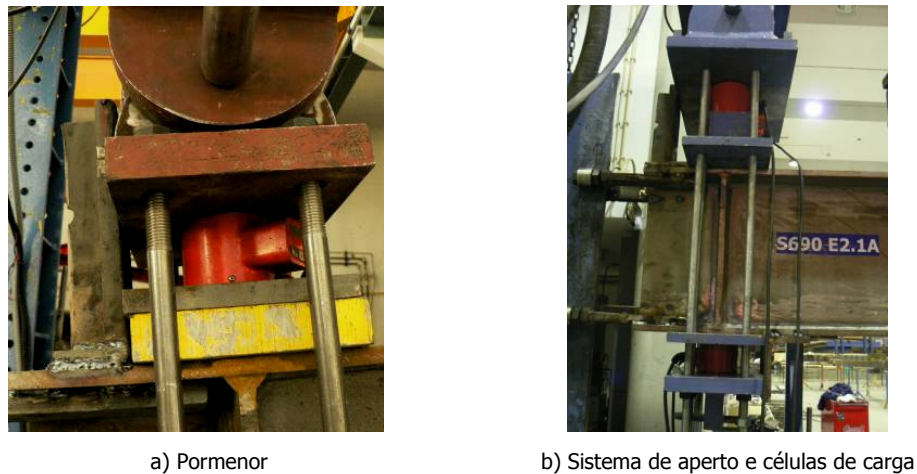
**Figura 13** . Marcação da malha de apoio à colocação dos extensómetros



**Figura 14** • Painel da alma: malha de apoio à colocação dos extensómetros

### 2.2.3.3 Células de carga

Os actuadores utilizados para aplicar o carregamento à estrutura, têm integrada uma célula de carga, sendo que foi estabelecido um canal de saída para registo dessa informação no equipamento de aquisição de dados. Além deste registo da força que solicita a estrutura, foram também previstas células de carga intercaladas entre os actuadores e as vigas (Figura 15a)), para dispor de valores redundantes, e para poder avaliar exactamente a componente da força imposta que é ortogonal à viga. Além destas células, foram também utilizadas outras células, intercaladas entre a viga e o sistema utilizado para prender o actuador à viga (Figura 15b)). Este conjunto de células tem menor capacidade que as primeiras e destina-se apenas a registar a força de aperto imprimida ao sistema utilizado para prender o actuador à estrutura.



**Figura 15** • Células de carga

### 2.2.3.4 Fotogrametria

Em dois dos ensaios realizados optou-se por efectuar medições com um sistema alternativo, para, em caso de ser necessário, se dispor de valores suplementares. Os modelos em que foi utilizada esta técnica correspondem à tipologia de nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento assimétrico, nos modelos de aço da classe S690. A escolha destes ensaios prende-se com o facto de se terem sentido dificuldades na medição de alguns valores nos modelo homólogo de aço da classe S355.

O sistema referido designa-se de fotogrametria, e trata-se de uma técnica precisa de avaliação de deformações com base num algoritmo geométrico que utiliza registos fotográficos realizados em várias etapas ao longo do ensaio, que são comparadas com o registo inicial em posição indeformada ([2,2000], [30,2006]). Os procedimentos e resultados destas medições ([31,2006]) são apresentados em anexo (Anexo E – Fotogrametria).

## 2.2.4 Caracterização dos materiais

### 2.2.4.1 Propriedades mecânicas

Para constituição dos modelos ensaiados de aço S355 foram utilizados perfis laminados HEB240 para o pilar e IPE400 e HEB200 para as vigas. Os modelos de S690 foram reconstituídos a partir de chapas. Os ensaios de tracção uniaxial para determinação das propriedades mecânicas dos aços utilizados foram realizados segundo a norma EN 10002-1 de 2006 [20,2006]. Todos os procedimentos relativos aos referidos ensaios e tratamento de resultados encontram-se descritos em detalhe no Anexo C – Caracterização das propriedades dos aços. No Quadro 4 apresenta-se a classificação e características mecânicas nominais dos aços usados, segundo a norma EN10025 – 2004 [16,2004] (valores nominais), e bem assim, os valores homólogos constantes nos documentos de certificação, e os obtidos dos ensaios de tracção realizados no âmbito da presente tese (valores do ensaio).

**Quadro 4 .** Características mecânicas do aço

	Elemento	Classe	Valores nominais			Doc. certificação			Valores do ensaio				
			R <sub>e</sub> (MPa)	R <sub>m</sub> (MPa)	A (%)	R <sub>e</sub> (MPa)	R <sub>m</sub> (MPa)	A (%)	R <sub>e</sub> (MPa)	R <sub>m</sub> (MPa)	A (%)	E (GPa)	
<b>S355</b>	HEB240	Banzos	S355J0	355	470-630	22	401	521	25.2	408	530	31.9	215
		Alma L.	S355J0	355	470-630	22	-	-	-	505	596	27.0	203
		Alma T.	S355J0	355	470-630	22	-	-	-	-	537	25.7	222
	IPE400	Banzos	S355J2G3	355	470-630	22	416	546	32	442	565	30.3	217
		Alma L.	S355J2G3	355	470-630	22	-	-	-	489	589	30.2	205
		Alma T.	S355J2G3	355	470-630	22	-	-	-	476	574	-	206
	HEB240	Banzos	S355J2G3	355	470-630	22	436	577	27	462	594	30.6	218
		Alma L.	S355J2G3	355	470-630	22	-	-	-	520	668	24.7	221
		Alma T.	S355J2G3	355	470-630	22	-	-	-	475	614	19.4	220
<b>S690</b>	Espessura=10 mm	S690QL1	690	770-940	14	758	787	17	750	804	16.3	209	
	Espessura =15 mm	S690QL	690	770-940	14	815	851	22	817	883	16.9	212	
	Espessura =18 mm	S690QL1	690	770-940	14	787	835	16.7	803	836	16.0	213	

R<sub>e</sub> – Para o aço macio é R<sub>eH</sub> (tensão de cedência superior), para o aço de alta resistência é R<sub>p0,2</sub> (tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2%).

R<sub>m</sub> – Tensão máxima atingida durante o ensaio.

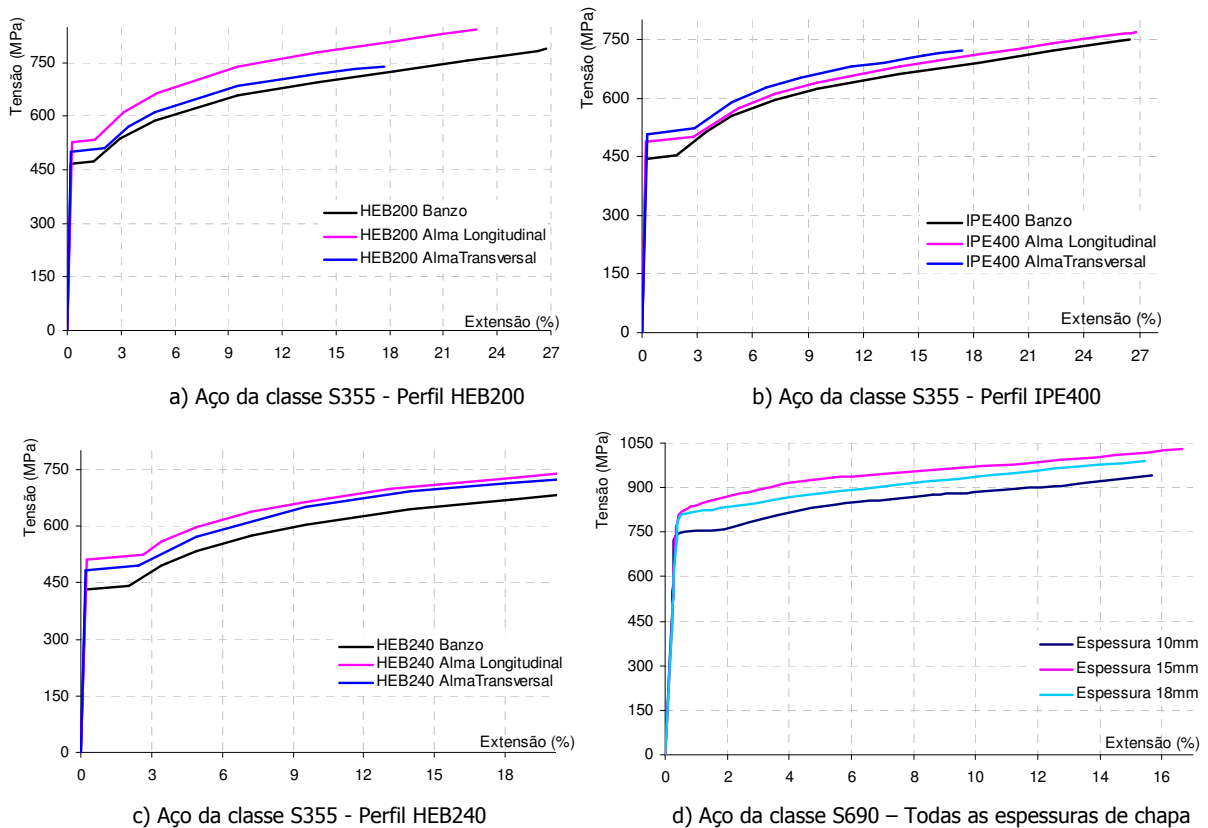
A – Extensão plástica máxima.

Q – Especificação de condição de fornecimento como temperado e revenido.

L/ L1 – Especificações de qualidade relativas ao valor mínimo para a energia de impacto a temperaturas superiores a -40°C/-60°C

J0 e J2,G3 – Especificação de qualidade relativa à soldabilidade

Na Figura 16 apresentam-se as curvas verdadeiras<sup>NOTA1</sup> de todos os lotes ensaiados.



**Figura 16** . Curvas verdadeiras dos materiais ensaiados

No caso do aço da classe S355 pode observar-se que para os três perfis se verifica sempre a mesma relação relativa entre as três zonas de recolha de provetes. Para o aço S690 obtêm-se os mesmos resultados para a direcção longitudinal e transversal, pelo que se apresentam apenas os resultados relativos à direcção longitudinal.

#### 2.2.4.2 Propriedades químicas

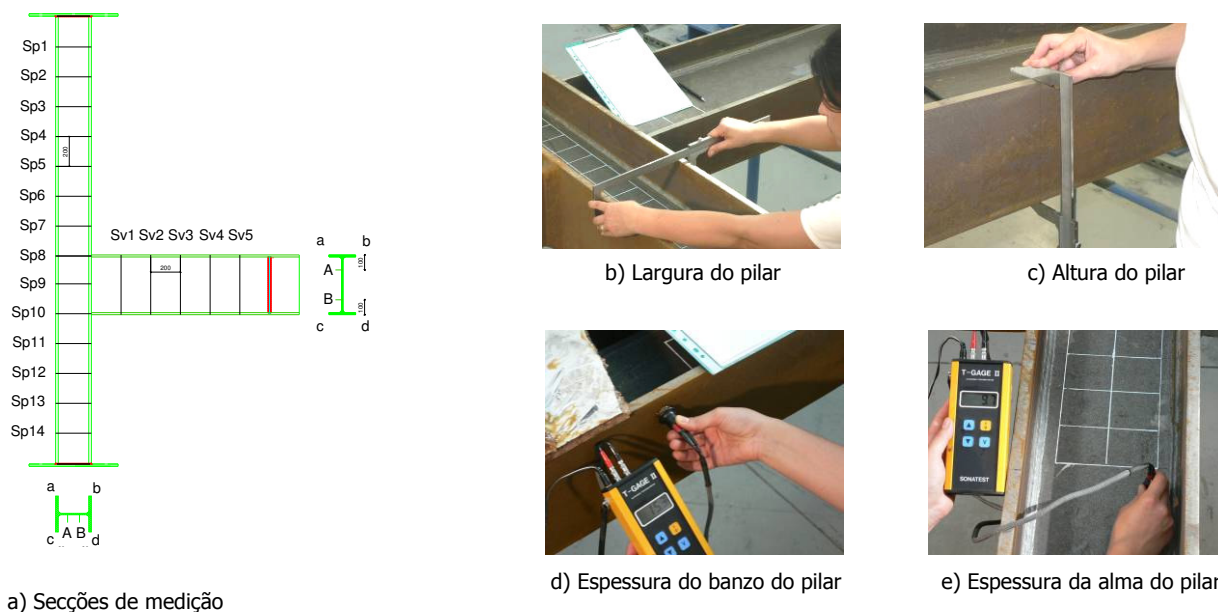
Relativamente às propriedades químicas indicam-se os valores nominais (EN 10025-3:2004 [16,2004]), e os valores reais, constantes dos certificados de conformidade do aço [3,2004], [4,2005], [5,2004], [6,2005], [7,2005] [8,2005]. Todos os valores referidos são listados no Anexo C.

#### 2.2.4.3 Propriedades geométricas

A geometria de todos os modelos foi registada a espaços de 200 mm ao longo do pilar e das vigas (Figura 17). O procedimento de medição encontra-se ilustrado na Figura 17. O resumo das propriedades geométricas encontra-se em anexo (Anexo B – Pormenores da instalação experimental).

<sup>NOTA1</sup> A curva verdadeira ou real corresponde à curva constitutiva efectiva do material ensaiado, tendo em conta a diminuição da secção do provete que se verifica com a estricção. Esta designação é utilizada por oposição à de curva aparente ou convencional ou nominal, na qual o valor da tensão é obtido por divisão do valor da força em cada instante pelo valor da área inicial, sem ter em conta a referida diminuição de secção. No anexo C –Caracterização das propriedades dos aços, serão dados mais detalhes sobre este aspecto.





**Figura 17** • Medição da geometria real do modelo

## 2.2.5 Ligações realizadas por soldadura

### 2.2.5.1 Introdução

A especificação da soldadura usada para unir os elementos estruturais deve ter em conta a componente estrutural e a componente tecnológica. Relativamente à componente estrutural, o dimensionamento das soldaduras foi realizado segundo o método simplificado do EC3, para as cargas relativas a cada situação. Relativamente à componente tecnológica, é necessário especificar o processo, parâmetros e eléctrodo mais adequado para o tipo de aço a soldar. A escolha de cada um deles deve ter em conta alguns conceitos que se referem em seguida.

- Os eléctrodos podem ser rútilicos ou básicos, sendo que a diferença entre eles se deve ao tipo de revestimento que lhe confere características especiais. Os eléctrodos rútilicos são de aplicação mais universal e têm uma resistência mecânica moderada. Normalmente apresentam teores elevados de óxido de titânio, que lhes confere bom comportamento na soldadura por arco eléctrico, mas têm normalmente teores elevados de hidrogénio, o que agrava o problema da fissuração. Os eléctrodos básicos têm valores mais baixos de hidrogénio, e teores elevados de carbonato e fluoreto de cálcio, o que lhes confere melhores propriedades mecânicas, mais fluidez e facilidade de penetração, e menores problemas de fissuração (Coelho [11,2004]). Nos casos em estudo foram utilizados eléctricos rútilicos.
- Numa ligação soldada por fusão existem três zonas; material de base, zona fundida e zona afectada pelo calor. O material de base é o constituinte das partes a unir, e a zona afectada pelo calor é a parte do material de base que sofre aquecimento durante o processo de soldadura, sem fundir. Esta perturbação térmica pode provocar alterações da microestrutura do aço, e conseqüente a alteração das propriedades mecânicas dessa zona, formação de fissuras e tensões residuais devido ao arrefecimento diferencial das várias zonas da junta soldada (Coelho [11,2004]).

• A ligação soldada pode ser do tipo “overmatch”, “undermatch” ou “evenmatch”, dependendo da relação entre as tensões de cedência e máxima do material de base e do metal depositado (superior, igual ou inferior à unidade). Normalmente os documentos normativos relativos aos processos de soldadura preconizam a situação de “overmatch”, no sentido de garantir que a soldadura é mais resistente que o material de base. No caso de ser ultrapassada a tensão de cedência do material de base, a plasticidade concentra-se no material de base que normalmente apresenta boa ductilidade. No caso de aços de alta resistência, a consideração de “overmatch” obriga a pré-aquecimento para evitar a fissuração, que se for significativo, conduz a perda de dureza da soldadura e alterações da microestrutura da zona afectada pelo calor, penalizantes em termos de resistência desta (Loureiro [24,2002] e Loureiro [25,2007]). Por esse motivo, opta-se por vezes pela situação de “evenmatch” ou mesmo “undermatch”. Nas juntas em estudo as tensões de cedência e máxima dos eléctrodos são próximas das do material de base pelo que são do tipo “evenmatch”.

### 2.2.5.2 Ligação das vigas ao pilar

Consideraram-se cargas de dimensionamento de 550kN e de 700kN para as vigas dos modelos de S355 e de S690, respectivamente. A situação dimensionante relativamente à soldadura dos banzos nas vigas maiores, corresponde à situação em que a alma da viga é recortada, e a transferência do esforço de corte da viga para a junta se faz também por esta soldadura. O valor obtido através deste cálculo foi considerado para todos os modelos para que não houvesse alterações em relação aos parâmetros determinantes do comprimento efectivo das componentes à compressão e à tracção. O Quadro 5 resume as dimensões especificadas para cada cordão nas juntas entre as vigas e os pilares.

**Quadro 5 .** Dimensão das gargantas das soldaduras

		a (mm)	
		Banzos	Alma
<b>S355</b>	<b>HEB240</b>	16	5
	<b>HEB200</b>	13	6
<b>S690</b>	<b>HEB240</b>	16	5
	<b>HEB200</b>	13	6

Relativamente à componente tecnológica, foi especificado o processo, parâmetros e eléctrodo mais adequado para os dois tipos de aço a soldar. Cada um dos aspectos referidos é descrito em detalhe no Anexo C – Caracterização das propriedades dos aços.

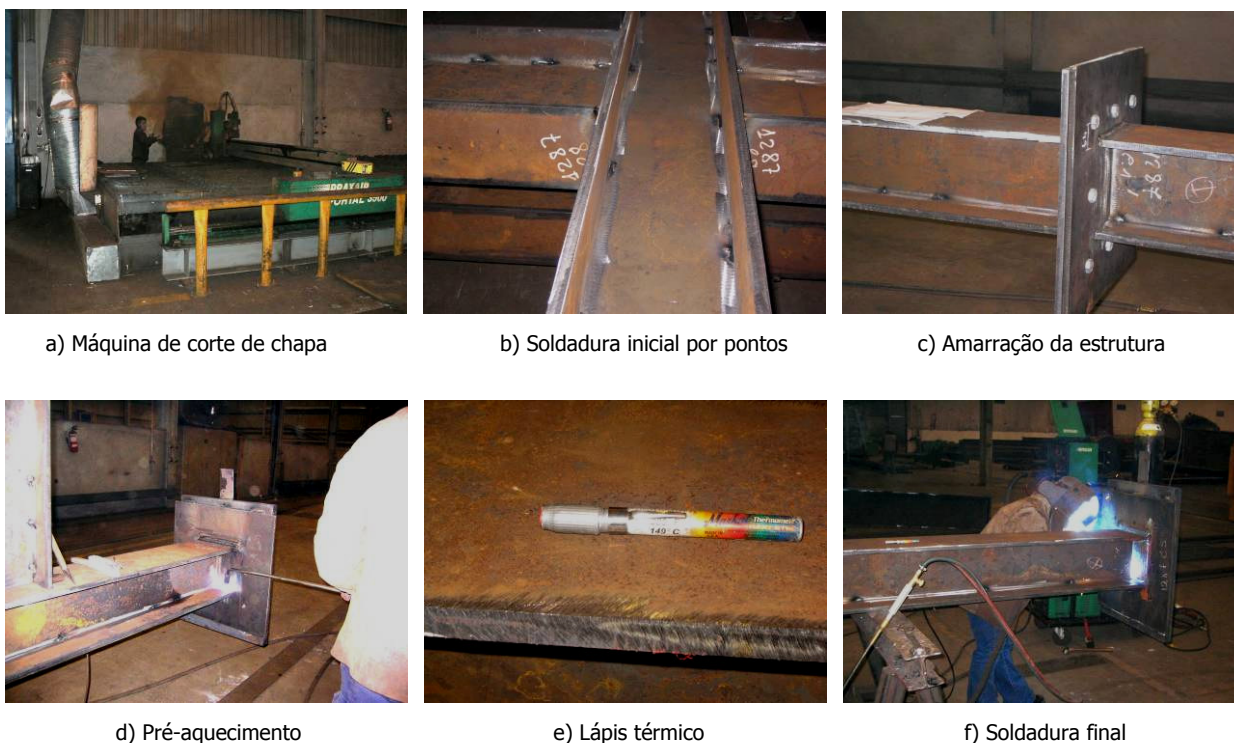
### 2.2.5.3 Reconstituição dos perfis de aço da classe S690

Relativamente à componente estrutural tem-se que a espessura da soldadura utilizada para unir a alma e o banzo de cada perfil reconstituído (Quadro 6) foi dimensionada para a situação de carregamento mais desfavorável relativamente à combinação de dois esforços: a) esforço de escorregamento entre as partes a ligar (devido à flexão do pilar); b) esforço de corte paralelo ao cordão (zona do painel).

**Quadro 6 .** Dimensão das gargantas das soldaduras

	HEB240	IPE400	HEB200
a (mm)	7	5	5

Neste caso, a componente tecnológica tem duas vertentes. Por um lado a questão relacionada com o processo, parâmetros e eléctrodo mais adequado para o tipo de aço a soldar, que foi já abordada no ponto anterior e se encontra resumida em anexo (Anexo C - Caracterização das propriedades dos aços). Por outro lado, os aspectos relacionados com a formação dos protótipos em si, que se iniciou com o corte das chapas (Figura 18a)) e alinhamento e fixação inicial por pontos de solda (Figura 18b)). Após esta etapa os modelos foram presos (Figura 18c)) com o objectivo de reduzir a possibilidade de empeno durante o processo. Antes da soldadura o material foi pré-aquecido com maçarico a 150°C (Figura 18d)), e a temperatura verificada com lápis térmico (Figura 18e)). A soldadura foi realizada a "passo de peregrino" e por fases, para reduzir a possibilidade de empenos. O processo de soldadura foi realizado de acordo com a norma EN288-3/A1:1997 [13,1997].



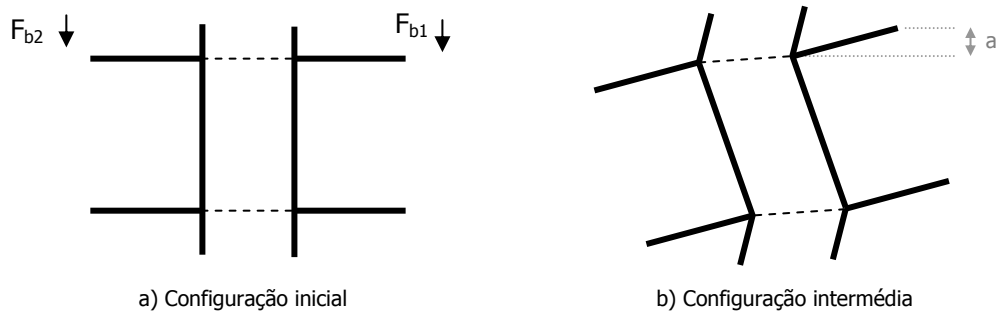
**Figura 18 .** Produção dos perfis S690

### 2.2.6 Particularidades relativas aos ensaios experimentais

Referem-se em seguida alguns aspectos relativos aos ensaios experimentais que se revestem de grande importância para a interpretação dos mesmos. Tomou-se a opção de os referir aqui não só para tornar mais simples a compreensão e análise dos resultados, mas também para obviar à repetição da justificação, de cada vez que se apresenta a mesma problemática.

### 2.2.6.1 Efeito de baloiço

No caso de nó interno, a estratégia de carregamento planeada pretende conduzir a uma relação constante entre a solicitação de ambas as vigas. No entanto, verificou-se alguma dificuldade em garantir a referida relação constante entre a solicitação de ambas as vigas. Esta situação deve-se ao chamado efeito de baloiço, que se explica no parágrafo e na figura seguintes.



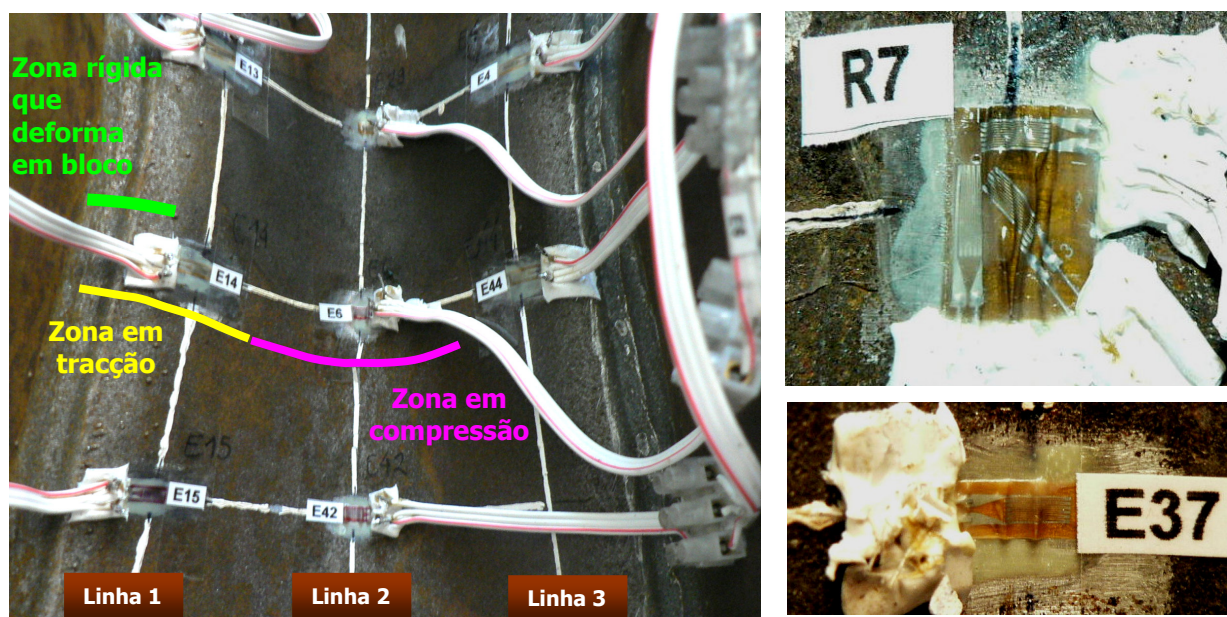
**Figura 19** • Efeito de baloiço: nó interno com carregamento simétrico

O efeito de baloiço é consequência directa do facto de o nó ser interno e de haver um desfasamento, ainda que pequeno, entre as velocidades dos dois actuadores. A consequência é que, uma das vigas (neste caso a da esquerda), é solicitada ligeiramente mais cedo que a outra; e como ambas as vigas partilharem a junta, a deformação da viga que foi carregada primeiro (a) comunica-se à outra (configuração intermédia). A viga da direita sobe ligeiramente, de um valor igual à folga do actuador, e como não pode subir mais, empurra o actuador da direita para cima, provocando um efeito semelhante a um pré-esforço. Quando o actuador da direita entra em acção tem que vencer o deslocamento negativo e o pré-esforço existente, fazendo uma força superior àquela que teria que exercer se ambos os actuadores entrassem em funcionamento ao mesmo tempo. Se esta situação se prolongar por um período suficientemente longo, a estratégia de carregamento afasta-se da que havia sido planeada.

### 2.2.6.2 Efeito de onda

O efeito de onda encontra-se associado à situação em que o painel da alma do pilar sofre deslocamento fora do seu plano, devido à instabilidade da sua zona comprimida. Esta deformação tem efeito sobre os valores registados nos extensómetros eléctricos, na medida em que irão sofrer deformação adicional devida à curvatura do painel. Essa deformação adicional poderá ser de tracção ou de compressão, dependendo da posição onde se encontra o extensómetro, e do facto de a deformação por instabilidade ter o seu ápice na direcção do plano anterior, ou do plano posterior do painel. No caso da Figura 20a), o ápice da onda encontra-se na direcção do plano posterior do painel, conduzindo a uma depressão na linha 2, que comprime os extensómetros aí localizados. No entanto, a zona do banzo do pilar e de transição para a alma, têm uma rigidez elevada, e contrariam a referida depressão, causando uma inflexão da deformada, dando origem a uma zona traccionada. Os extensómetros sobre as linhas 1 e 3, sofrerão assim uma tracção adicional, associada à deformação do painel por instabilidade.

A Figura 20b), ilustra um exemplo da deformação sofrida pelos extensómetros devida ao efeito de onda.



a) Zona instabilizada do painel da alma do pilar

b) Extensómetros eléctricos deformados

**Figura 20** • Efeito de onda: efeito sobre os extensómetros eléctricos

Noutros ensaios, as deformações por instabilidade na zona comprimida do painel apresentam configurações diferentes da da figura anterior, mas as implicações do chamado efeito de onda são as mesmas, pelo que é necessário ter presente a configuração da deformada para poder analisar correctamente os resultados experimentais dos extensómetros do painel da alma do pilar.

### 2.2.7 Estratégia de carregamento

O carregamento é do tipo monotónico quase-estático, para todos os ensaios. A estratégia definida inicialmente para aplicação do carregamento, e que foi aplicada a todos os ensaios de nó externo, consistiu em controlo de força em regime elástico, com uma velocidade de 0.1kN/seg, e controlo de deslocamento em fase plástica, com uma velocidade de 0.005mm/seg. Em todos os ensaios foi realizada pelo menos uma descarga.

No caso de nó interno simétrico, optou-se por controlo de deslocamento desde o início da aplicação da carga, de modo a não haver um aumento súbito de deformação, devido à instabilidade. As velocidades foram mantidas, em relação às usadas em nó externo, para o ensaio S355E3, e nos ensaios S690E3A e S690E3B foram utilizadas velocidades duas vezes superiores, por se ter concluído, com base nos resultados dos ensaios anteriores, que seria suficiente.

No caso do modelo em nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico (S355E2) aplicou-se a estratégia usada para nó externo, por não serem esperadas deformações súbitas de instabilidade. No entanto, concluiu-se que, no caso de haver duas vigas, a situação de controlo de força

não permite aplicar exactamente a estratégia de carregamento pré estabelecida. Esta situação prende-se com o chamado efeito de baloiço, referido atrás.

Para obviar a este efeito, optou-se por realizar os restantes ensaios de nó externo em controlo de deslocamento, para todo o âmbito de carregamento. No entanto o efeito de baloiço mantém-se, na medida em que continua a existir pré deformação e pré-esforço, no actuador retardatário. A solução passou por fazer controlo manual dos dois actuadores, em controlo de deslocamento, parar o ensaio em cada incremento de carga, e nivelar os carregamentos antes de prosseguir o ensaio. Esta estratégia permitiu melhorar substancialmente a simultaneidade pretendida entre as cargas das vigas ao longo do ensaio. O Quadro 7 resume a estratégia usada em cada ensaio.

**Quadro 7** . Tipo de controlo e velocidade nos ensaios experimentais

Ensaio	Viga da esquerda				Viga da direita			
	Fase elástica		Fase plástica		Fase elástica		Fase plástica	
	Controlo	Velocidade (kN/seg) (mm/seg)	Controlo	Velocidade (kN/seg) (mm/seg)	Controlo	Velocidade (kN/seg) (mm/seg)	Controlo	Velocidade (kN/seg) (mm/seg)
S355E1.1	F	0.1	D	0.05	-	-	-	-
S355E1.2	F	0.1	D	0.05	-	-	-	-
S355E2	F	0.1	D	0.05	F	0.1	D	0.05
S355E3	D	0.005	D	0.05	D	0.005	D	0.05
S355E4	D	0.01	D	0.1	D	0.005	D	0.05
S6901.1	F	0.1	D	0.05	-	-	-	-
S6901.2	F	0.1	D	0.05	-	-	-	-
S6902A	D	IM $\Delta=1\text{mm}$	D	IM $\Delta=1\text{mm}$	D	IM $\Delta=0.5\text{mm}$	D	IM $\Delta=0.5\text{mm}$
S6902B	D	IM $\Delta=1\text{mm}$	D	IM $\Delta=1\text{mm}$	D	IM $\Delta=0.5\text{mm}$	D	IM $\Delta=0.5\text{mm}$
S6903A	D	0.01	D	0.1	D	0.01	D	0.1
S6903B	F	0.2	D	0.1	F	0.2	D	0.1
S6904A	D	IM $\Delta=2\text{mm}$	D	IM $\Delta=4\text{mm}$	D	IM $\Delta=1\text{mm}$	D	IM $\Delta=2\text{mm}$
S6904B	D	IM $\Delta=2\text{mm}$	D	IM $\Delta=4\text{mm}$	D	IM $\Delta=1\text{mm}$	D	IM $\Delta=2\text{mm}$

D – Controlo de deslocamento

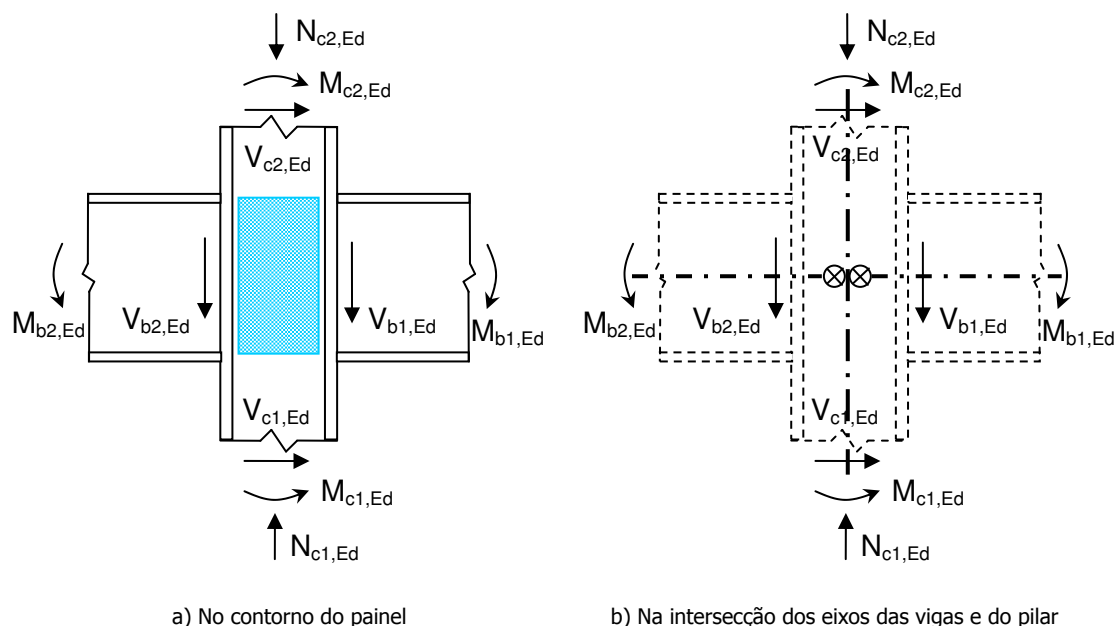
F – Controlo de força

IM – Incrementação manual

$\Delta$  – Intervalo entre leituras em incrementação manual

### 2.2.8 Determinação do momento-flector

A representação gráfica do comportamento das juntas em estudo requer a consideração de uma grandeza associada à evolução da solicitação das estruturas. Por uma questão de universalidade, usa-se o momento-flector que solicita cada junta. Este é devido à força aplicada na extremidade da viga, e poderá ser calculado à face da junta ou ao eixo do pilar. A escolha de uma ou outra possibilidade prende-se apenas com a finalidade da análise que se pretende realizar. A formulação preconizada no EC3 [15,2005] refere o cálculo ao eixo do pilar (Figura 21), e na análise experimental realizada considera-se essa hipótese.



**Figura 21** • Forças e momentos que actuam no painel da alma do pilar de uma junta

## 2.3 Ensaios das juntas de aço da classe S355

### 2.3.1 Introdução

Os resultados dos ensaios experimentais abrangem vários objectivos, sendo os principais a compreensão do comportamento das juntas em estudo, e a calibração dos modelos numéricos. Dado o elevado número de medições necessário para atingir os objectivos referidos, o total de resultados atinge um volume que se torna proibitivo expor e analisar exhaustivamente no presente capítulo. Como tal, opta-se por realizar uma análise completa para um dos ensaios, e a partir dessa análise ilustrar tendências comuns a todos os outros, reportando para anexo (Anexo D – Resultados experimentais), os resultados homólogos dos outros modelos. No final é realizada uma comparação entre os resultados de todos os ensaios, para avaliar as diferenças entre os seus comportamentos.

Os parâmetros que se revelaram mais determinantes são o valor do esforço de corte no painel da alma do pilar e a instabilidade da zona comprimida do painel. A importância do valor do esforço de corte prende-se com o facto de este reduzir a capacidade resistente das componentes relativas à introdução de carga (tracção e compressão), conduzindo a diferenças entre os ensaios relativamente à rigidez inicial, cargas de cedência e máxima e ductilidade. O efeito da instabilidade revela-se nos aspectos referidos atrás relativamente ao efeito de onda, e conduz a diferenças entre os ensaios relativamente à ductilidade, carga máxima e ao deslocamento para o qual se verifica a carga máxima.

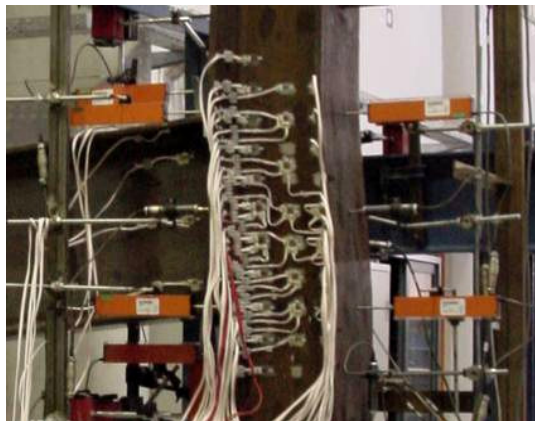
### 2.3.2 Ensaio S355E1.2

#### 2.3.2.1 Introdução

A estrutura ensaiada corresponde a uma configuração em nó externo com viga de alma completa em aço da classe S355. Na Figura 22 e na Figura 23 ilustra-se o esquema geral antes e depois do ensaio, e detalhes da deformação da zona da junta.



**Figura 22** • Aspectos do conjunto antes e depois da realização do ensaio



**Figura 23** • Detalhes da deformação da estrutura após o ensaio

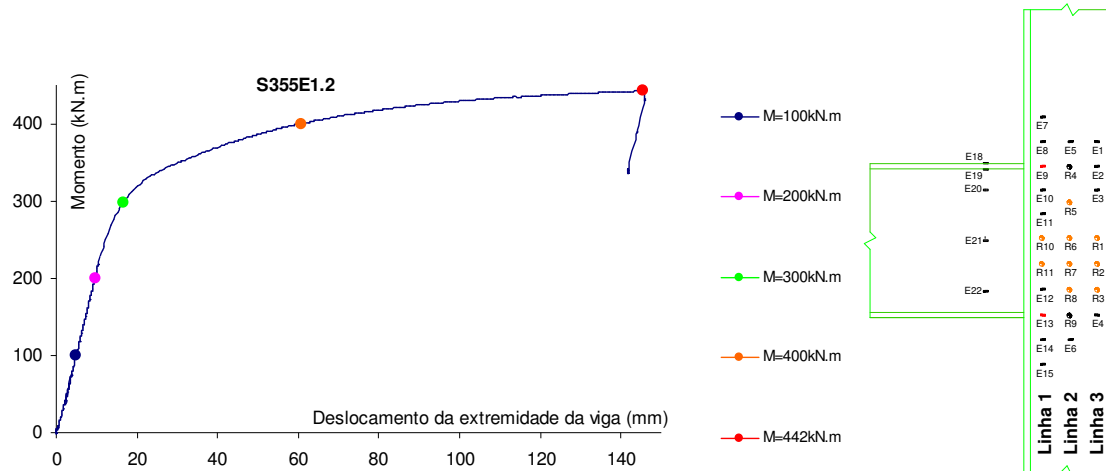
Neste ensaio a solicitação máxima corresponde a um deslocamento na ordem dos 145 mm. A maior parte da deformação é devida ao corte no painel.

#### 2.3.2.2 Resultados: Caracterização do estado de deformação

No caso dos extensómetros eléctricos, os resultados são apresentados em grupos de extensómetros relacionáveis, para facilitar a compreensão do estado de deformação instalado nas zonas principais da estrutura. Os grupos principais são as três linhas verticais ao longo do painel da alma do pilar e o banzo

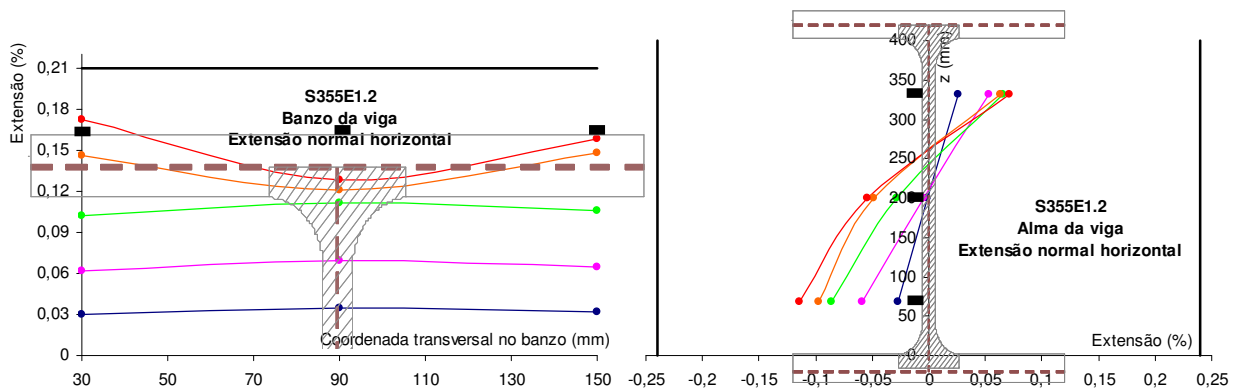


e alma das vigas. Os registos referidos serão apresentados para níveis de momento flector seleccionados ao longo da história de carga (Figura 24), de modo a que seja possível acompanhar a evolução das extensões ao longo do grupo, e simultaneamente, ao longo do carregamento.



**Figura 24** . Níveis de momento seleccionados e esquema dos grupos

Na Figura 25 apresentam-se os resultados para os extensómetros da alma e banzos da viga.



**Figura 25** . Variação da extensão ao longo do ensaio no banzo e alma da viga

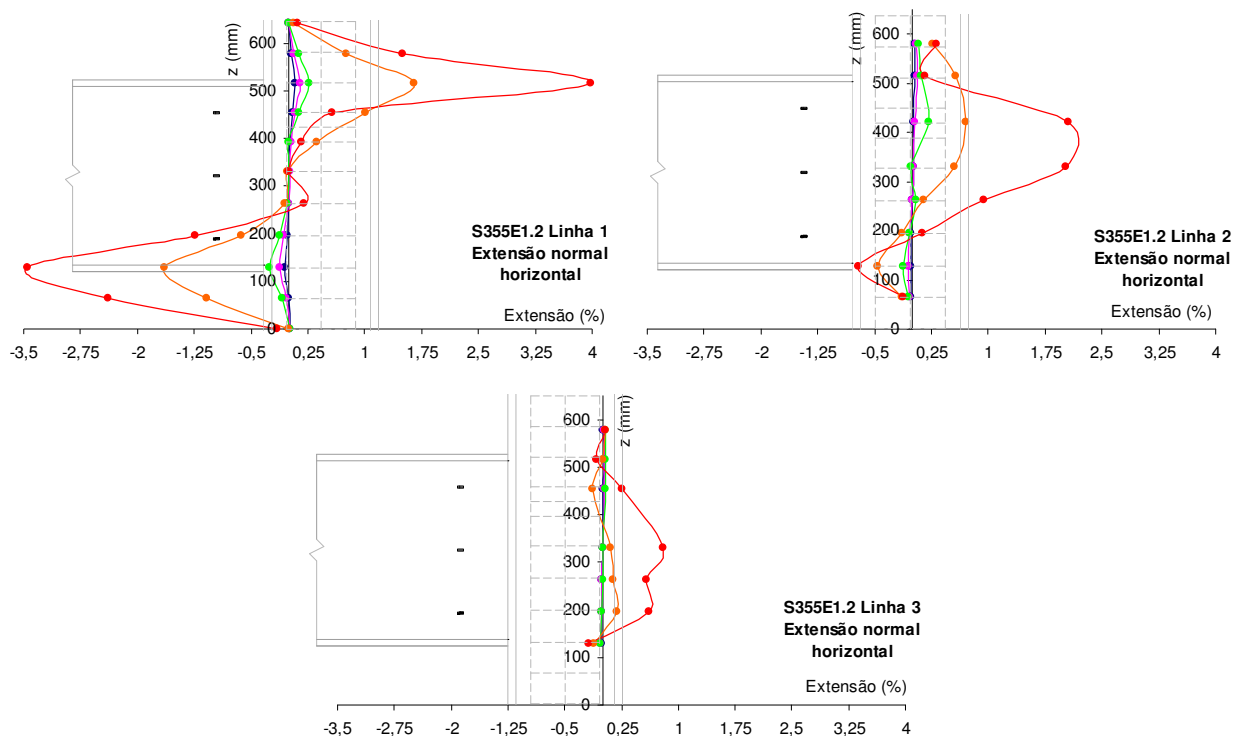
Os gráficos anteriores caracterizam a distribuição de extensões normais na secção instrumentada da viga, na direcção do eixo longitudinal desta. Tendo em conta que a extensão de cedência do material do banzo da viga é de 0,21%, e a extensão de cedência do material da alma, na direcção longitudinal, é de 0,24% (representadas nos gráficos por linhas a preto), sabemos que a viga se mantém em regime elástico durante todo o ensaio.

O diagrama correspondente ao banzo apresenta uma distribuição simétrica e aproximadamente constante. No entanto, o extensómetro localizado a meio do banzo, apresenta uma tendência ligeiramente diferente das evidenciadas pelos extensómetros mais próximos das extremidades. Isto pode dever-se às diferenças de rigidez que se verificam nessa zona, ou ao facto de a secção instrumentada estar relativamente próxima da junta, podendo existir algum efeito de concentração de tensões que afecte com maior expressão o extensómetro central. Foi colocada a hipótese de este comportamento se

dever a mau funcionamento do referido extensómetro, mas verificou-se o mesmo tipo de comportamento no extensómetro homólogo em outros ensaios.

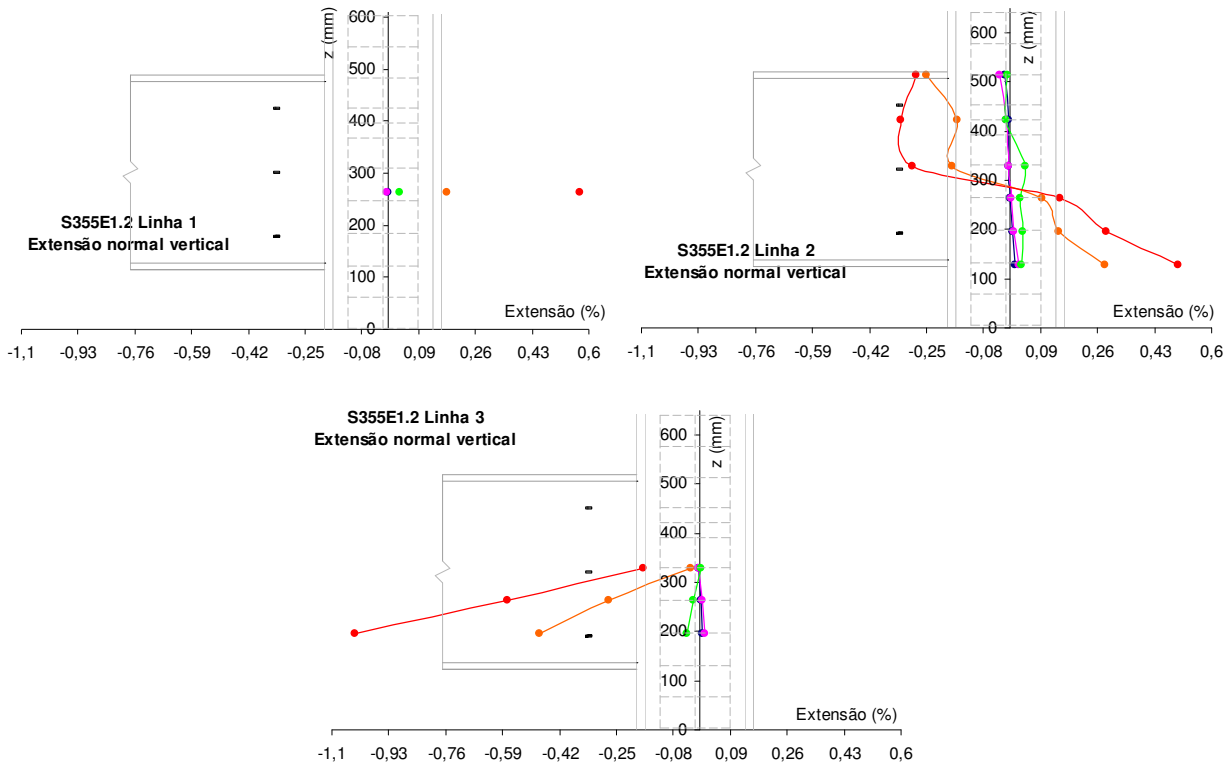
O diagrama correspondente à alma mostra que, até um nível de momento de 200kN.m, a posição do eixo neutro não varia, e o diagrama é aproximadamente simétrico em relação à meia altura do painel. A partir desse nível, que corresponde aproximadamente ao fim do regime elástico da junta (Figura 24), o eixo neutro sobe, e os diagramas de extensão na alma deixam de ser rectilíneos. A justificação destes factos deve-se provavelmente a que, para grandes deformações, se verificam algumas alterações ao esquema estrutural inicial, nomeadamente quando a deformação da junta fora do plano tende a empurrar a viga para fora do seu plano vertical inicial, mas essa deformação é contrariada pelos elementos de contraventamento dispostos na extremidade da viga, provocando alguma flexão lateral parasita. Estes efeitos são particularmente visíveis, pois a viga encontra-se em regime elástico e as extensões são reduzidas. Os resultados dos extensómetros das vigas nos outros modelos ensaiados têm comportamentos muito semelhantes aos analisados atrás, pelo que doravante serão apresentados em anexo (Anexo D – Resultados experimentais).

Na Figura 26, na Figura 27 e na Figura 28 ilustram-se cortes de extensões normais horizontais, normais verticais e na direcção de 45°, ao longo das três linhas notáveis do painel da alma do pilar. No caso das extensões normais verticais e na direcção de 45° os registos são menos completos do que no caso das extensões horizontais, porque estas são obtidas dos extensómetros uniaxiais ou do extensómetro horizontal das rosetas, que no conjunto cobrem todo o painel, enquanto que aquelas, são obtidas dos outros dois extensómetros das rosetas, que são em menor número.



**Figura 26** • Variação da extensão normal horizontal ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

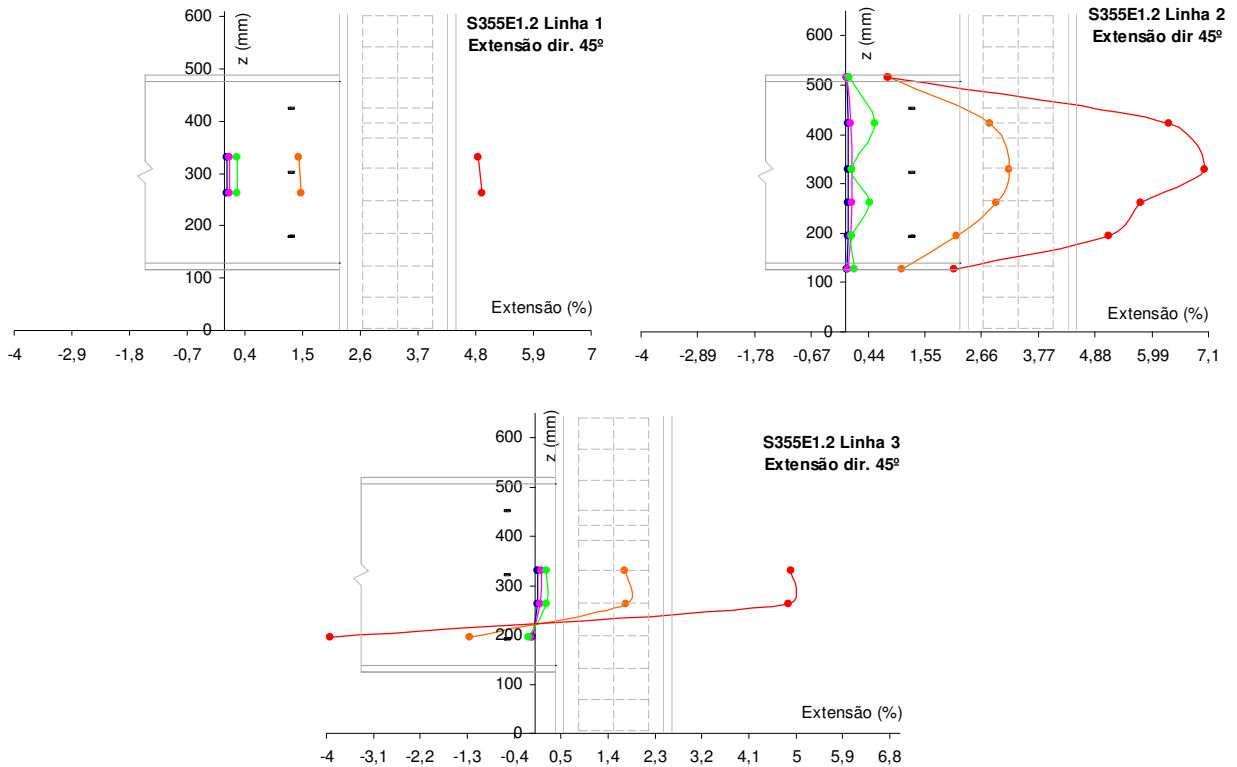
Relativamente às tensões normais horizontais, o gráfico correspondente à linha 1 revela uma distribuição de extensões aproximadamente simétrica, o que se deve à simetria da acção e à proximidade desta linha em relação à introdução de carga no painel. Os gráficos correspondentes às linhas 2 e 3 apresentam valores menores, na medida em que se encontram mais afastados da zona de introdução de carga, e se verifica influência das tensões de corte e normais verticais.



**Figura 27** • Variação da extensão normal vertical ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

As tensões normais verticais devem-se ao esforço axial do pilar (igual ao esforço transversal da viga), e à flexão própria do pilar. Pode observar-se que os valores são consideravelmente menores que os obtidos para as extensões normais horizontais.

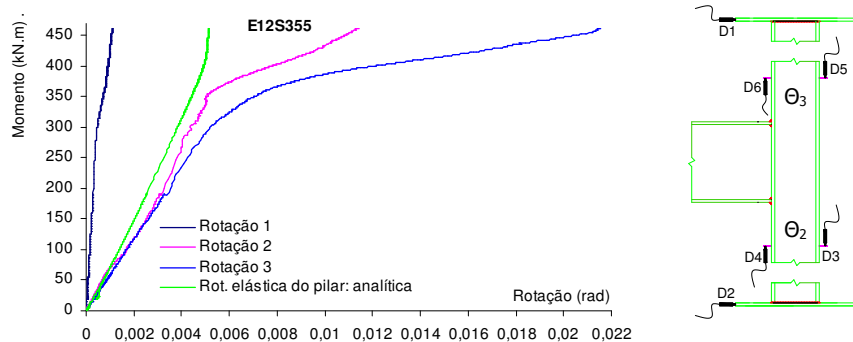
As extensões na direcção a 45° (Figura 28) estão associadas ao esforço de corte, e apresentam o seu valor máximo na linha 2, com uma distribuição praticamente simétrica em relação ao meio do painel. Este facto corrobora a tese de Krawinkler [23,1978] de que, para este tipo de solicitação, o esforço de corte é máximo no centro do painel. As tensões normais verticais e na direcção de 45° serão doravante apresentadas em anexo (Anexo D – Resultados experimentais).



**Figura 28 .** Variação da extensão na direcção de 45° ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

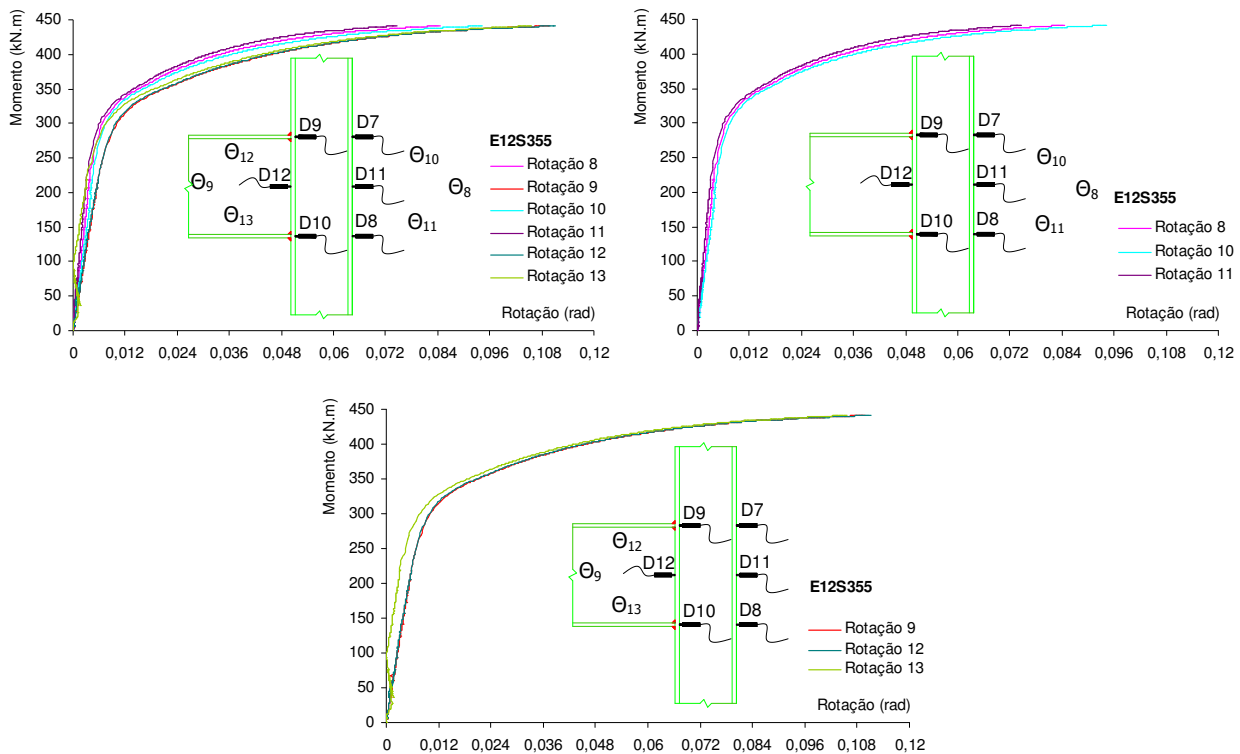
**2.3.2.3 Resultados: Rotações**

Nos gráficos seguintes são apresentadas todas as rotações parcelares, e avaliada a rotação da junta. Estabelece-se também uma análise crítica relativamente às formas alternativas usadas para determinar uma mesma grandeza, de modo a inferir o processo mais indicado para avaliar cada rotação em causa. A Figura 29 mostra as deformações “parasitas” do pilar: rotação de corpo rígido, devida exclusivamente deslocamentos das extremidades do pilar; e rotação por flexão própria do pilar. Esta última foi avaliada em secções acima e abaixo do painel, a uma distância suficiente do painel por forma a que se possa considerar que se encontram fora da sua influência, mas não demasiadamente afastadas, pois nesse caso não seriam demonstrativas da rotação do pilar por flexão própria no painel. O gráfico mostra ainda a mesma deformação calculada analiticamente através do método da integração da linha elástica.



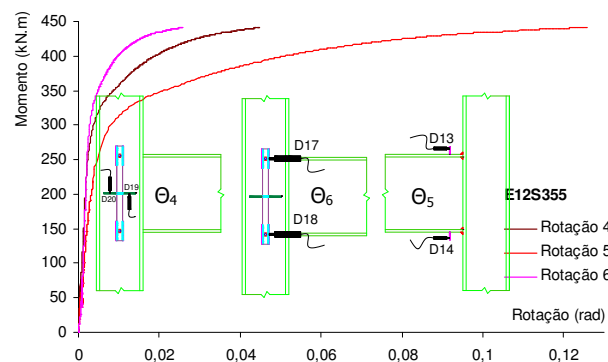
**Figura 29 .** Rotações “parasitas” do pilar

Relativamente à deformação de corpo rígido (rotação 1) obtém-se um valor pequeno, como seria de esperar. Relativamente à rotação por flexão própria do pilar medida acima (rotação 3) e abaixo do painel (rotação 2), ao comparar os seus resultados com o valor analítico, podemos observar que os valores experimentais são maiores, e denotam cedência, o que leva a crer que os registos do ensaio incluem uma percentagem da rotação do próprio painel (devida ao corte e à deformação associada à introdução de carga). Assim sendo, e na medida em que a referida percentagem é desconhecida, não há vantagem em ler este valor. Nos ensaios seguintes prescinde-se desta leitura e utiliza-se o valor analítico. Na Figura 30 comparam-se as rotações calculadas com os transdutores do contorno do painel.



**Figura 30** . Comparação entre as várias rotações avaliadas no contorno do painel

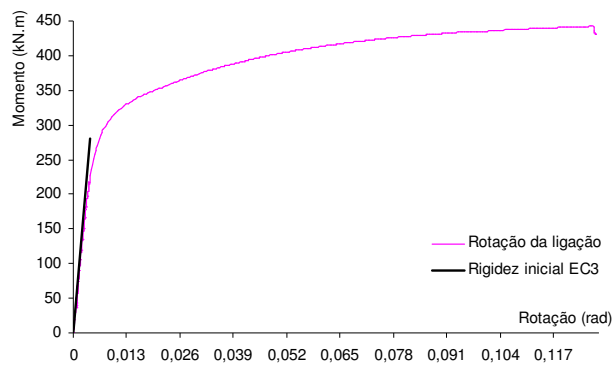
Os resultados são consistentes pois as rotações apresentam a mesma tendência e valores próximos. Além disso as rotações avaliadas pelo lado esquerdo são menores do que as avaliadas pelo lado direito, pois estas incluem a rotação do painel por corte. Na Figura 31 comparam-se as rotações 4, 5 e 6.



**Figura 31** . Comparação entre as rotações 4, 5 e 6.

A rotação 4 representa a rotação média do eixo do painel (rotação por corte); a rotação 5 representa a rotação total da junta, e a rotação 6 representa a rotação entre a viga e o eixo do pilar (rotação por introdução de carga, associada com a deformação das componentes alma do pilar à tracção e à compressão). A relação de grandezas é correcta uma vez que a rotação global da junta é a soma da rotação do painel em corte e da rotação de introdução de carga.

Na Figura 32 apresenta-se a curva momento vs rotação da junta, e a rigidez inicial calculada através da formulação do EC3.



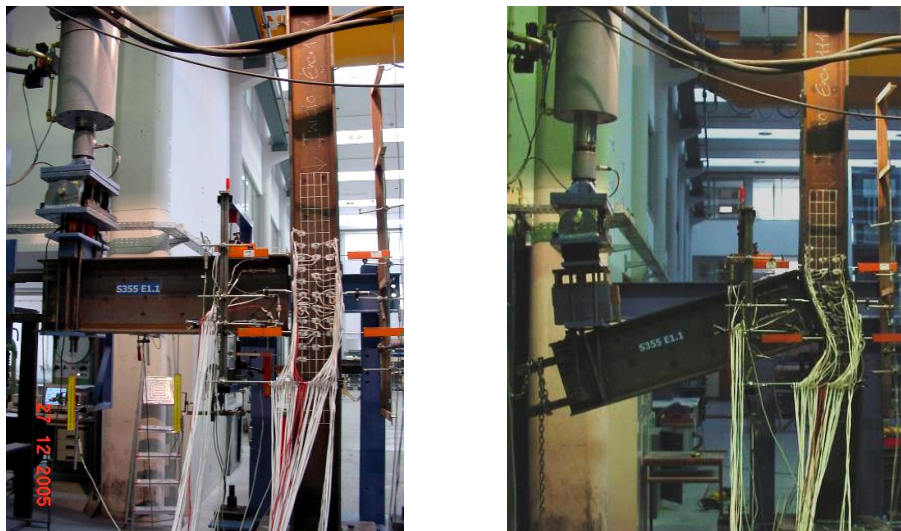
**Figura 32** . Curva momento vs rotação da junta.

A junta apresenta comportamento dúctil, com grande capacidade de rotação, e um ajuste razoável à rigidez inicial do EC3. O momento de cedência tem um valor de 260kN.m, e o momento máximo de 450kN.m, aproximadamente.

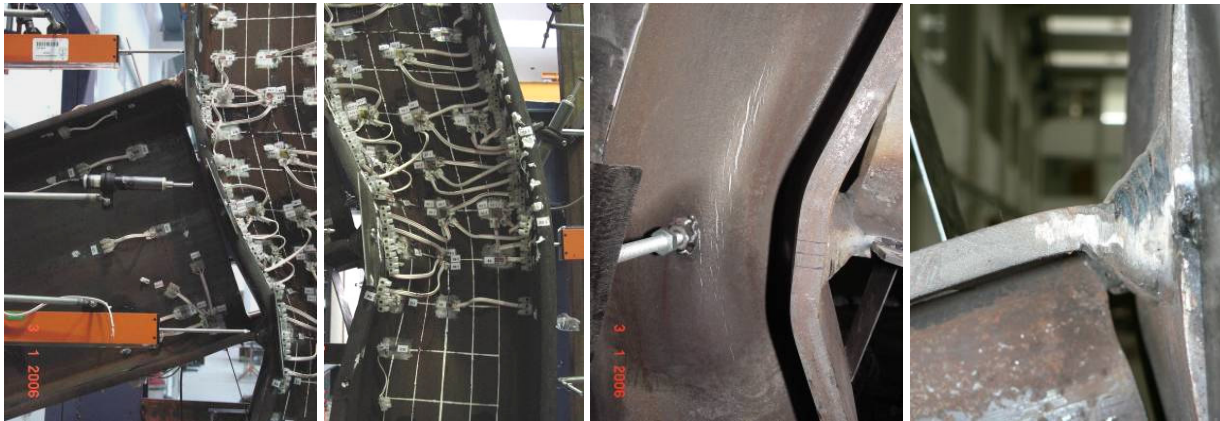
### 2.3.3 Ensaio S355E1.1

#### 2.3.3.1 Introdução

Trata-se de uma estrutura em nó externo em aço da classe S355 (viga de alma descontinuada na junta). A Figura 33 ilustra a estrutura antes e depois do ensaio, e a Figura 34 ilustra a deformação da junta.



**Figura 33** . Aspectos do conjunto antes e depois da realização do ensaio



a) Rotação da junta      b) Zona instabilizada vista anterior e posterior      c) Ductilidade da solda e ZAC

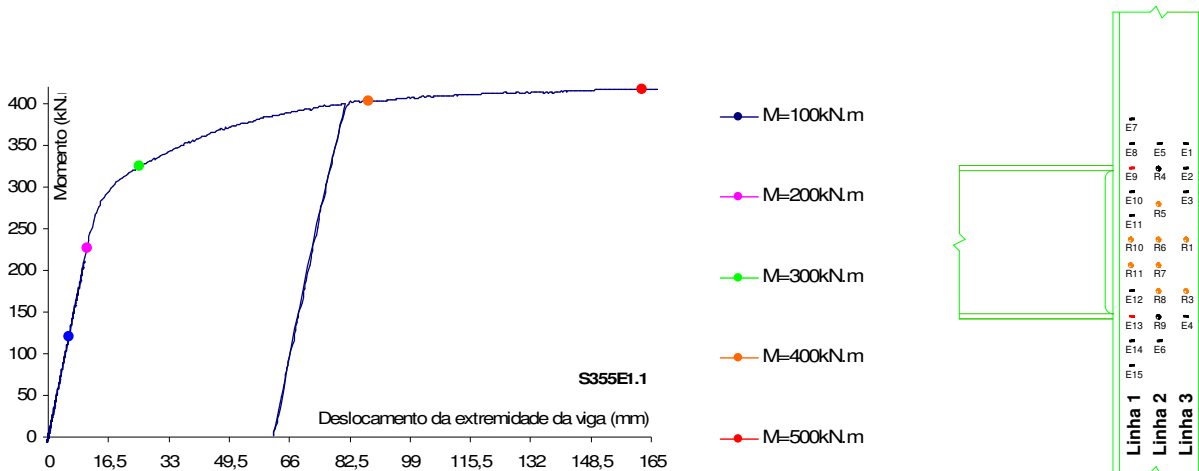
**Figura 34** . Detalhes da deformação da estrutura após o ensaio (segundo carregamento)

Neste ensaio, a solicitação correspondeu a um deslocamento de 165mm, tendo-se verificado um comportamento semelhante ao do ensaio anterior, com deformação predominante por corte, e uma muito pequena deformação por instabilidade.

No sentido de avaliar o comportamento da estrutura na situação correspondente ao total esgotamento da sua capacidade resistente, optou-se realizar um segundo carregamento, com uma amplitude de 500 mm. A avaliação foi apenas qualitativa, evidenciando uma grande capacidade de rotação, elevadas deformações por corte e de instabilidade da zona comprimida (Figura 34). Os resultados apresentados dizem respeito apenas ao primeiro carregamento.

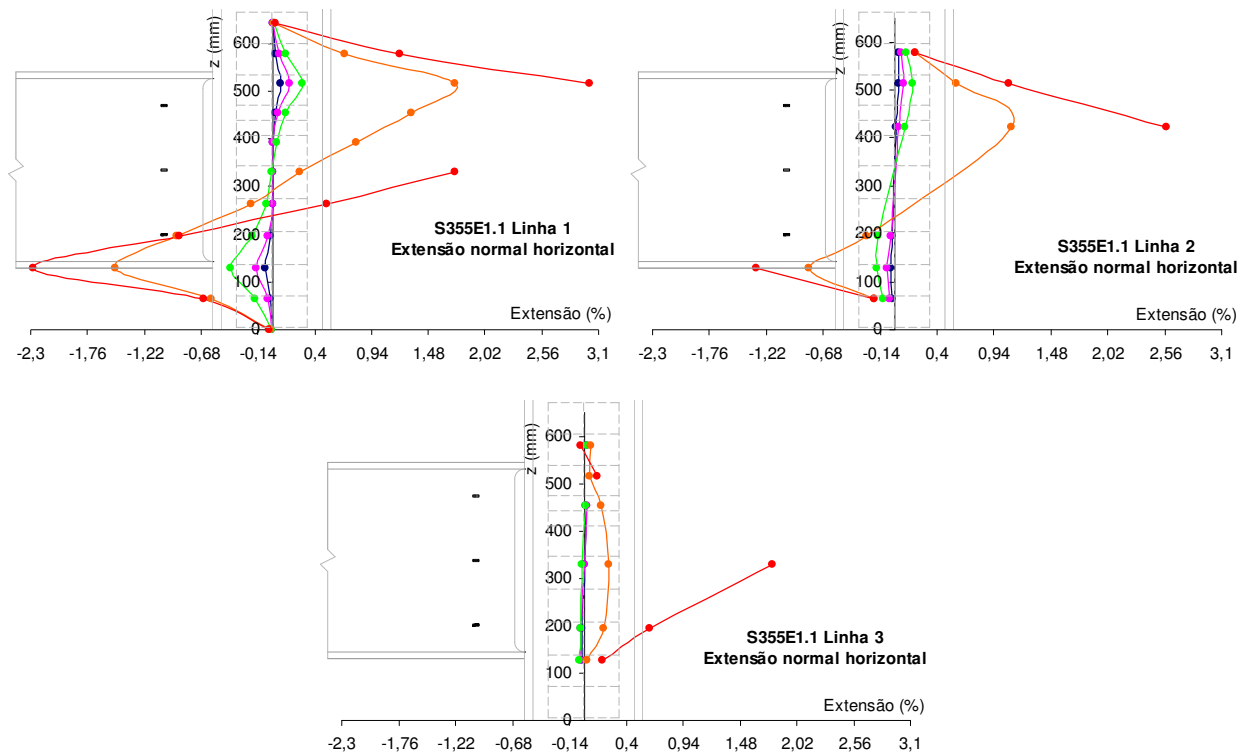
**2.3.3.2 Resultados: Caracterização do estado de deformação**

A Figura 35 ilustra os níveis de momento flector considerados para análise dos resultados.



**Figura 35** . Níveis de momento seleccionados e esquema de extensómetros no painel

Os gráficos da Figura 36 mostram a variação da extensão normal horizontal, ao longo das três linhas notáveis do painel.

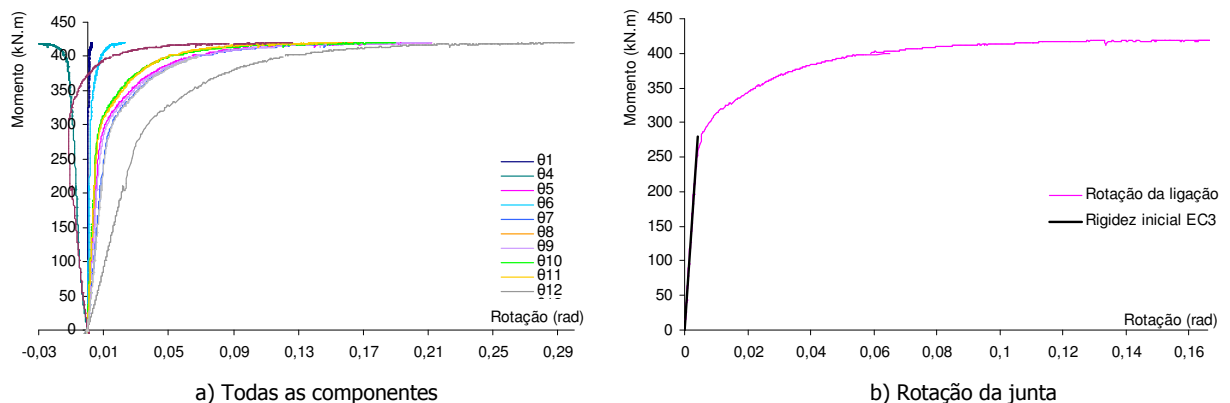


**Figura 36 .** Variação da extensão normal horizontal ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

Em termos de extensões normais horizontais ao longo dos cortes no painel a tendência é semelhante à verificada no ensaio anterior. Nota-se, no entanto, uma maior regularidade dos diagramas, na zona a meia altura do painel, devida ao facto de não haver introdução de carga na zona do banzo da viga.

**2.3.3.3 Resultados: Rotações**

Os gráficos da Figura 37 representam todas as rotações avaliadas a partir dos transdutores de deslocamento usados no ensaio, e a rotação da junta comparada com a rigidez inicial do EC3.



**Figura 37 .** Componentes da rotação determinadas no ensaio



O comportamento é dúctil com grande capacidade de rotação, e verifica-se um bom ajuste em relação à rigidez inicial do EC3. De um modo geral o comportamento é semelhante ao do ensaio anterior, com valores semelhantes para o momento de cedência, e um pouco menor para o momento máximo.

### 2.3.4 Ensaio S355E2

#### 2.3.4.1 Introdução

Trata-se de uma estrutura em nó interno com vigas de alturas diferentes em aço da classe S355. A estratégia de carregamento é a mesma para ambas as vigas, o que dada a relação de vãos, implica que a rotação à esquerda é o dobro da rotação à direita. Na Figura 38 e na Figura 39 ilustra-se o esquema geral e alguns detalhes da estrutura antes e depois da realização do ensaio.



**Figura 38** . Aspectos do conjunto antes e depois da realização do ensaio



a) Vista anterior

b) Vista posterior

c) Vista paralela ao eixo do pilar

**Figura 39** . Detalhes da deformação da estrutura após o ensaio (zona instabilizada)

Dada a relação entre carregamentos e vãos das duas vigas, as forças que entram na junta de um e outro lado são semelhantes. Em termos de esforço de corte, este facto conduz a uma situação em que se tem

valor desprezável no sub-painel superior, e um valor elevado no sub-painel inferior. Em consequência, tem-se distorção elevada no sub-painel inferior, e reduzida no sub-painel superior.

Numa junta em nó interno simétrica, em que ambas as juntas são solicitadas por momentos negativos, a zona de compressão do painel corresponde a uma banda ortogonal ao eixo longitudinal do painel, alinhada com os banzos comprimidos das vigas (Figura 40 a)). Uma vez que, neste caso, os banzos inferiores das vigas não se encontram alinhados de um e outro lado da junta, a biela de compressão que se forma no painel entre estes dois banzos, passa a ser oblíqua em relação ao eixo longitudinal do painel. Como tal, a zona instabilizada passa também a ser oblíqua em relação ao mesmo eixo, e localizada junto ao banzo inferior da viga menor (Figura 40 b)).

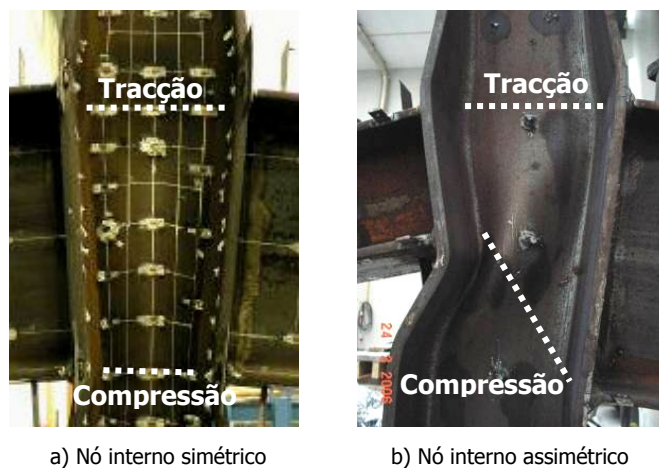


Figura 40 • Posição relativa das bielas de tracção e de compressão

2.3.4.2 Resultados: Caracterização do estado de deformação

A Figura 41 apresenta os níveis de momento flector considerados para análise dos resultados.

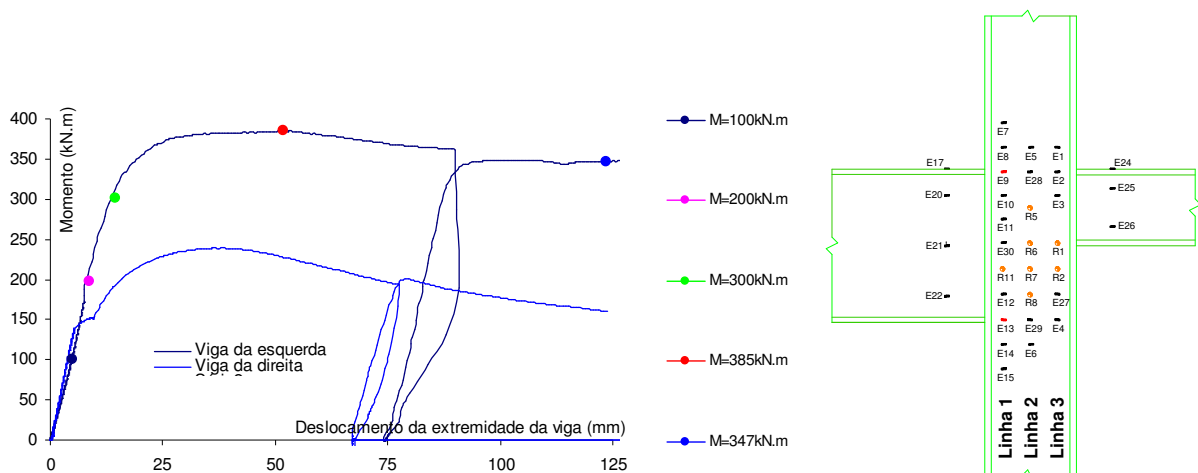


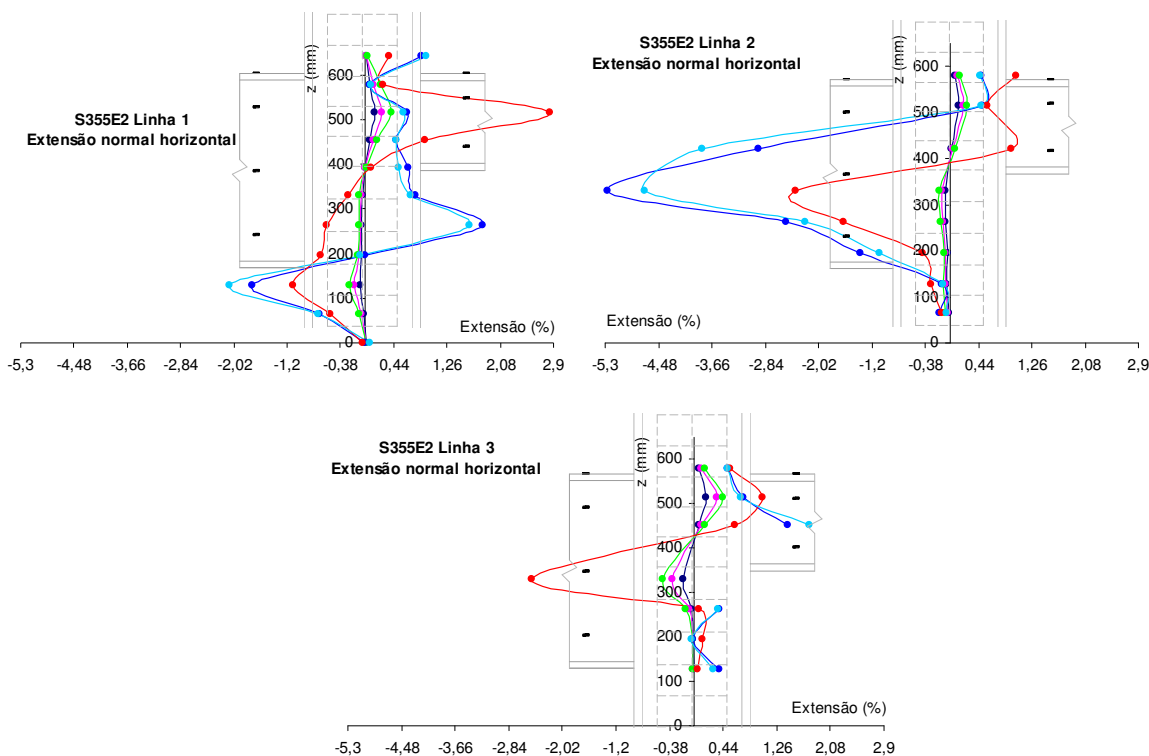
Figura 41 • Níveis de momento seleccionados e esquema de extensómetros no painel

Relativamente às curvas momento vs deslocamento apresentadas na figura anterior para ambas as vigas, pode observar-se que apesar de ambas apresentarem tendência descendente no troço pós carga

máxima (carga de instabilidade do painel da alma do pilar por compressão), a inclinação é mais acentuada no caso da curva menor. Esta situação prende-se com o facto, referido atrás, de que a instabilidade se verifica na zona do painel junto ao banzo comprimido da viga da direita. Como tal, e apesar de tal fenómeno afectar ambas as vigas, no caso da viga menor, o seu "apoio" no pilar tornou-se mais flexível e daí a maior perda de rigidez do lado direito da junta.

A irregularidade do diagrama da viga pequena a seguir à cedência tem a ver com uma momentânea perda da simultaneidade dos actuadores, quando foi feita a alteração de controlo de força para controlo de deformação. A irregularidade nas duas curvas para um deslocamento na ordem dos 80 mm tem a ver com um processo utilizado para aumentar o curso disponível do actuador da viga menor.

O momento-flector usado nos gráficos corresponde ao momento na viga maior, por uma questão de simplicidade de apresentação dos resultados. Os gráficos da Figura 42 mostram a variação da extensão normal horizontal, ao longo das três linhas notáveis do painel.



**Figura 42.** Variação da extensão normal horizontal ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

O diagrama momento vs deslocamento, apresentado atrás na Figura 41, indica que a partir do nível de momento 300 kN.m a junta começa a plastificar. Até esse nível de momento os diagramas de extensões normais preconizados na figura anterior apresentam traçado regular. Os cortes próximos das vigas apresentam traçados relativamente simétricos, com os máximos correspondendo às posições dos banzos das vigas. Como as vigas não têm a mesma altura, estes máximos não se verificam ao mesmo nível nos referidos cortes. No corte a meio da largura do painel, pode observar-se a influência dos banzos das vigas de ambos os lados. A partir do nível de momento que corresponde ao início da instabilidade do painel por compressão (385 kN.m), os diagramas sofrem uma alteração considerável, devida à instabilidade. A Figura 43 procura ilustrar mais claramente o efeito referido atrás para o caso de nó

interno simétrico, através da análise comparativa entre o diagrama de extensões e a deformada do painel, à custa de um exemplo estabelecido para a linha 2.

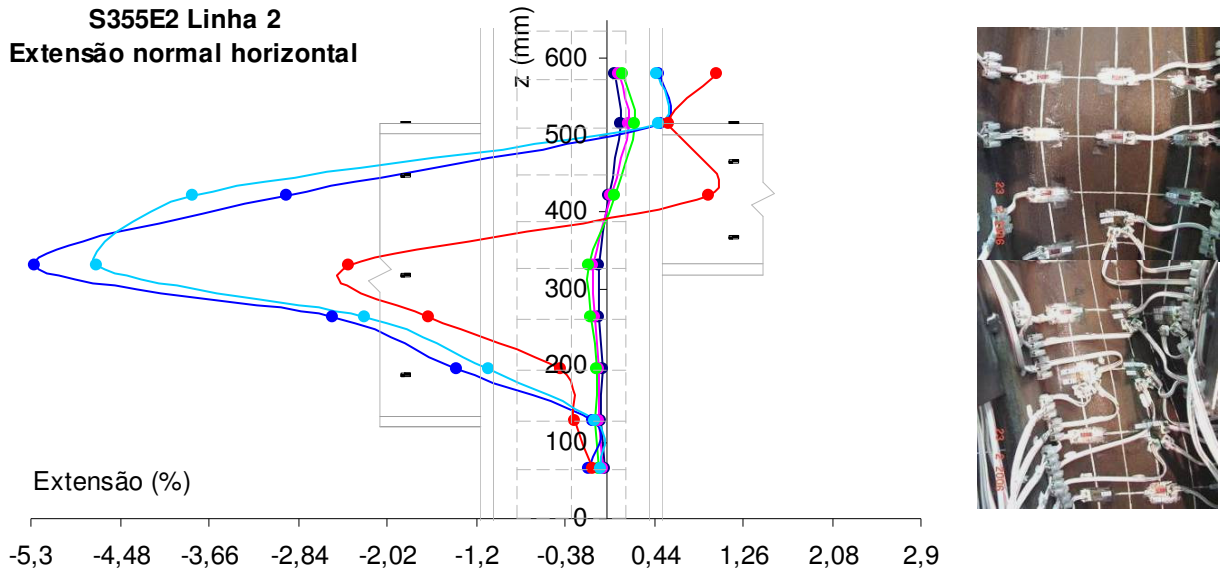


Figura 43 . Alteração provocada nas extensões da linha 2 pelo “efeito de onda”

Tendo em conta que neste caso a deformação do painel na direcção perpendicular ao plano da estrutura devida à instabilidade, se verificou no sentido do plano anterior para o plano posterior do painel, temos que os extensómetros que se encontram na parte instabilizada, passam a apresentar extensões de compressão, mercê de a deformação da alma “dobrar” os extensómetros. Na linha 1 passou-se um efeito oposto, pois dada a deformação do painel por instabilidade a zona da linha 1 passou a apresentar uma curvatura que induziu tracção nos extensómetros. Na linha 3 pode também observar-se efeito idêntico.

2.3.4.3 Resultados: Rotações

Os gráficos da Figura 44 e da Figura 45 representam todas as rotações avaliadas a partir dos transdutores de deslocamento usados no ensaio, e a rotação da junta comparada com a rigidez inicial do EC3.

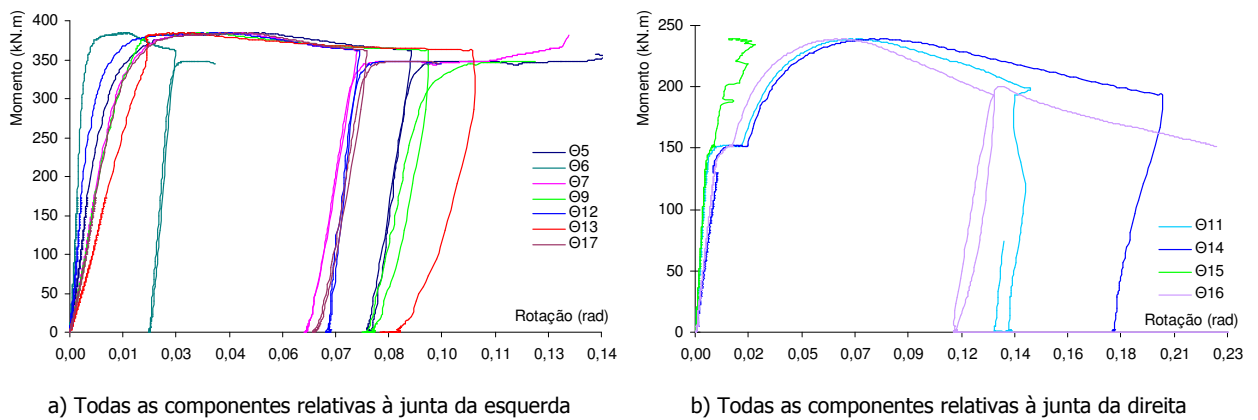
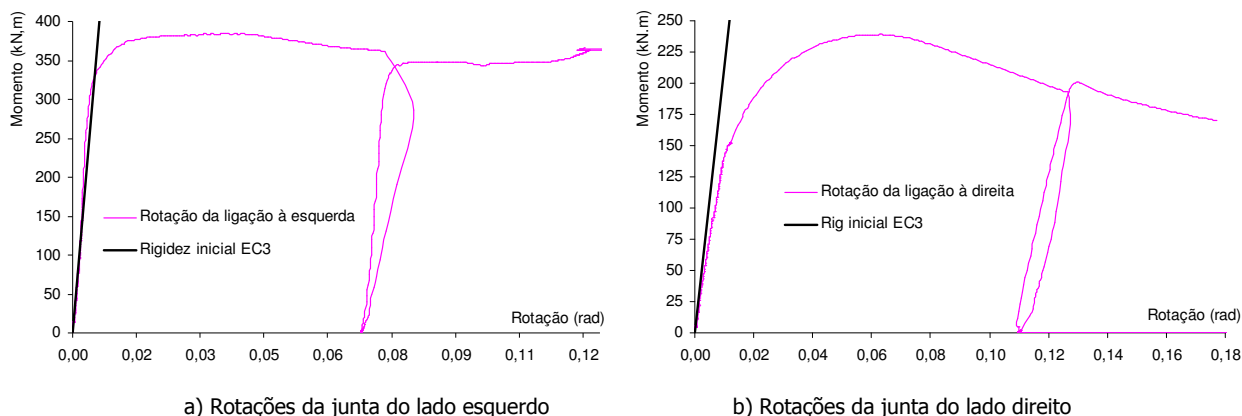


Figura 44 . Componentes da rotação determinadas no ensaio



**Figura 45** • Componentes da rotação determinadas no ensaio por várias medições

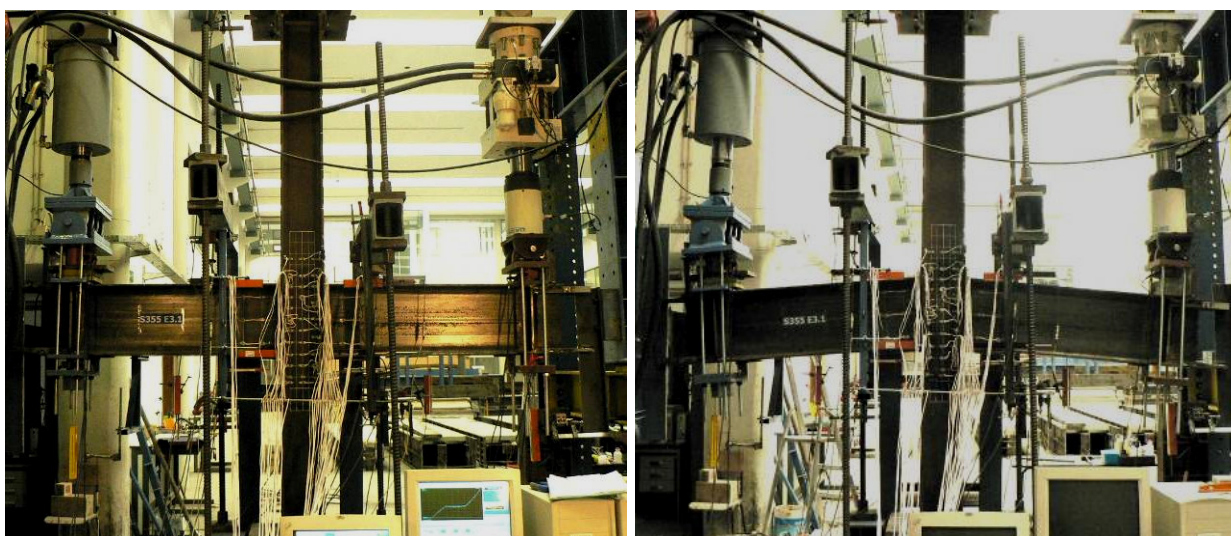
Neste caso o ajuste entre a rigidez inicial de cada junta e o valor homólogo calculado através da formulação do EC3, é pior do que o que se tinha nos ensaios anteriores. Tal situação poderá dever-se à ao facto de que o valor da rigidez inicial do EC3 foi calculado com uma parâmetro  $\beta$  de valor unitário, que corresponde ao caso de nó externo, o que não corresponde à situação deste modelo. O EC3 não indica valores do parâmetro  $\beta$  para esta configuração.

O momento de cedência encontra-se na ordem dos 325 kN.m, e o momento máximo na ordem dos 420 kN.m, para uma deformação de 50 mm.

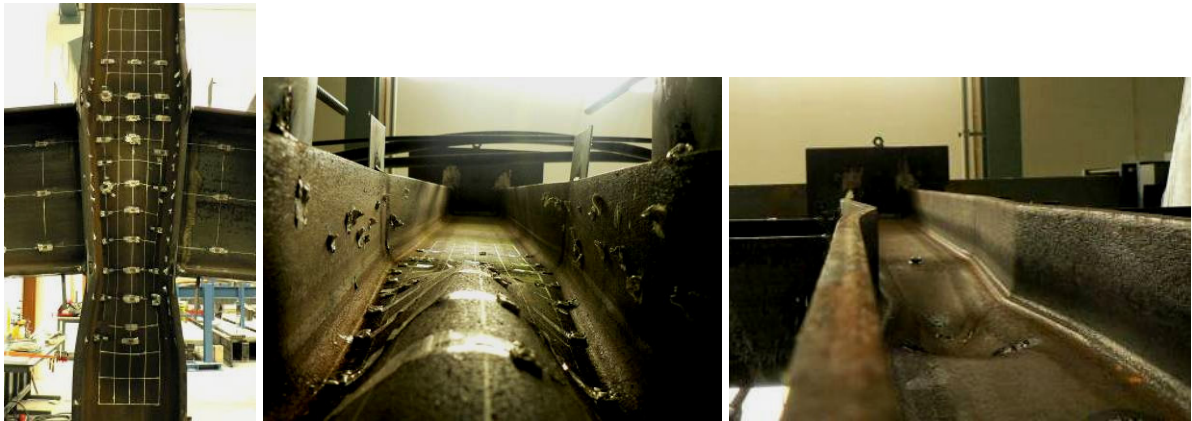
### 2.3.5 Ensaio S355E3

#### 2.3.5.1 Introdução

Trata-se de uma estrutura em nó interno com vigas iguais em aço da classe S355. O carregamento é o mesmo para ambas as vigas, o que dada a simetria da estrutura, implica que as rotações sejam iguais à esquerda e à direita. Na Figura 46 e na Figura 47 ilustra-se o esquema geral antes e após o ensaio.



**Figura 46** • Aspectos do conjunto antes e depois da realização do ensaio



a) Vista anterior

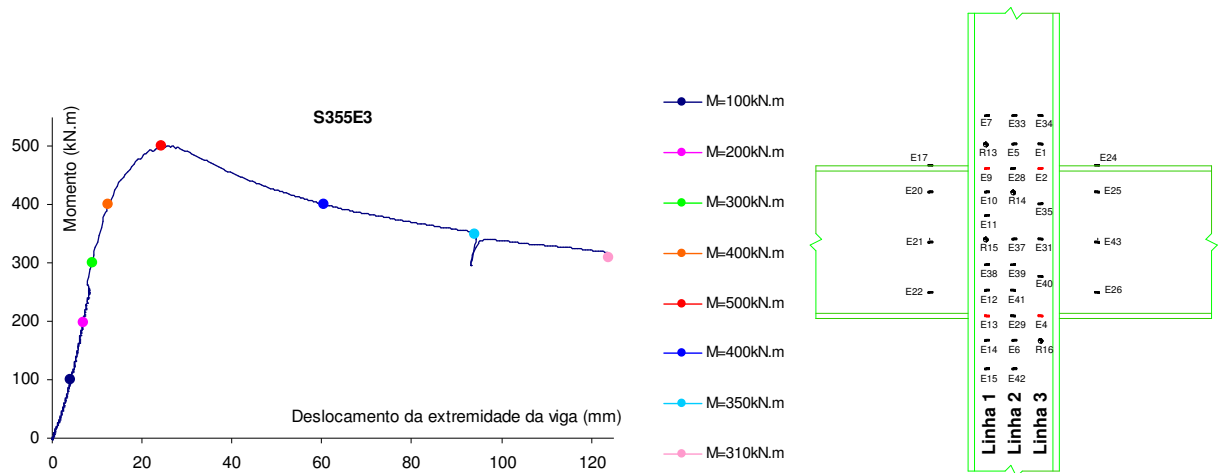
b) Vista paralela ao eixo do pilar (anterior e posterior)

**Figura 47** • Detalhes da deformação da estrutura após o ensaio (zona instabilizada)

Neste caso não se verifica distorção, uma vez que o esforço de corte é desprezável, e verifica-se instabilidade na zona comprimida do painel.

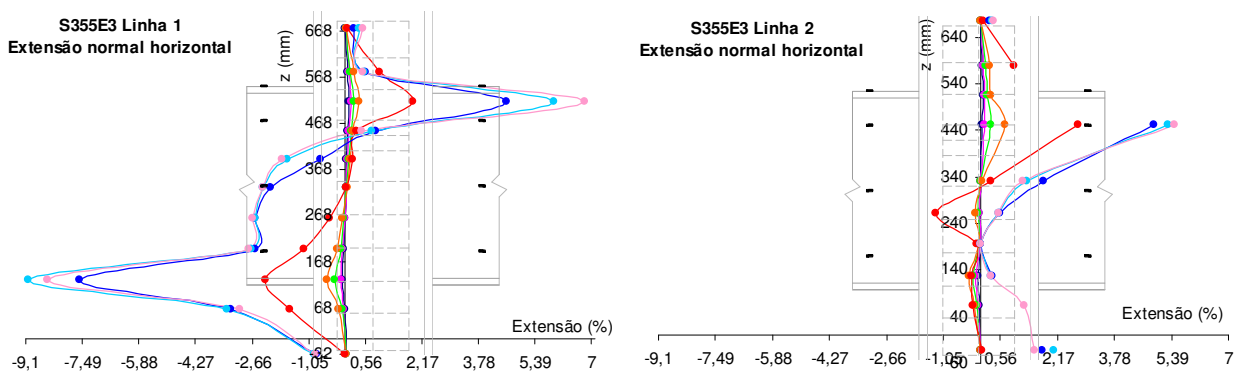
**2.3.5.2 Resultados: Caracterização do estado de deformação**

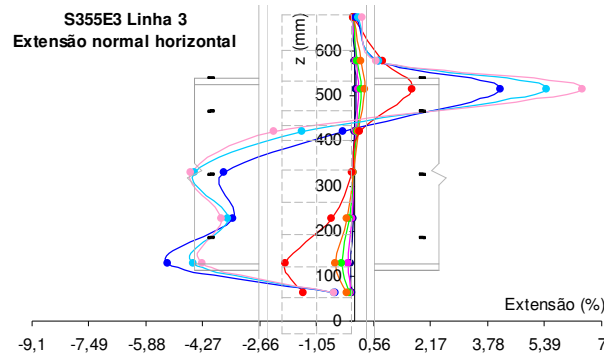
Na Figura 48 indicam-se os níveis de momento flector considerados para análise dos resultados.



**Figura 48** • Níveis de momento seleccionados e esquema de extensómetros no painel

Na Figura 49 ilustra-se a variação da extensão normal horizontal, ao longo do painel.



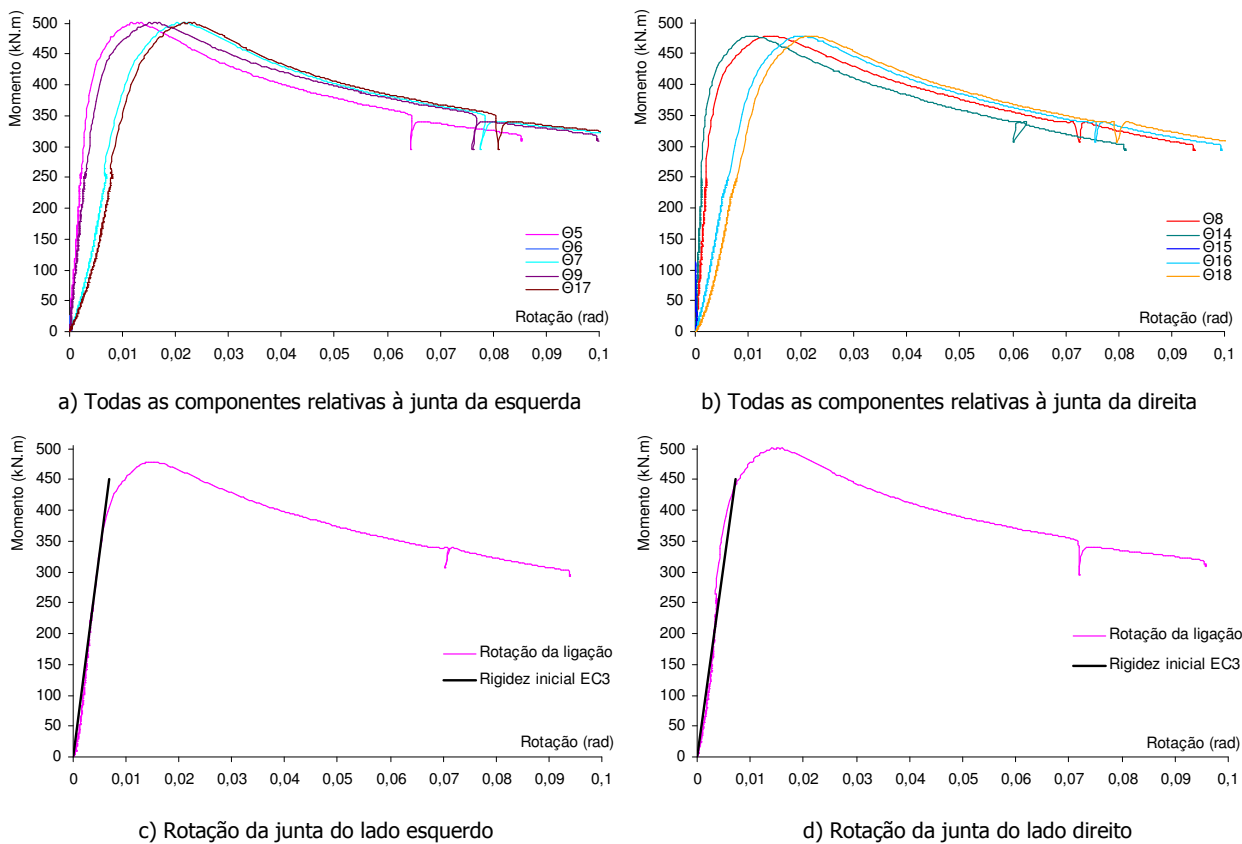


**Figura 49** . Variação da extensão normal horizontal ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

Pode verificar-se que, para valores de momento até 400 kN.m (cedência), os diagramas se mantêm simétricos em relação à meia altura do painel, com máximos nas direcções dos banços das vigas, e com registos semelhantes nas linhas 1 e 3. Quando a solicitação ultrapassa a carga de instabilidade, os diagramas deixam de ser regulares e simétricos, devido ao efeito de onda referido atrás.

**2.3.5.3 Resultados: Rotações**

Os gráficos da Figura 50 representam todas as rotações avaliadas a partir dos transdutores de deslocamento usados no ensaio, e a rotação da junta comparada com a rigidez inicial do EC3.



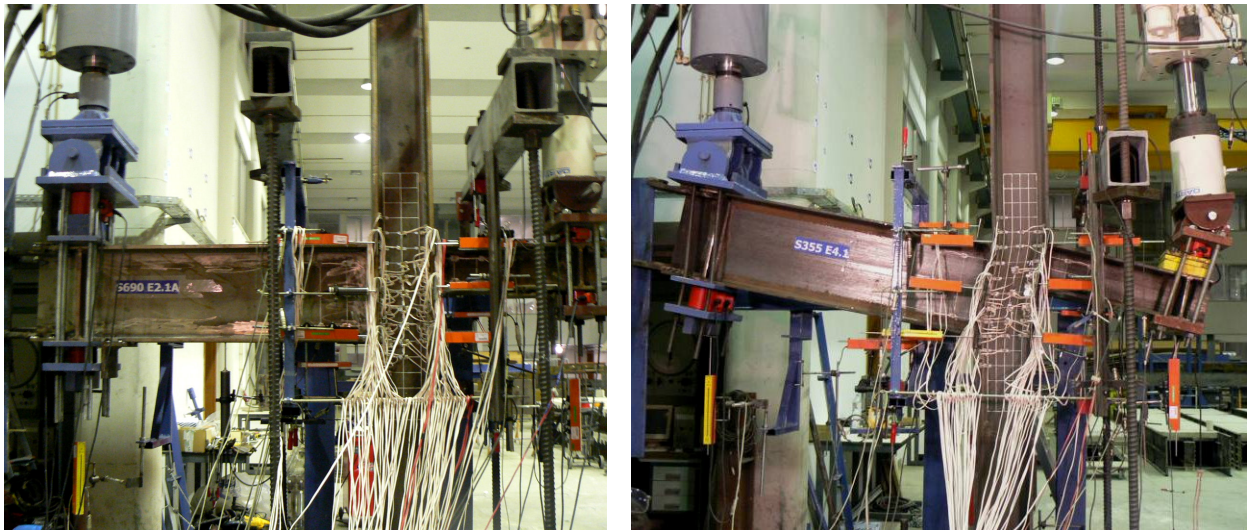
**Figura 50** . Componentes da rotação determinadas no ensaio

Neste ensaio verifica-se um ajuste razoável entre a rigidez inicial experimental e a calculada pelo EC3, e uma ductilidade apreciável, tendo em conta tratar-se de um mecanismo de rotura frágil. Os momentos de cedência e máximo são 400 kN.m e 500 kN.m, respectivamente, para uma deformação de 25 mm na carga máxima.

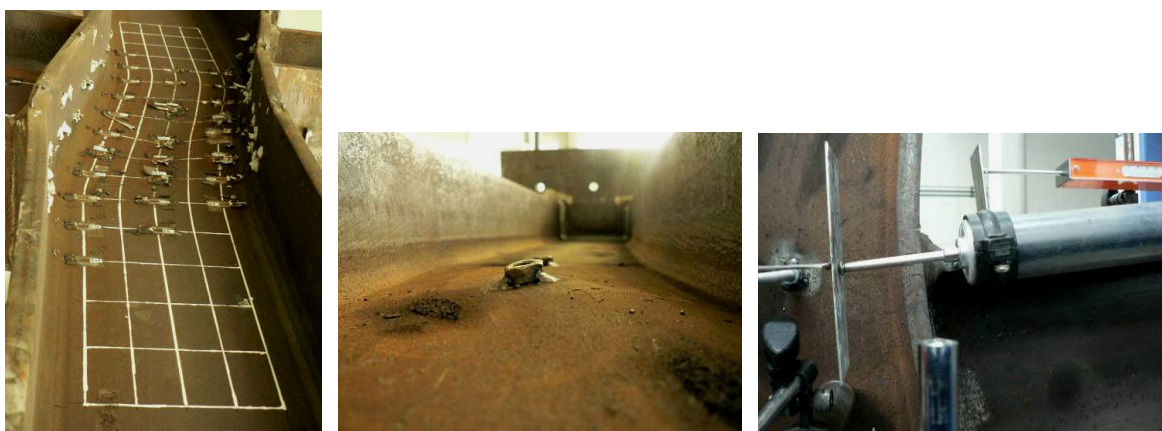
### 2.3.6 Ensaio S355E4

#### 2.3.6.1 Introdução

Trata-se de uma estrutura em nó interno com vigas de alturas diferentes em aço da classe S355. O carregamento é assimétrico, e a estratégia de carregamento pretende que o deslocamento imposto à viga menor seja o dobro do deslocamento imposto à viga maior, o que dada a relação de vãos, implica que a rotação à esquerda é igual à rotação à direita. Na Figura 51 e na Figura 52 ilustra-se o esquema geral e alguns pormenores antes e depois do ensaio.



**Figura 51** • Aspectos do conjunto antes e depois da realização do ensaio



a) Vista paralela ao eixo do pilar (anterior e posterior)

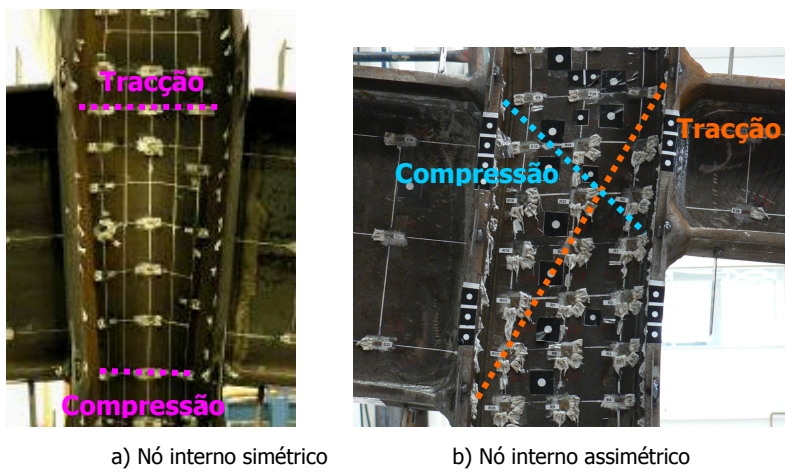
b) Deformação por introdução de carga

**Figura 52** • Detalhes da deformação da estrutura após o ensaio



Dada a relação entre carregamentos e vãos das duas vigas, as forças que entram na junta de um e outro lado são semelhantes, e com o mesmo sentido. Em termos de esforço de corte, este facto conduz a uma situação em que se tem um valor alto no sub-painel superior, e um valor médio no sub-painel inferior. Em consequência, tem-se distorção elevada nos dois sub-painéis.

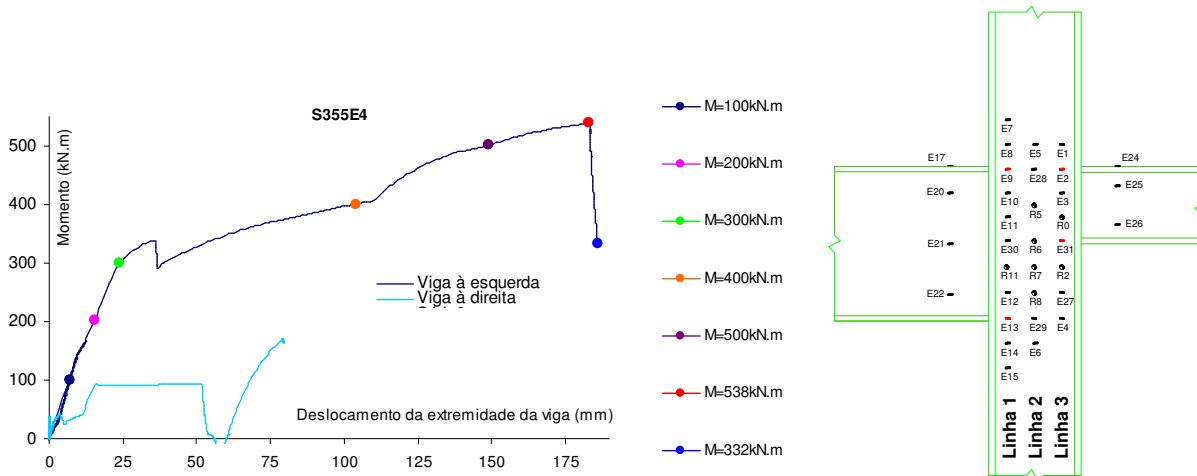
Em termos de instabilidade, estabelece-se novamente a comparação com a situação em nó interno simétrico (Figura 53 a)), para compreender o caso em análise. Ao contrário do que se havia verificado no modelo anterior, os banzos comprimidos das vigas são o superior à esquerda e o inferior à direita. Esta situação tem como consequência que as bielas de tracção e de compressão no painel se cruzam, sendo que a zona comprimida vai apresentar deformações por instabilidade menores, uma vez que se encontra estabilizada pela zona de tracção (Figura 53 b)).



**Figura 53** • Posição relativa das bielas de tracção e de compressão

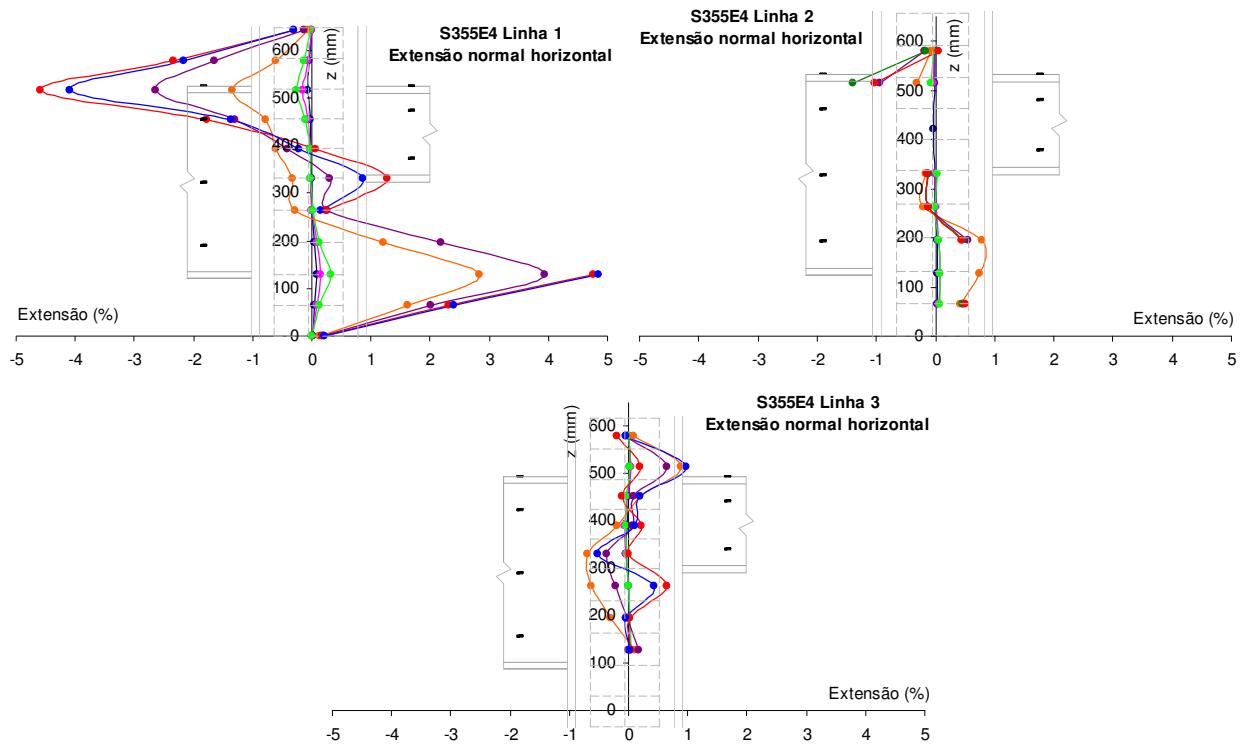
**2.3.6.2 Resultados: Caracterização do estado de deformação**

A Figura 54 apresenta os níveis de momento flector considerados para análise dos resultados.



**Figura 54** • Níveis de momento seleccionados e esquema de extensómetros no painel

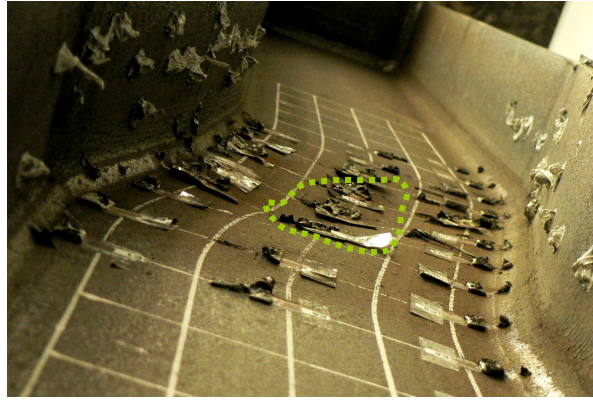
O gráfico ilustrado na figura anterior, e que descreve o comportamento de ambos os lados do nó, apresenta algumas irregularidades, que se devem ao facto de, durante o ensaio, os actuadores se terem deslocado ao longo da viga, alterando o braço do momento nas vigas. No referido gráfico ambos os momentos são representados como positivos, para facilitar a apresentação. Os gráficos da Figura 55 mostram a variação da extensão normal horizontal, ao longo das três linhas notáveis do painel.



**Figura 55** • Variação da extensão normal horizontal ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

Dado o tipo de carregamento que solicita a estrutura, a viga da esquerda provoca compressão na zona superior do painel e tracção na zona inferior, enquanto que a viga da direita provoca tracção na zona superior do painel e compressão na zona intermédia.

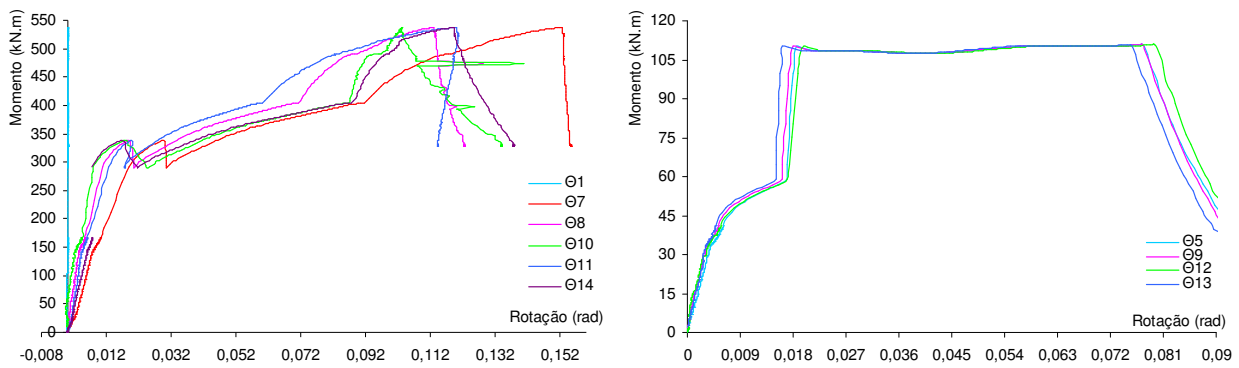
Na linha 1 verifica-se uma distribuição quase simétrica entre tracção e compressão, pois estando esta mais próxima da viga da esquerda a influência desta é mais clara. No entanto, a partir de um determinado valor de carregamento, que corresponde à cedência, pode observar-se a influência da compressão trazida à zona intermédia do painel devida ao banzo inferior da viga da direita. Na linha 2 verifica-se uma situação semelhante, mas com extensões menores, pois a influência da viga da esquerda é menor. Além disso, a zona de instabilidade, assinalada na Figura 56, situa-se maioritariamente sobre a linha 2, tendendo a comprimir os extensómetros (efeito de "onda"), o que se traduz num aumento das extensões de compressão e numa diminuição das extensões de tracção.



**Figura 56** • Localização da zona instabilizada do painel da alma do pilar

**2.3.6.3 Resultados: Rotações**

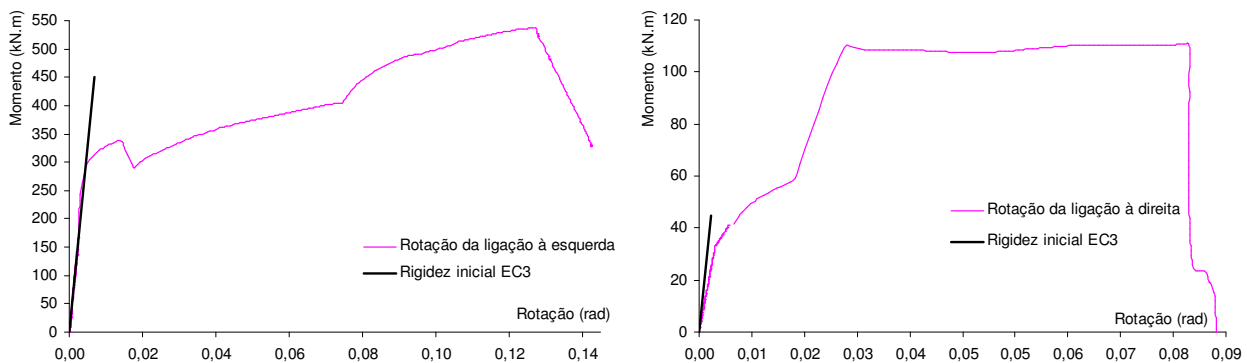
Os gráficos da Figura 57 e da Figura 58 representam todas as rotações avaliadas a partir dos transdutores de deslocamento usados no ensaio, e a rotação da junta comparada com a rigidez inicial do EC3.



a) Todas as componentes relativas à junta da esquerda

b) Todas as componentes relativas à junta da direita

**Figura 57** • Componentes da rotação determinadas no ensaio



c) Rotação da junta do lado esquerdo

d) Rotação da junta do lado direito

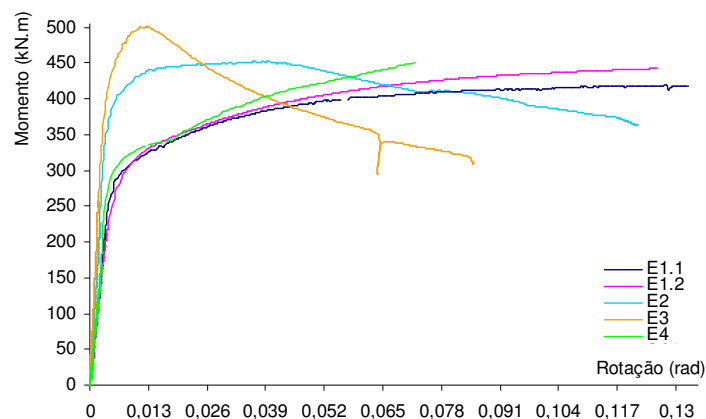
**Figura 58** • Rotação das juntas e comparação com a rigidez inicial do EC3

Neste ensaio houve algumas dificuldades com a aplicação da carga, pelo que não foi possível implementar o carregamento planeado. Verificou-se uma elevada distorção do painel devido ao corte, e para valores mais elevados de carregamento pode observar-se uma pequena instabilidade da alma na zona de compressão. Neste caso o ajuste entre a rigidez inicial de cada junta e o valor homólogo calculado através da formulação do EC3 não é bom, o poderá dever-se ao facto de que o valor da rigidez inicial do EC3 foi calculado com um parâmetro  $\beta$  de valor unitário, que corresponde ao caso de nó externo, e não corresponde à situação deste modelo. O EC3 não indica valores de  $\beta$  para este tipo de nó. O momento de cedência encontra-se na ordem dos 250k N.m.

## 2.3.7 Comparação entre resultados dos modelos em aço da classe S355

### 2.3.7.1 Comportamento global

No sentido de avaliar e compreender as diferenças entre os comportamentos das várias juntas estudadas, apresenta-se uma comparação entre as curvas momento vs rotação dos vários ensaios da série de aço da classe S355 (Figura 59). A comparação é estabelecida em termos da viga da esquerda, uma vez que esta é comum a todos os modelos. A curva relativa ao ensaio E4 foi corrigida.



**Figura 59** . Comparação entre os ensaios em aço da classe S355 em termos de comportamento global

Tal como referido atrás, são dois os factores que determinam as diferenças mais significativas entre os comportamentos dos vários modelos. Um deles é a instabilidade; nos ensaios em que se verifica conduz a que a carga máxima seja atingida para rotações menores, a troços pós carga máxima com um declive negativo acentuado e também a uma capacidade de rotação máxima menor, dado tratar-se de um fenómeno de cariz frágil. O outro factor é o valor do esforço de corte que solicita o painel. Como se sabe, a presença de esforço de corte no painel reduz a capacidade resistente das componentes tracção e compressão. Quanto maior é o esforço de corte, menor é a rigidez inicial, a carga de cedência e a carga máxima.

Os ensaios E1.1 e E1.2, relativos a nó externo, apresentam comportamento dúctil, com grande capacidade de rotação. O início da cedência verifica-se para um nível de momento de 260 kN.m.

O ensaio E3 corresponde a uma configuração em nó interno com carregamento simétrico, conduzindo a um estado de tensão no painel com corte desprezável, e a uma zona comprimida horizontal, isolada e

confinada ao nível dos banzos inferiores das vigas. O facto de não existir esforço de corte faz com que não haja redução da capacidade resistente das componentes tracção e compressão, o que, em comparação com o ensaio anterior (nó externo) conduz a uma maior rigidez inicial, e maiores cargas de cedência (400 kN.m) e máxima (505 kN.m). As condições da zona comprimida conduzem a um fenómeno puro de instabilidade que conduz um troço pós carga máxima com declive negativo acentuado e menor ductilidade do que se verificava no modelo em nó externo.

O ensaio E2 corresponde a um nó interno com vigas de alturas diferentes em que os carregamentos das vigas têm a mesma direcção e sentido. Esta situação conduz a um cenário em que no sub-painel superior o corte é reduzido, e no sub-painel inferior o corte é elevado. Em termos de corte, este ensaio corresponde a uma situação intermédia entre os ensaios em nó externo e interno simétrico, o que se confirma em termos de comportamento global, já que a rigidez inicial, a cedência (325 kN.m), e a carga máxima (450 kN.m) se situam entre as verificadas nos referidos ensaios. A curva apresenta uma perda acentuada de rigidez pós carga máxima devida à instabilidade da zona comprimida, mas menos acentuada como no ensaio E3, pois a zona de compressão é agora inclinada no painel e sofre alguma influência estabilizadora da zona de tracção.

O ensaio E4 corresponde a um nó interno com vigas de alturas diferentes em que os carregamentos das vigas têm a mesma direcção e sentidos opostos. Esta situação conduz a um cenário em que no sub-painel superior o corte é elevado (o maior atingido em qualquer dos ensaios), e no sub-painel inferior o corte é intermédio. Assim sendo, em termos de corte, este ensaio corresponde à situação mais desfavorável de todas, o que se confirma em termos de comportamento global, já que a rigidez inicial e a cedência (250 kN.m) são as menores de todas. Ao contrário do que se passa no ensaio E2, a curva global não evidencia sinais de instabilidade. Esta situação deve-se a que as zonas de tracção e de compressão se intersectam, o que faz com que a zona traccionada estabilize a zona comprimida.

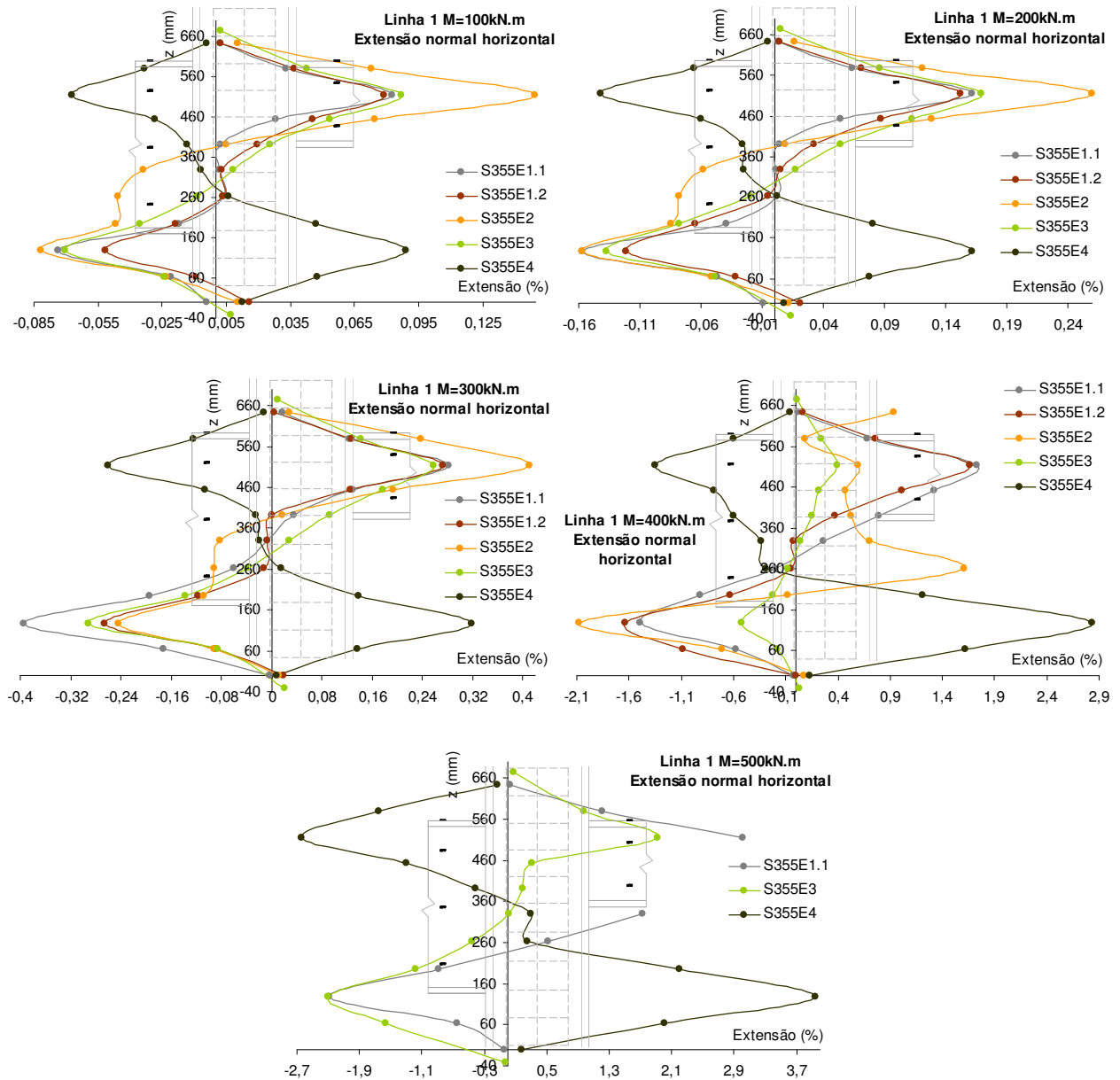
### 2.3.7.2 Comportamento local no painel

Para avaliação comparativa do estado de deformação do painel, sobrepõem-se no mesmo gráfico os registos de cada ensaio relativos ao mesmo nível de momento, conforme apresentado na Figura 60, na Figura 61 e na Figura 62 para as extensões normais horizontais na linha 1, na linha 2 e na linha 3, respectivamente, e na Figura 63 para as extensões na direcção a 45°.

No que diz respeito à linha 1, em termos de extensões normais horizontais, temos que para níveis de momento abaixo do início da plastificação do painel, os diagramas mantêm-se homotéticos ao longo da carga e relativamente semelhantes entre si. Isto explica-se com o facto de a linha 1 se encontrar junto à viga maior, pelo que o efeito da introdução de carga desse lado é determinante.

As estruturas dos ensaios E1.1 e E1.2 são semelhantes, sendo que a diferença entre elas é que a estrutura E1.1 tem a alma da viga recortada na secção da junta ao pilar. Comparando os diagramas de ambos os ensaios constata-se que estes são semelhantes, sendo a diferença mais relevante ao nível da zona de transição tracção/compressão. Nesta zona, o diagrama de extensões de E1.1 torna-se rectilíneo,

enquanto que o de E1.2 apresenta um traçado mais irregular. Isto deve-se a que no modelo E1.1 a acção entra concentrada no painel, e no ensaio E1.2 entra distribuída ao longo da altura da viga.

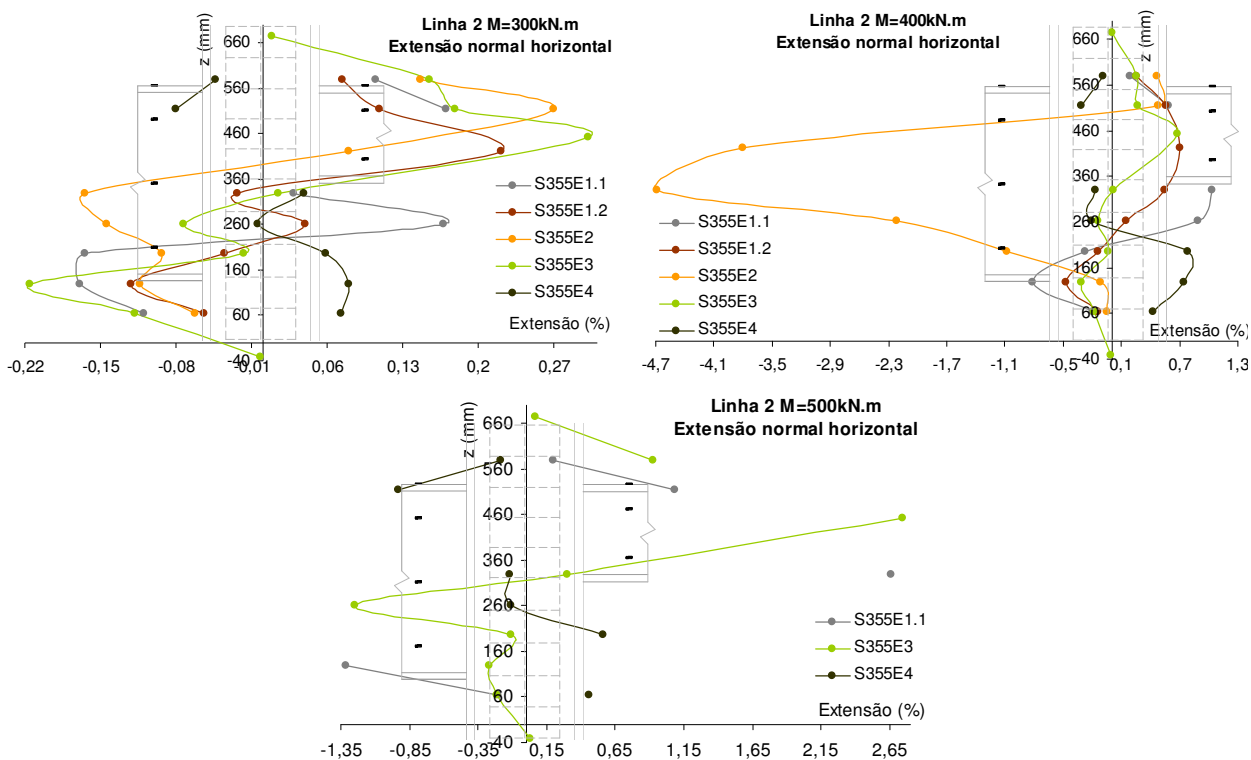


**Figura 60** . Comparação entre os ensaios em aço da classe S355 em termos de cortes de extensões normais horizontais ao longo da linha 1 no painel da alma do pilar, para vários níveis de momento

O ensaio E3 corresponde a uma configuração em nó interno, pelo que seria de esperar a influência recíproca de uma viga sobre a outra. Fazendo com que as extensões da linha 1 fossem diferentes das verificadas na linha 1 dos modelos em nó externo. No entanto, conforme foi visto atrás, a deformação devida à introdução de carga de cada lado da junta tem efeito até ao eixo do painel, pelo que não tem influência sobre o outro lado da mesma. O corte no painel é que é responsável pela influência cruzada de uma junta sobre a outra. Como, neste caso, o corte é desprezável, essa influência cruzada não existe, e daí a semelhança entre as extensões nas linhas 1 e 3 do modelo E3, e na linha 1 dos modelos E1.

Nos ensaios E1.1 e E1.2 a plastificação do painel ocorre muito mais cedo (260 kN.m), pois o valor do esforço de corte é elevado neste modelos, e muito reduzido em E3. Como tal a deformação aumenta muito mais rapidamente nos modelos E1, a partir do nível de momento de 300 kN.m.

Nos ensaios de E2 e E4, as irregularidades dos diagramas devidas à acção desalinhada da viga do outro lado da junta são bastante visíveis. Na linha 1 os diagramas de extensões são praticamente simétricos, até ser atingida a cedência em E4. Este atinge a cedência mais cedo, por ter um nível de esforço de corte mais elevado, pelo que a partir daí as extensões em E4, na linha 1, são maiores.



**Figura 61** . Comparação entre os ensaios em aço da classe S355 em termos de cortes de extensões normais horizontais ao longo da linha 2 no painel da alma do pilar, para vários níveis de momento

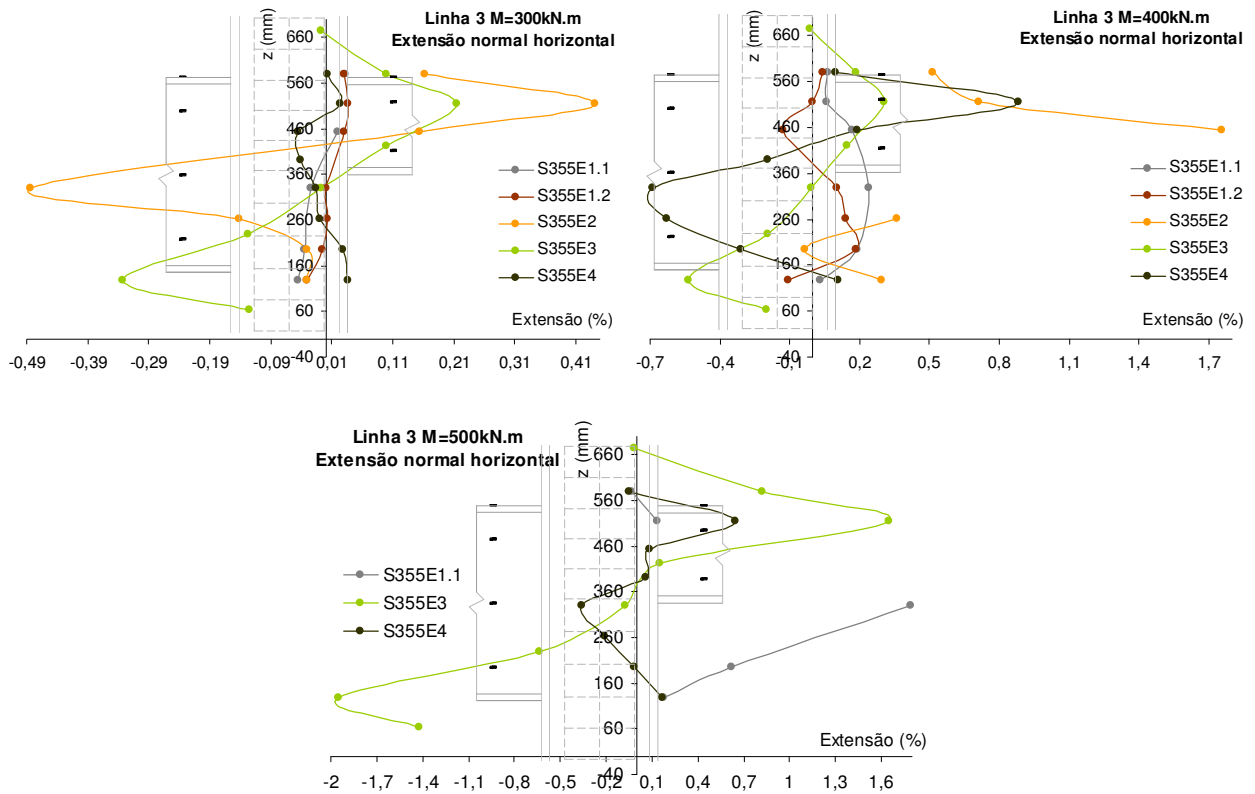
No que diz respeito à linha 2, em termos de extensões normais horizontais, temos que já não existe a semelhança relativa entre os diagramas dos vários ensaios. Isso deve-se ao facto de que deixou de haver predominância do efeito que era comum a todos os ensaios (viga grande), e passa a haver igual influência do lado direito da junta, que é onde se localizam as diferenças entre as configurações ensaiadas. Além disso, na linha 2 é onde se fazem sentir com mais intensidade os efeitos de "onda" que, como se viu anteriormente, provocam também alterações significativas nas leituras dos extensómetros.

Relativamente aos modelos E1.1 e E1.2 pode observar-se que a extensão de compressão é mais elevada no modelo E1.1, sendo que este sofre maior deformação devida à instabilidade, como se pode ver nos diagramas correspondentes aos níveis de momento 300 kN.m e 400 kN.m.

Em relação ao ensaio E3, (comparativamente com E1), temos que as diferenças são mais significativas que na linha 1. No ensaio E3 verifica-se deformação de instabilidade logo desde o nível de momento de 100 kN.m, como se pode observar pela irregularidade no diagrama de extensões abaixo do eixo neutro.

Relativamente ao ensaio E2, tem-se que o efeito referido devido ao nível de carga do lado direito da junta tem nesta linha ainda maior relevância. Para o nível de momento de 400 kN.m pode observar-se o efeito de "onda", que neste caso se verifica na direcção do banzo inferior da viga menor.

No ensaio E4, para os níveis de momento mais elevados denota-se alguma influência da instabilidade do painel, que ocorre numa linha que une o banzo superior da viga maior e o banzo inferior da viga menor. Comparativamente com a situação observada no ensaio E2, no caso do ensaio E4 a deformação por instabilidade é muito mais reduzida.

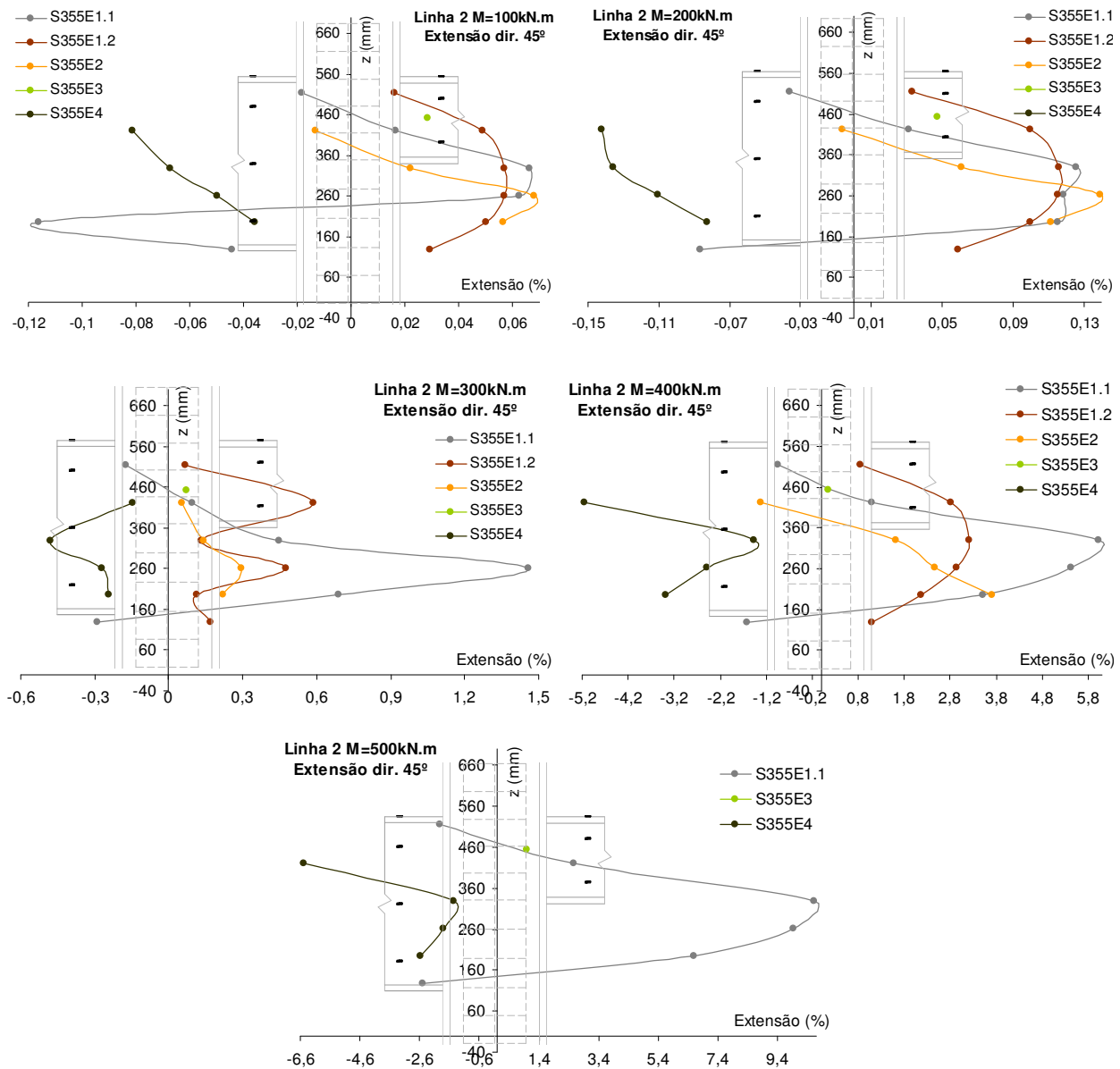


**Figura 62 .** Comparação entre os ensaios em aço da classe S355 em termos de cortes de tensões normais horizontais ao longo da linha 3 no painel da alma do pilar, para vários níveis de momento

No que diz respeito à linha 3, em termos de extensões normais horizontais, temos que as diferenças entre os ensaios são mais significativas, pois as diferenças entre os modelos encontram-se precisamente deste lado da junta.

Relativamente aos modelos E1.1 e E1.2 pode observar-se que, em regime elástico, têm comportamentos semelhantes, pois a linha 3 está longe da introdução de carga e da característica geométrica que os distingue. No entanto, a partir do nível de momento que corresponde à instabilidade, os diagramas afastam-se, pois como se viu relativamente à linha 2, os efeitos da instabilidade são mais pronunciados no modelo E1.1. Em relação ao ensaio E3, temos um comportamento semelhante ao verificado na linha 1, dada a simetria da estrutura. Relativamente aos ensaios E2 e E4, o comentário é o mesmo que o que foi realizado para a linha 2.





**Figura 63 .** Comparação entre os ensaios em aço da classe S355 em termos de cortes de extensões na direcção de 45°, ao longo da linha 2 no painel da alma do pilar, para vários níveis de momento

Relativamente às extensões na direcção a 45°, associadas ao esforço de corte no painel, verifica-se uma diferença nos diagramas relativos aos ensaios E1.1 e E1.2, que se prende com o facto de a acção da viga entrar no painel de forma concentrada no caso de E1.1 e de forma contínua ao longo da altura do painel no caso de E1.2.

Relativamente ao ensaio E3, não é possível fazer muitos comentários na medida em que só dispomos de uma roseta, pois este ensaio não um valor muito baixo de corte no painel. De qualquer forma o valo lido na roseta é baixo, e deve-se apenas a alterações locais do estado de deformação na vizinhança dos pontos de entrada de carga no painel, onde se verificam concentrações de tensões.

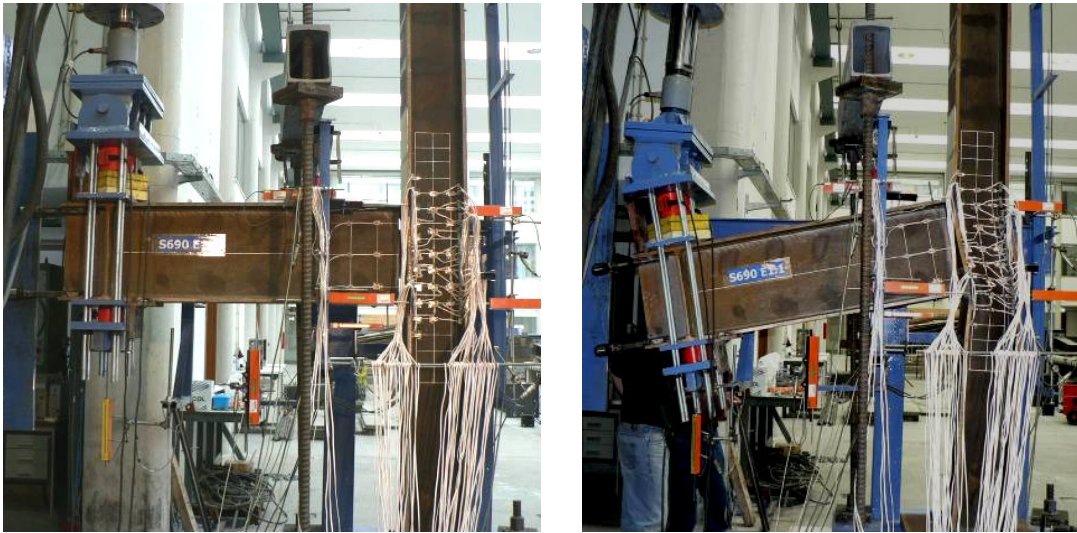
Os diagramas relativos aos ensaios E2 e E4 reflectem o facto de se verificarem diferentes níveis de esforço de corte no sub-painel superior e no sub-painel inferior.

## 2.4 Ensaios das juntas de aço da classe S690

### 2.4.1 Ensaios S690E1.1 e S690E1.2

#### 2.4.1.1 Introdução

Trata-se de estruturas em nó externo em aço da classe S690. No modelo S690E1.1 a alma da viga encontra-se recortada na zona da junta, e no modelo S690E1.2 a ligação é completa. Na Figura 64 e Figura 65 ilustra-se o esquema geral e alguns pormenores antes e depois do ensaio para o modelo S690E1.1, e na Figura 66 Figura 67 apresenta-se informação semelhante para o modelo S690E1.2.



**Figura 64** • Aspectos do conjunto antes e depois da realização do ensaio (S690E1.1)

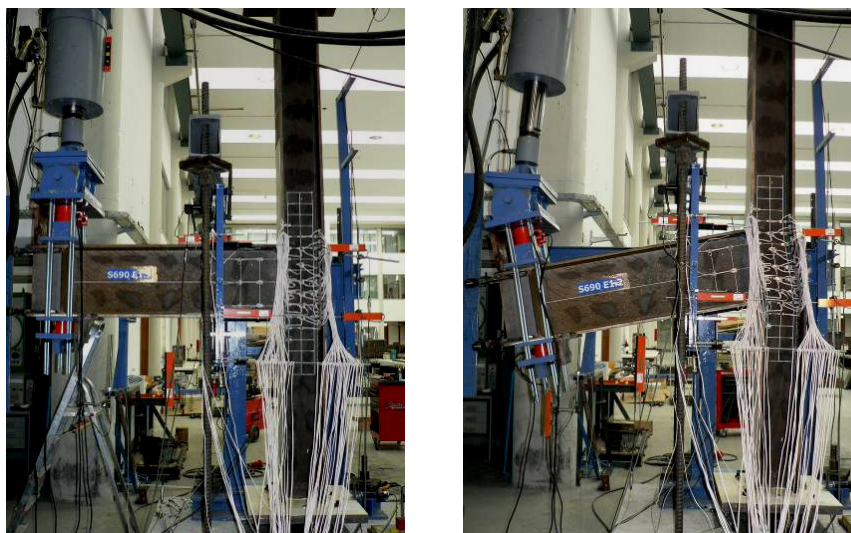


a) Deformação do painel

b) Vista longitudinal do pilar

c) Junta banzo sup.: solda e ZAC

**Figura 65** • Detalhes da deformação da estrutura no fim do ensaio (S690E1.1)



**Figura 66** . Aspectos do conjunto antes e depois da realização do ensaio (S690E1.2)



a) Deformação do painel

b) Vista longitudinal do pilar

c) Junta banzo sup.: solda e ZAC

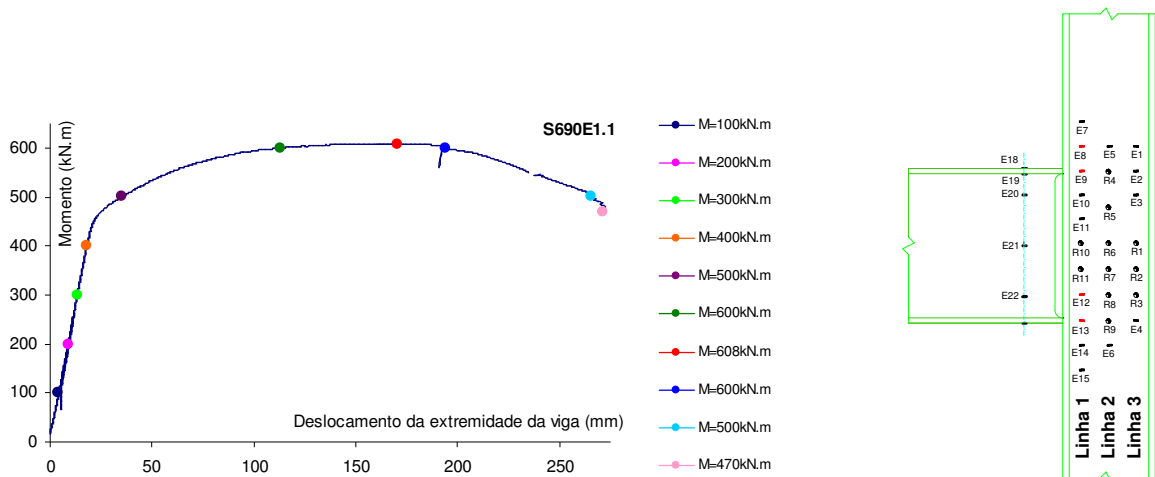
**Figura 67** . Detalhes da deformação da estrutura no fim do ensaio (S690E1.2)

Nestes ensaios foi imposta uma sollicitação de 270mm, consideravelmente superior à usada nos ensaios homólogos de aço da classe S355. Em consequência verificam-se deformações mais significativas, quer em termos de distorção, quer em termos de instabilidade da zona comprimida do painel.

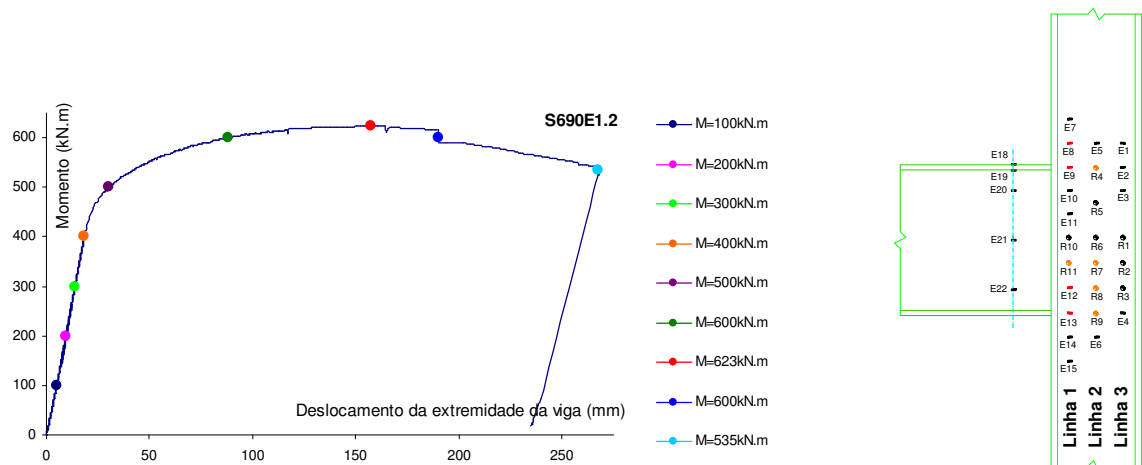
Os modelos foram pintados com uma solução aquosa de gesso, que se torna frágil depois de seca, e permite avaliar melhor as zonas de fissura ou grande deformação, nomeadamente a zona instabilizada (Figura 67b)). No caso do modelo S690E1.1 a solda e a zona afectada pelo calor (ZAC) não apresentam qualquer fissura, apesar da grande deformação a que foi sujeita a junta (Figura 65c)), mas no caso do modelo S690E1.2 verificou-se rotura na ZAC da junta soldada entre a viga e o pilar (Figura 67c)).

#### 2.4.1.2 Resultados: Caracterização do estado de deformação

A Figura 68 e a Figura 69 apresentam os níveis de momento flector considerados para análise dos resultados nos modelos S690E1.1 e S690E1.2.



**Figura 68** . Níveis de momento seleccionados e esquema de extensômetros no painel (S690E1.1)

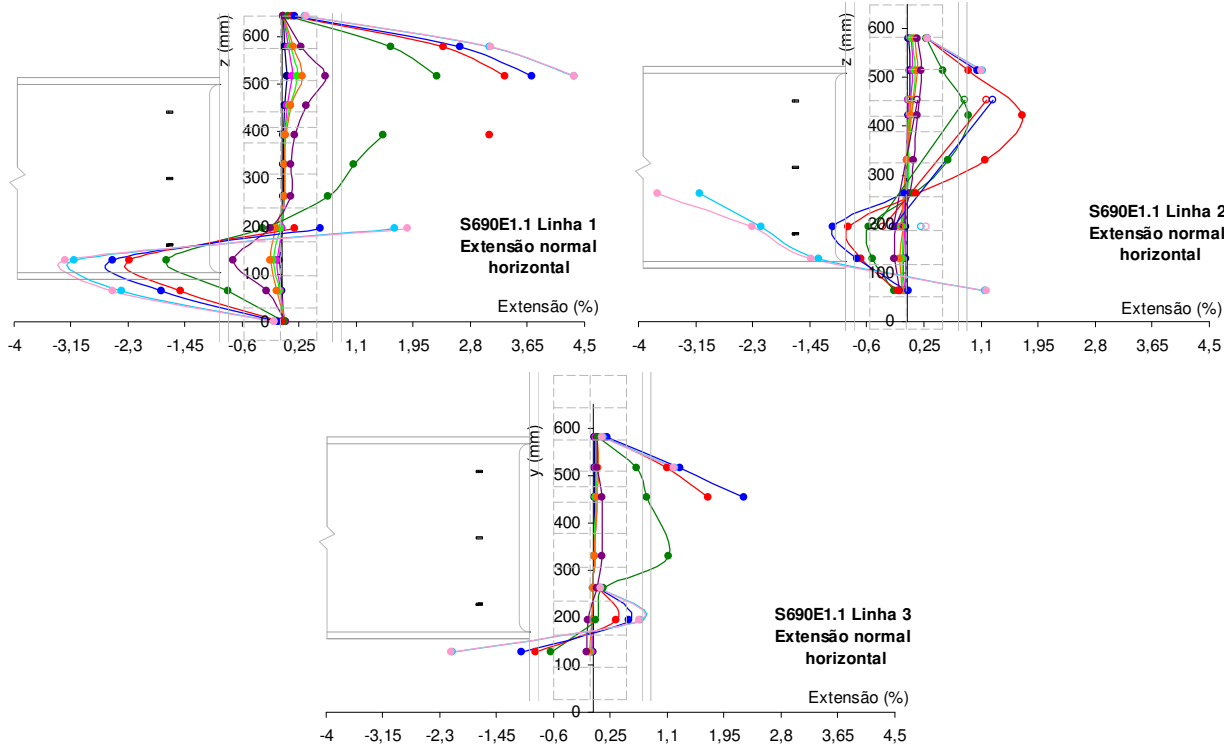


**Figura 69** . Níveis de momento seleccionados e esquema de extensômetros no painel (S690E1.2)

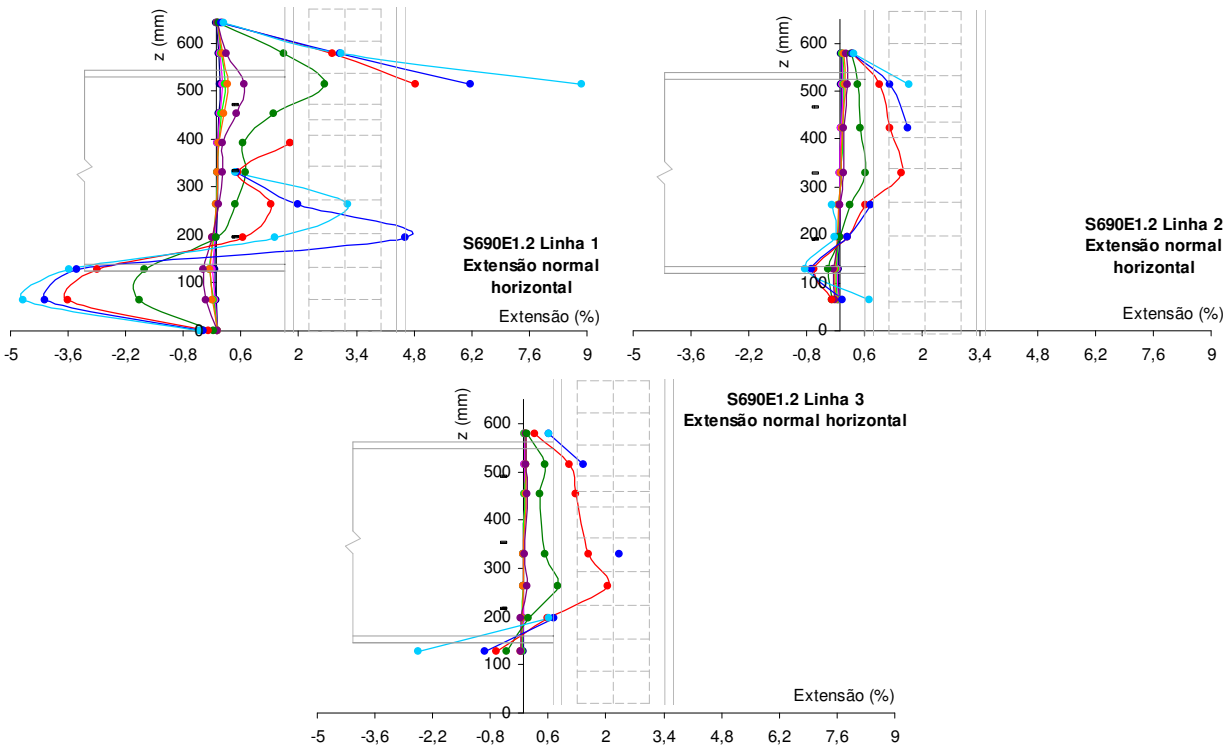
Os gráficos da Figura 70 e da Figura 71 mostram a variação da extensão normal horizontal, ao longo das três linhas notáveis do painel, para o modelo S690E1.1 e para o modelo S690E1.2, respectivamente.

No caso do modelo S690E1.1, os diagramas de extensões da linha 1 apresentam um traçado regular e aproximadamente simétrico para os níveis mais baixos de carregamento. No entanto, para valores mais altos do carregamento, a cedência e o efeito de onda associado à instabilidade do painel, fazem com que os diagramas percam a referida simetria em relação à meia altura do painel.

Neste ensaio foram previstos extensômetros no plano posterior do painel (linha 2), que por comparação com os homólogos do plano anterior, permitem avaliar o início da flexão do painel. O registo indica que se verificam diferenças entre as leituras dos extensômetros anteriores e posteriores, desde os 400kN.m. Depreende-se portanto, que a instabilidade é por divergência e não por bifurcação, o que se compreende dadas as imperfeições materiais e geométricas do painel. No caso do modelo S690E1.2, o comportamento é semelhante em relação ao do ensaio anterior, com algumas diferenças na zona a meia altura do painel, que se prendem com as diferenças na forma de introdução de carga nos dois modelos.



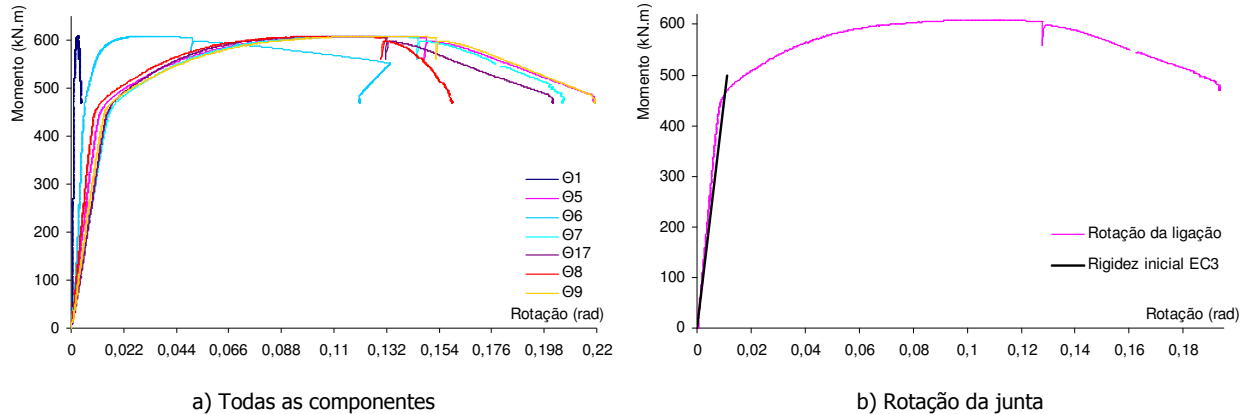
**Figura 70** . Variação da extensão normal horizontal ao longo do ensaio, no painel da alma do pilar (S690E1.1)



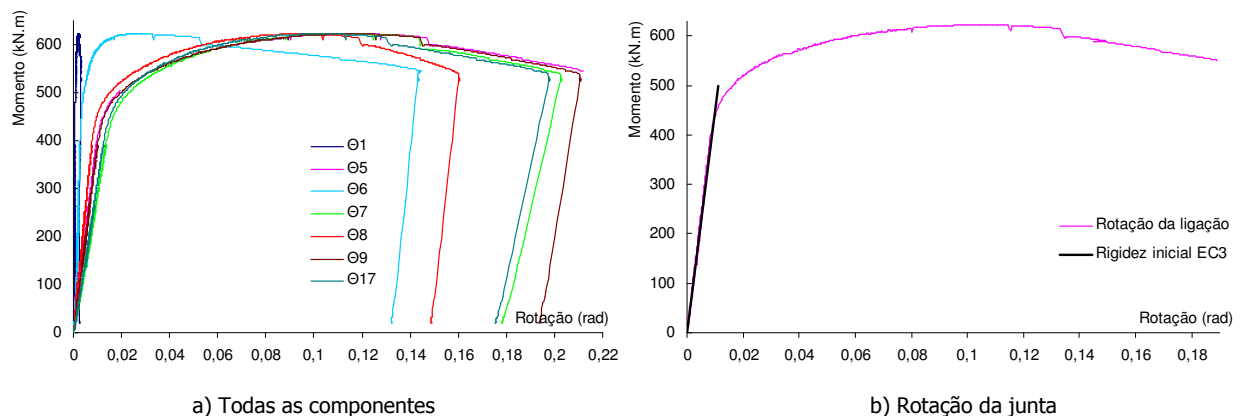
**Figura 71** . Variação da extensão normal horizontal ao longo do ensaio, no painel da alma do pilar (S690E1.2)

### 2.4.1.3 Resultados: Rotações

Os gráficos da Figura 72 e da Figura 73 representam todas as rotações avaliadas a partir dos transdutores de deslocamento usados nos ensaios, e as rotações das juntas comparadas com a rigidez inicial do EC3, para o modelo S690E1.1 e para o modelo S690E1.2, respectivamente.



**Figura 72** . Componentes da rotação determinadas no ensaio (S690E1.1)



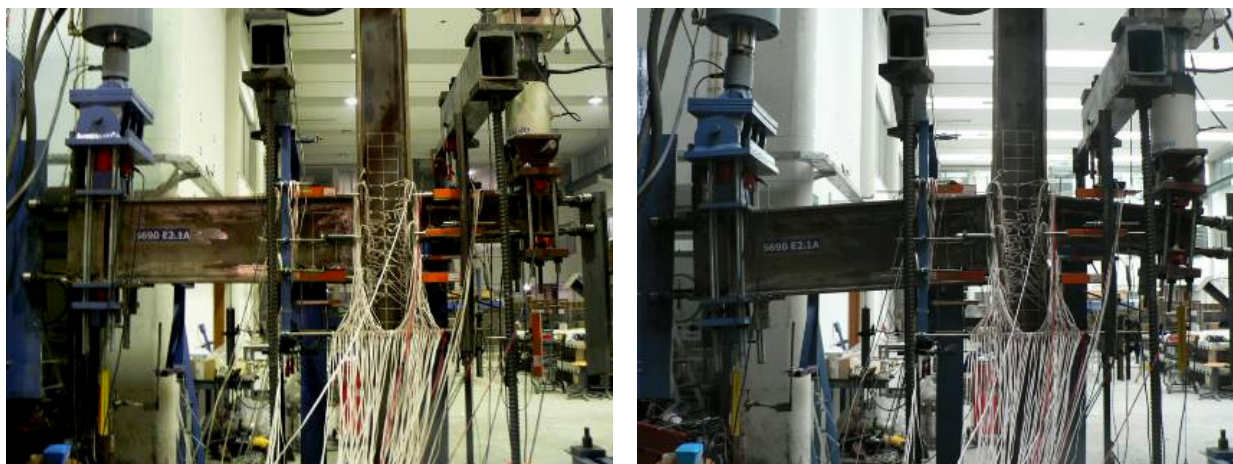
**Figura 73** . Componentes da rotação determinadas no ensaio (S690E1.2)

Verifica-se para ambos os modelos um ajuste razoável entre a rigidez inicial verificada no ensaio e a calculada segundo o EC3. No caso do modelo S690E1.1, os momentos de cedência e de rotura são aproximadamente 420 kN.m e 600 kN.m, verificando-se este último para um deslocamento de 170 mm. No caso do modelo S690E1.2, os momentos de cedência e de rotura são aproximadamente 420 kN.m e 620 kN.m, verificando-se este último para um deslocamento de 160 mm.

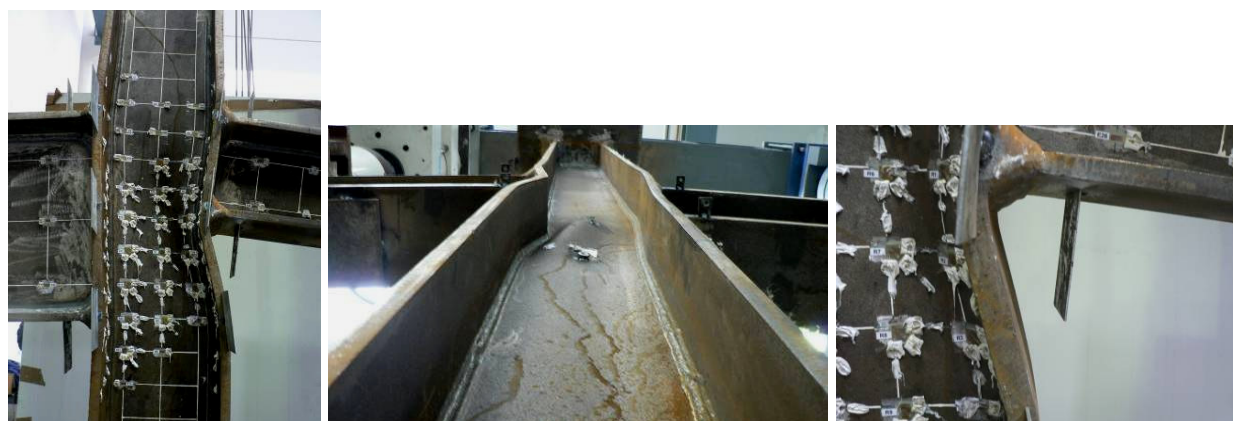
## 2.4.2 Ensaio S690E2A e S690E2B

### 2.4.2.1 Introdução

Trata-se de estruturas em nó interno com vigas diferentes, e carregamento simétrico, em aço da classe S690. Na Figura 74 e Figura 75 e na Figura 76 e Figura 77 ilustra-se a estrutura e alguns pormenores antes e depois do ensaio para o modelo S690E2A e para o modelo S690E2B, respectivamente.



**Figura 74** . Aspectos do conjunto antes e depois da realização do ensaio (S690E2A)



a) Deformação da junta

b) Vista longitudinal do pilar

c) Deformação localizada na junta

**Figura 75** . Detalhes da deformação da estrutura no fim do ensaio (S690E2A)



**Figura 76** . Aspectos do conjunto antes e depois da realização do ensaio (S690E2B)



a) Deformação da junta

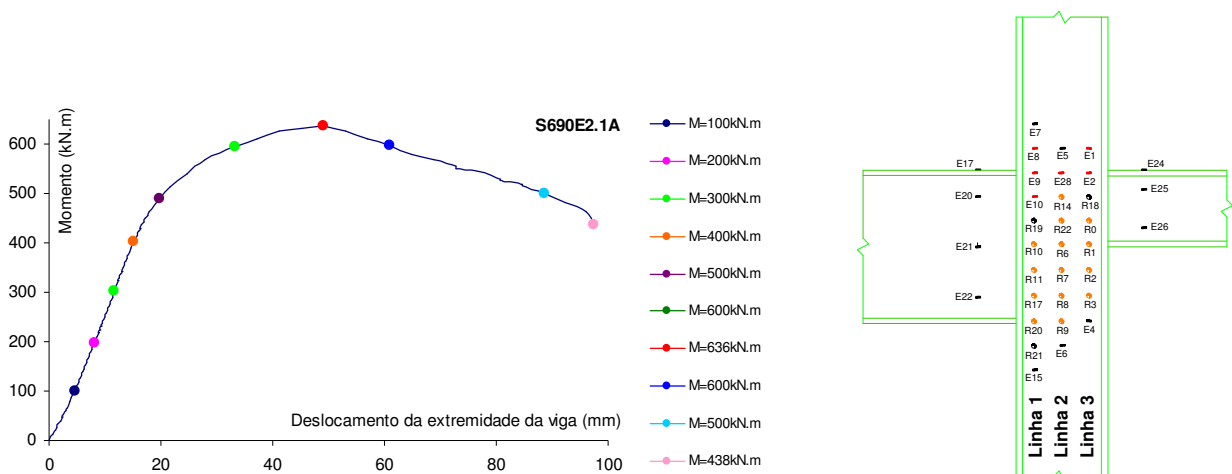
b) Vista longitudinal do pilar

**Figura 77** . Detalhes da deformação da estrutura no fim do ensaio (S690E2B)

Para ambos os modelos tem-se que, as forças que entram na junta de um e outro lado são semelhantes (dada a relação entre carregamentos e vãos das duas vigas de cada modelo). Em termos de esforço de corte, este facto conduz a uma situação em que se tem valor desprezável no sub-painel superior, e um valor elevado no sub-painel inferior. Em consequência, tem-se distorção elevada no sub-painel inferior, e reduzida no sub-painel superior. Verifica-se instabilidade na zona da biela de compressão entre os banzos inferiores das vigas.

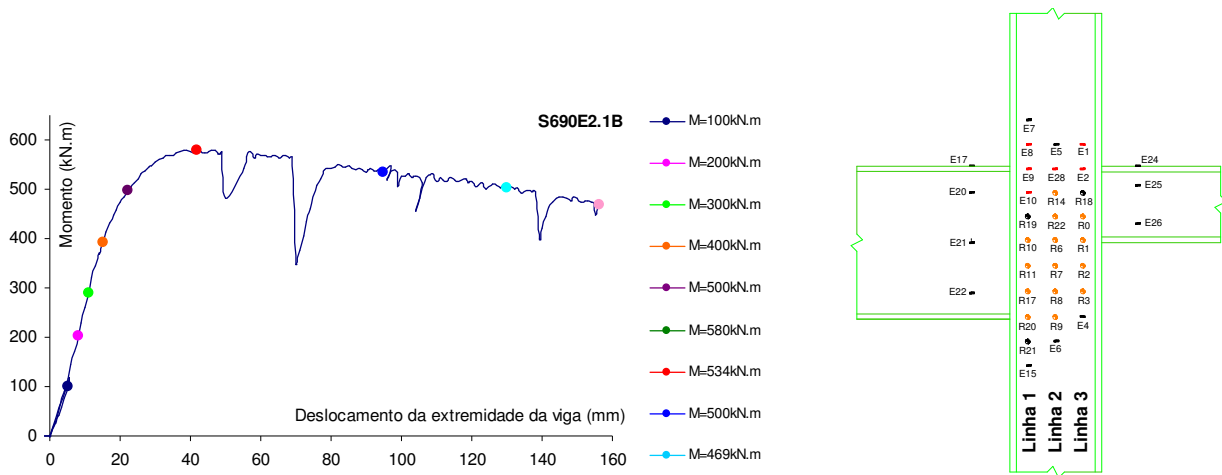
**2.4.2.2 Resultados: Caracterização do estado de deformação**

A Figura 78 e a Figura 79 apresentam os níveis de momento flector considerados para análise dos resultados nos modelos S690E2A e S690E2B, respectivamente. No caso do modelo S690E2B o gráfico apresenta irregularidades que se prendem com o facto de a estrutura ter ficado particularmente instável após ter sido atingida a carga de instabilidade.



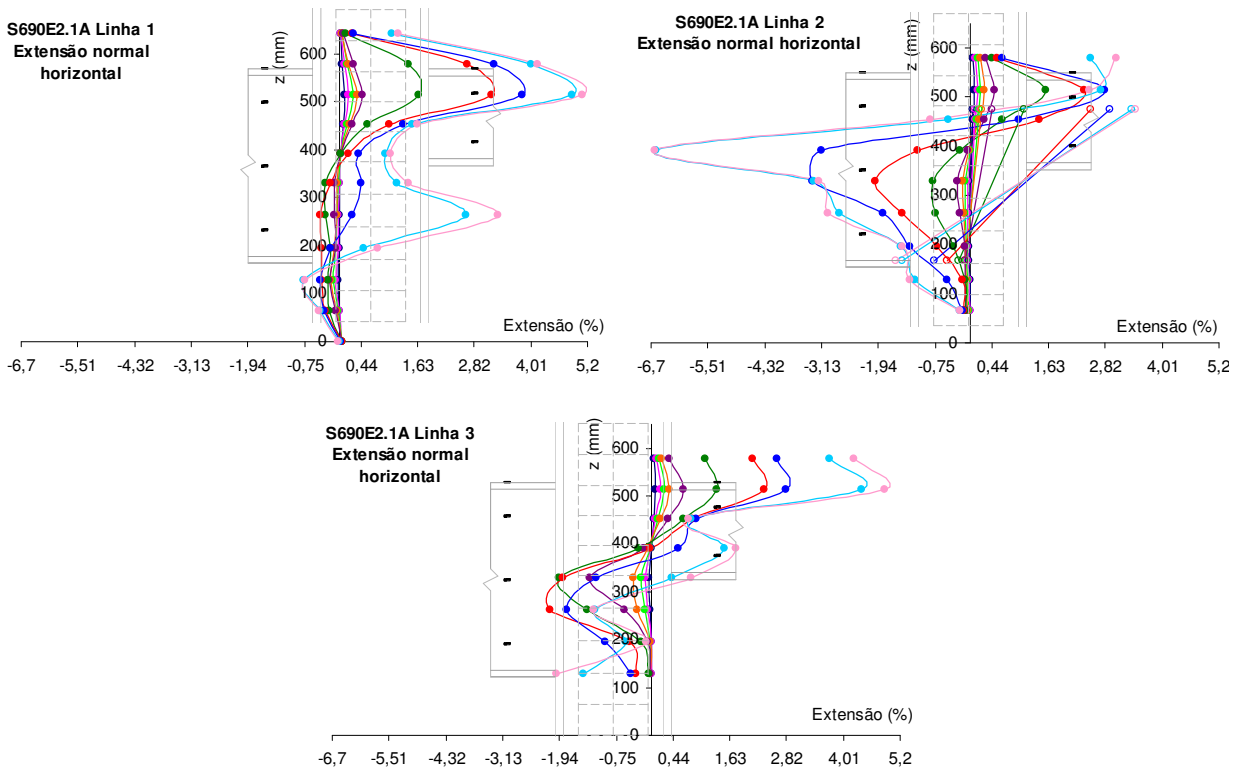
**Figura 78** . Níveis de momento seleccionados e esquema de extensómetros no painel (S690E2A)



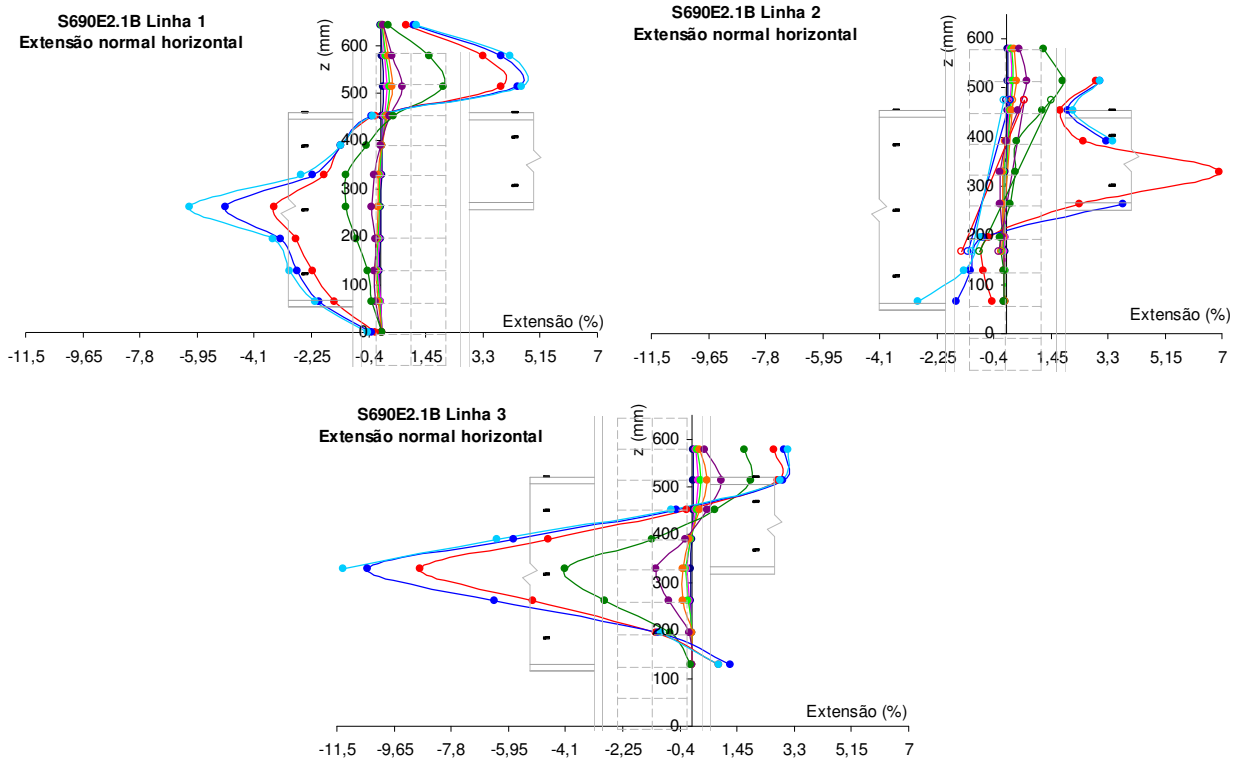


**Figura 79** . Níveis de momento seleccionados e esquema de extensómetros no painel (S690E2B)

Os gráficos da Figura 80 e da Figura 81 mostram a variação da extensão normal horizontal, ao longo das três linhas notáveis do painel, para o modelo S690E2A e para o modelo S690E2B, respectivamente.



**Figura 80** . Variação da extensão normal horizontal ao longo do ensaio, no painel da alma do pilar (S690E2A)

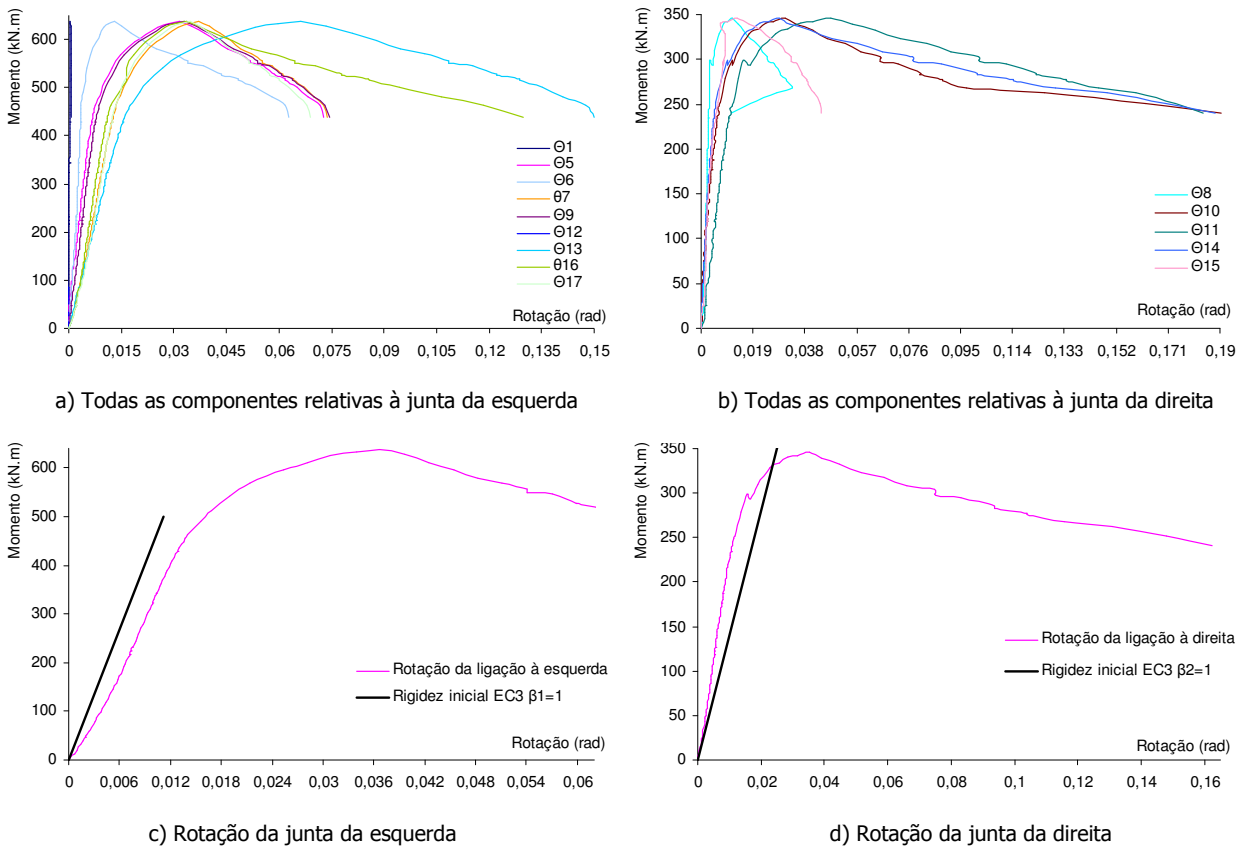


**Figura 81** • Variação da extensão normal horizontal ao longo do ensaio, no painel da alma do pilar (S690E2B)

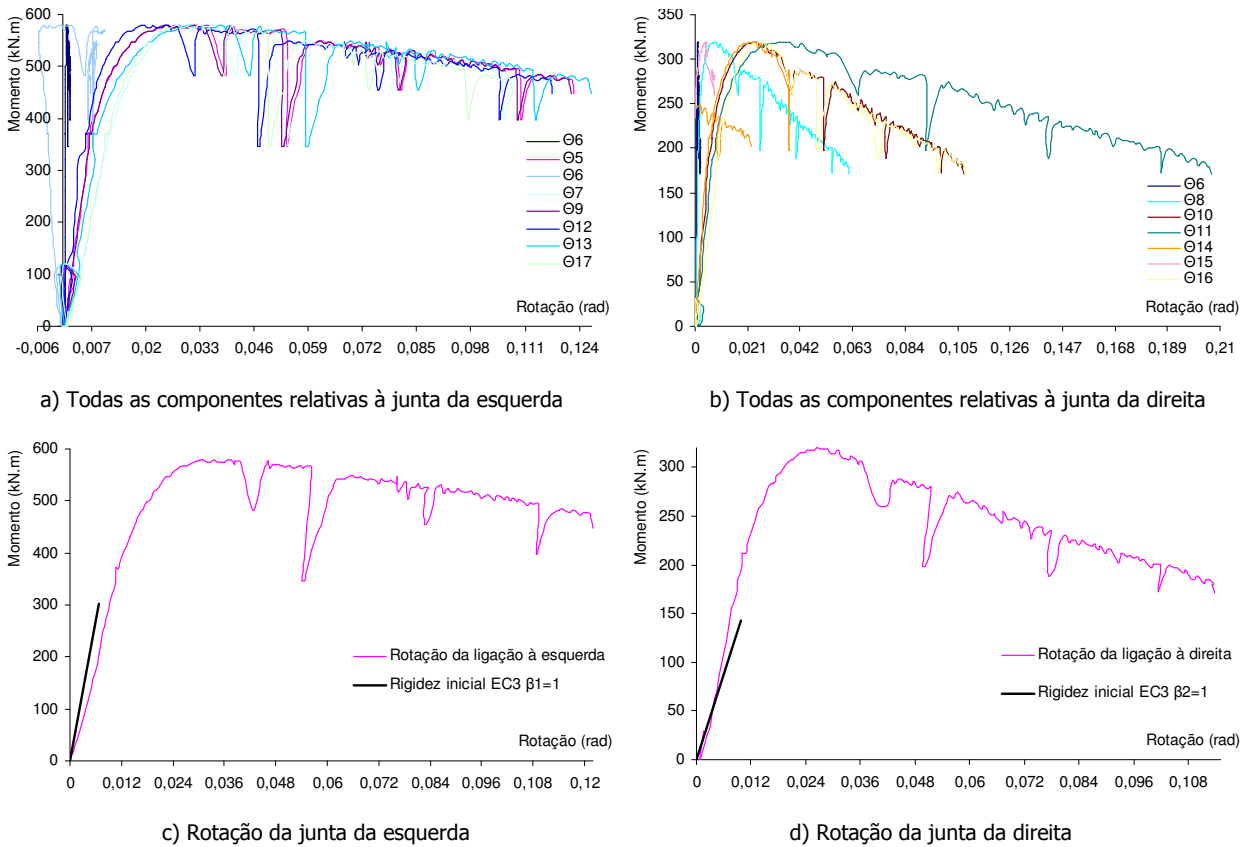
Para valores baixos de carga, os diagramas das linhas 1 e 3 apresentam máximos definidos na direcção dos banzos da viga associada a cada uma das linhas. Para valores maiores do carregamento, o efeito da viga da esquerda aparece no diagrama da linha 3, e o efeito da linha da direita aparece no diagrama da linha 1. Para valores de carregamento próximos da carga de instabilidade, verificam-se as alterações aos diagramas associadas ao efeito de "onda" que é mais notório na linha 2. As alterações provocadas nos diagramas de extensões pelo efeito de "onda", conduzem a distribuições de extensões diferentes entre os dois ensaios, pelo facto de a deformação de instabilidade ser no sentido da face posterior do painel, no caso do modelo S690E2A e no sentido da face anterior do painel, no caso do modelo S690E2B. A comparação entre os valores dos extensómetros colocados no plano anterior e posterior do painel indicam que, em ambos os ensaios, a instabilidade só se verifica para valores muito próximos da carga máxima.

#### 2.4.2.3 Resultados: Rotações

Os gráficos da Figura 82 e da Figura 83 representam todas as rotações avaliadas a partir dos transdutores de deslocamento usados nos ensaios, e as rotações das juntas comparadas com a rigidez inicial do EC3, para o modelo S690E2A e para o modelo S690E2B, respectivamente.



**Figura 82** . Componentes da rotação determinadas no ensaio (S690E2A)



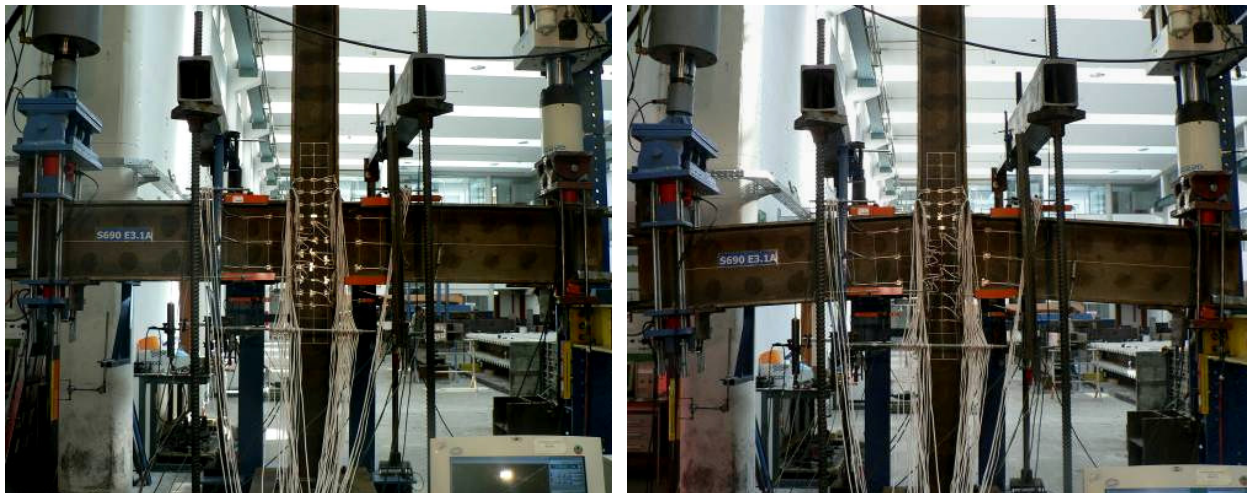
**Figura 83** . Componentes da rotação determinadas no ensaio (S690E2B)

Relativamente ao ajuste entre a rigidez inicial verificada no ensaio e a calculada segundo o EC3, tem-se que o ajuste é muito insatisfatório, o que pode dever-se ao facto de se ter considerado  $\beta$  com valor de 1. Para o modelo S690E2A os momentos de cedência e de rotura são aproximadamente 440 kN.m e 640 kN.m, verificando-se este último para um deslocamento de 48 mm. Para o modelo S690E2B os momentos de cedência e de rotura são aproximadamente 405 kN.m e 580 kN.m, verificando-se este último para um deslocamento de 40mm.

### 2.4.3 Ensaio S690E3A e S690E3B

#### 2.4.3.1 Introdução

Trata-se de estruturas em nó interno com vigas de alturas iguais, e carregamento simétrico, em aço da classe S690. Na Figura 84 e na Figura 85, e na Figura 86 e na Figura 87, ilustra-se a estrutura e alguns pormenores antes e depois do ensaio para os modelos S690E3A e S6903B, respectivamente. Verifica-se deformação por instabilidade e nenhuma distorção (extensões de corte desprezáveis).



**Figura 84** . Aspectos do conjunto antes e depois da realização do ensaio (S6903A)



a) Vista longitudinal do pilar (anterior)

b) Vista longitudinal do pilar (posterior)

**Figura 85** . Detalhes da deformação da estrutura no fim do ensaio (S6903A)



**Figura 86** . Aspectos do conjunto antes e depois da realização do ensaio (S6903B)



a) Deformação da junta

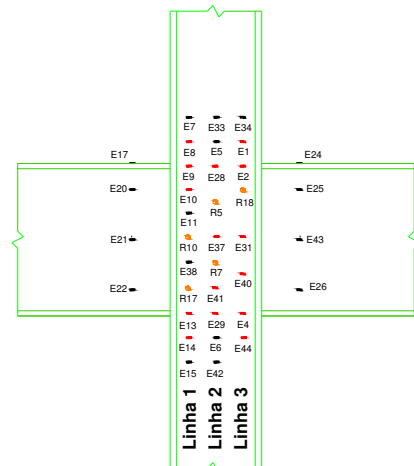
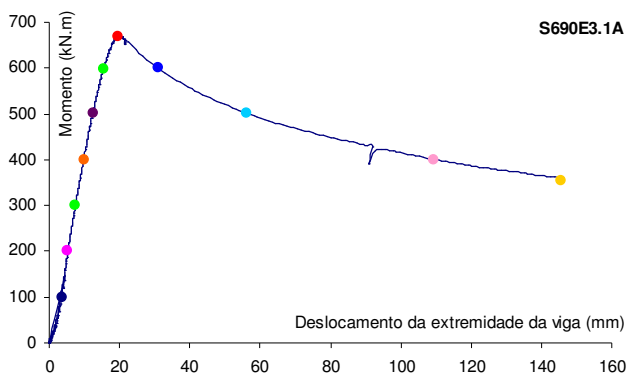


b) Vista longitudinal do pilar

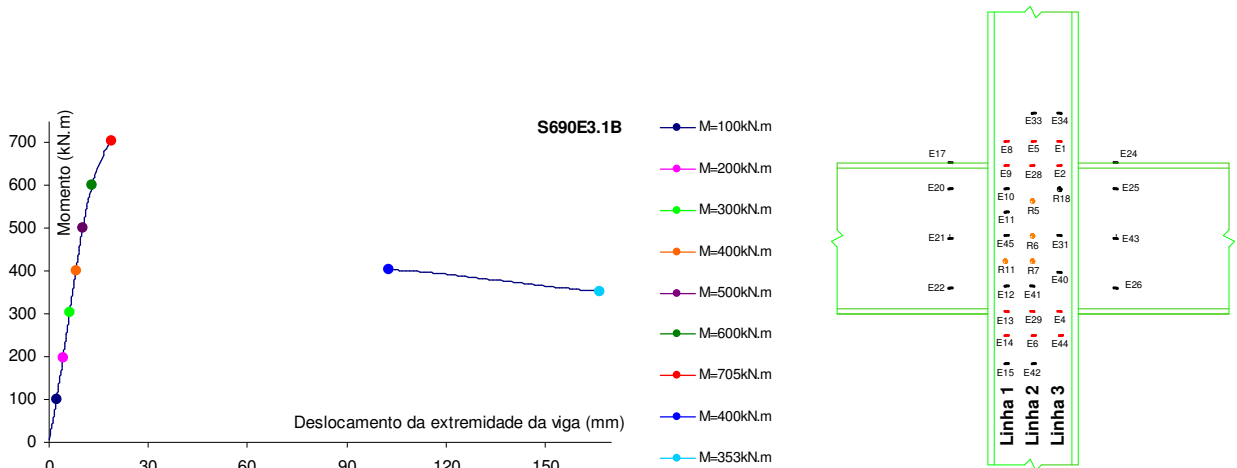
**Figura 87** . Detalhes da deformação da estrutura no fim do ensaio (S6903B)

**2.4.3.2 Resultados: Caracterização do estado de deformação**

A Figura 88 e a Figura 89 apresentam os níveis de momento flector considerados para análise dos resultados nos modelos S690E3A e S690E3B, respectivamente.



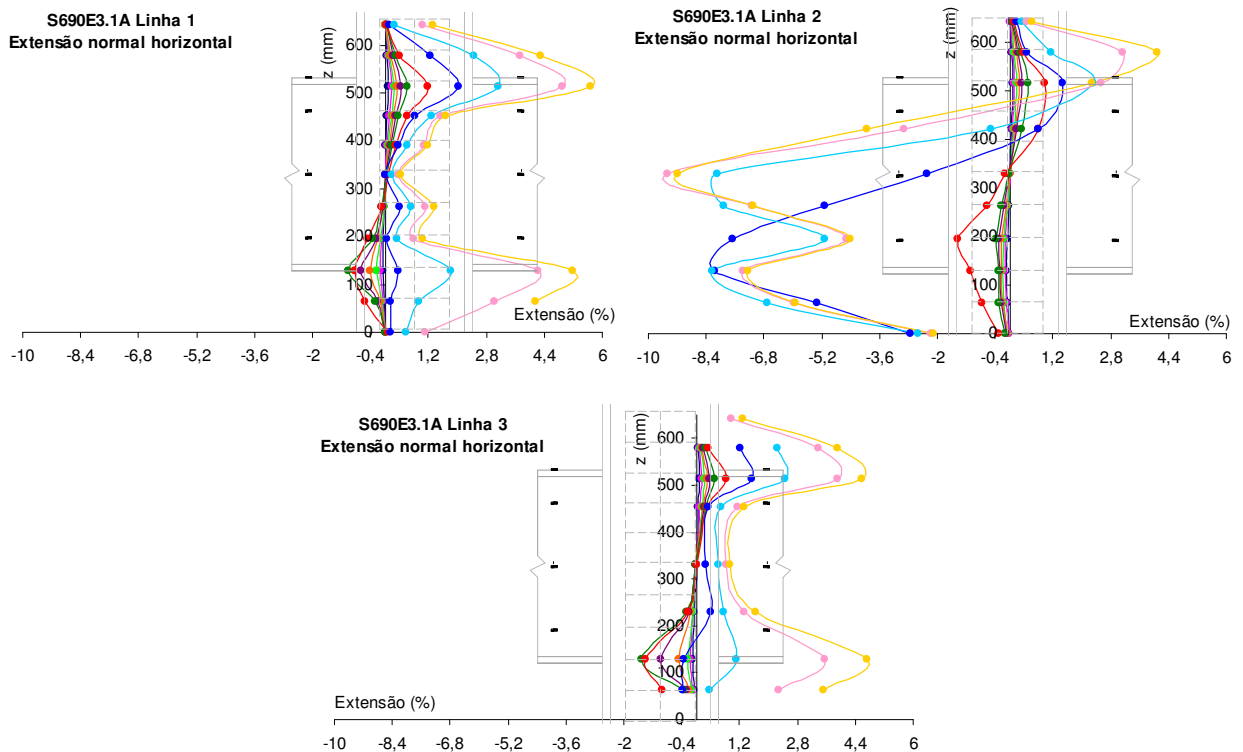
**Figura 88** . Níveis de momento seleccionados e esquema de extensómetros no painel (S690E3A)



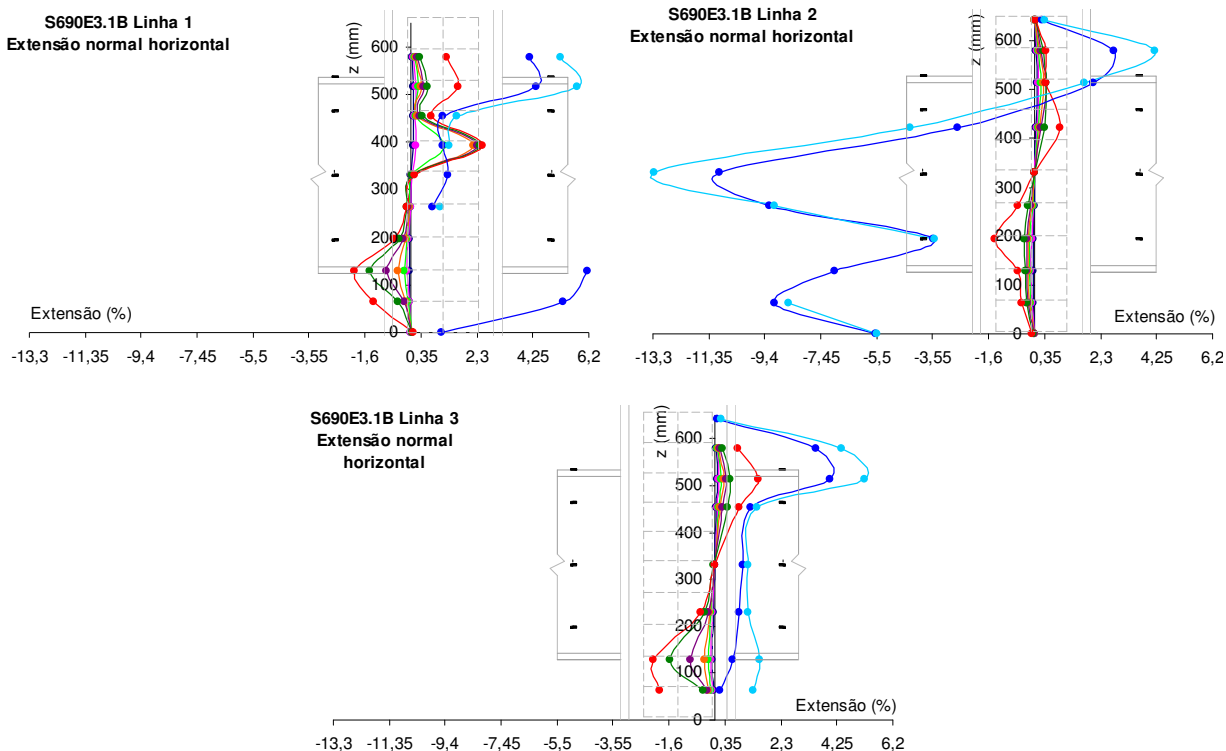
**Figura 89** . Níveis de momento seleccionados e esquema de extensómetros no painel (S690E3B)

A irregularidade do gráfico anterior prende-se com problemas havidos com o controlo do actuador, que conduziram a uma deformação súbita da estrutura.

Os gráficos da Figura 90 e da Figura 91 mostram a variação da extensão normal horizontal, ao longo das três linhas notáveis do painel, para o modelo S690E3A e para o modelo S690E3B, respectivamente.



**Figura 90** . Variação da extensão normal horizontal ao longo do ensaio, no painel da alma do pilar (S690E3A)



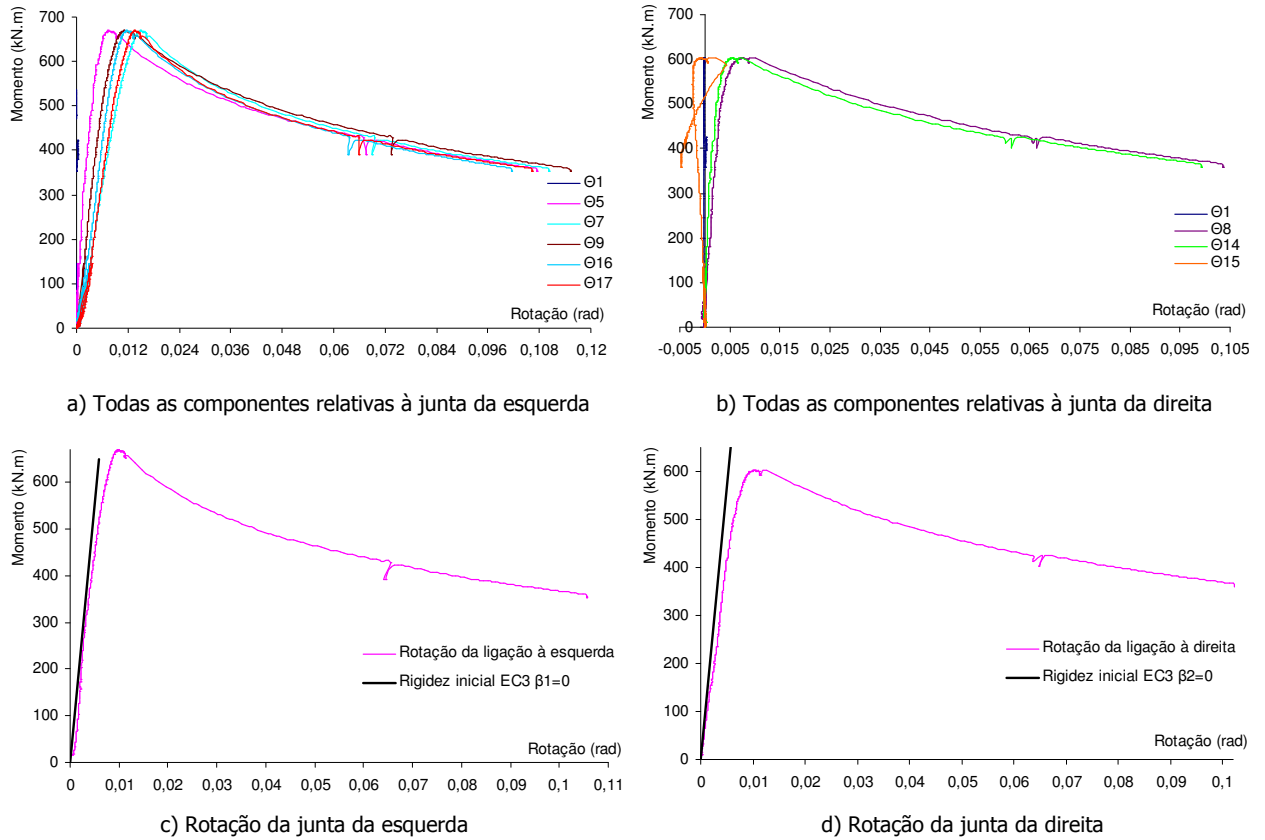
**Figura 91** . Variação da extensão normal horizontal ao longo do ensaio, no painel da alma do pilar (S690E3B)

Para valores de momento até 570 kN.m (cedência), os diagramas mantêm-se aproximadamente simétricos, com máximos nas direcções dos banzos das vigas, e semelhantes nas linhas 1 e 3. Quando a solicitação ultrapassa a carga de instabilidade, os diagramas deixam de ser regulares e simétricos, devido ao efeito de onda referido atrás. No caso do modelo S690E3B o valor das extensões para os últimos níveis de momento é mais elevado, porque, neste ensaio, a deformação por instabilidade é maior.

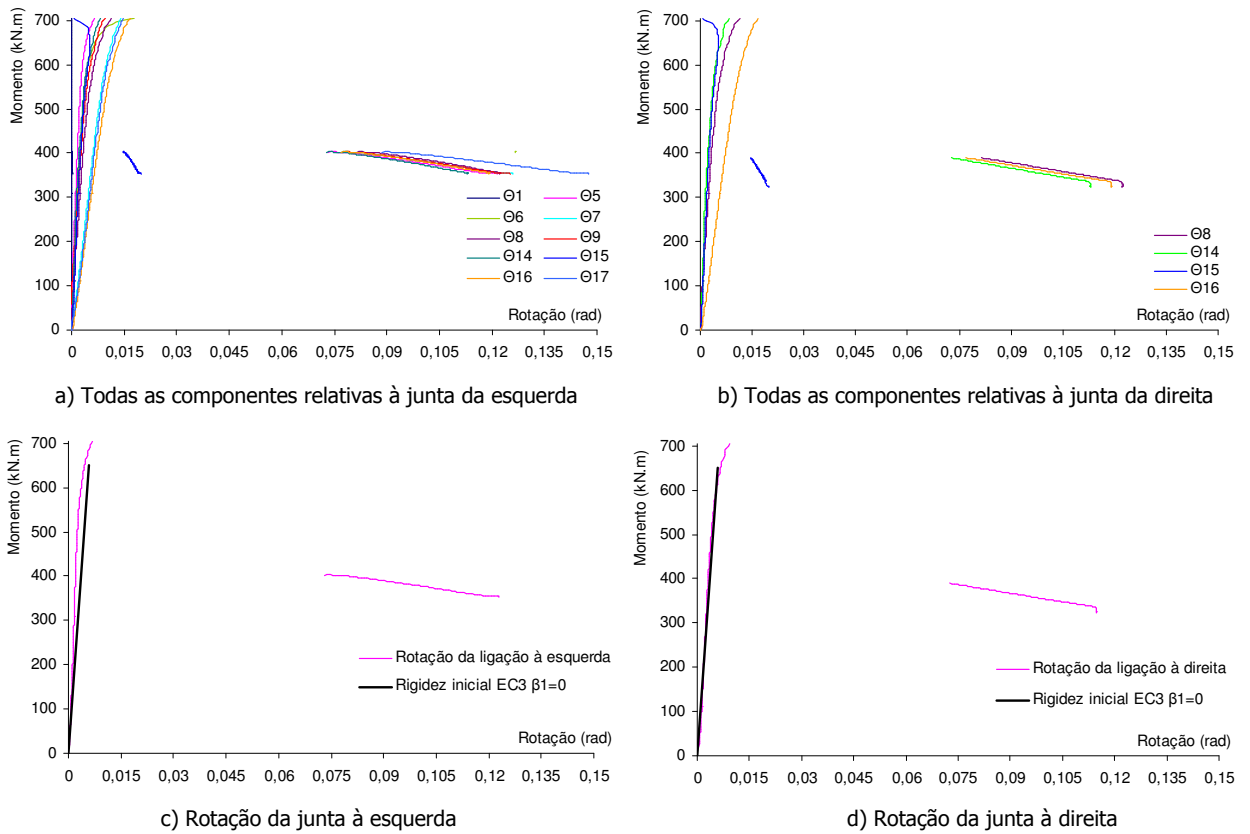
**2.4.3.3 Resultados: Rotações**

Os gráficos da Figura 92 e da Figura 93 representam todas as rotações avaliadas a partir dos transdutores de deslocamento usados nos ensaios, e as rotações das juntas comparadas com a rigidez inicial do EC3, para o modelo S690E3A e para o modelo S690E3B, respectivamente.

Verifica-se um ajuste razoável entre a rigidez inicial experimental e a calculada pelo EC3, e uma ductilidade apreciável, tendo em conta tratar-se de um mecanismo de rotura frágil. No caso do modelo S690E3A os momentos de cedência e máximo são 525 kN.m e 670 KN.m, respectivamente, para uma deformação de 20 mm na carga máxima. No caso do modelo S690E3A os momentos de cedência e máximo são 505 kN.m e 705 KN.m, respectivamente, para uma deformação de 25 mm na carga máxima



**Figura 92 .** Componentes da rotação determinadas no ensaio (S6903A)



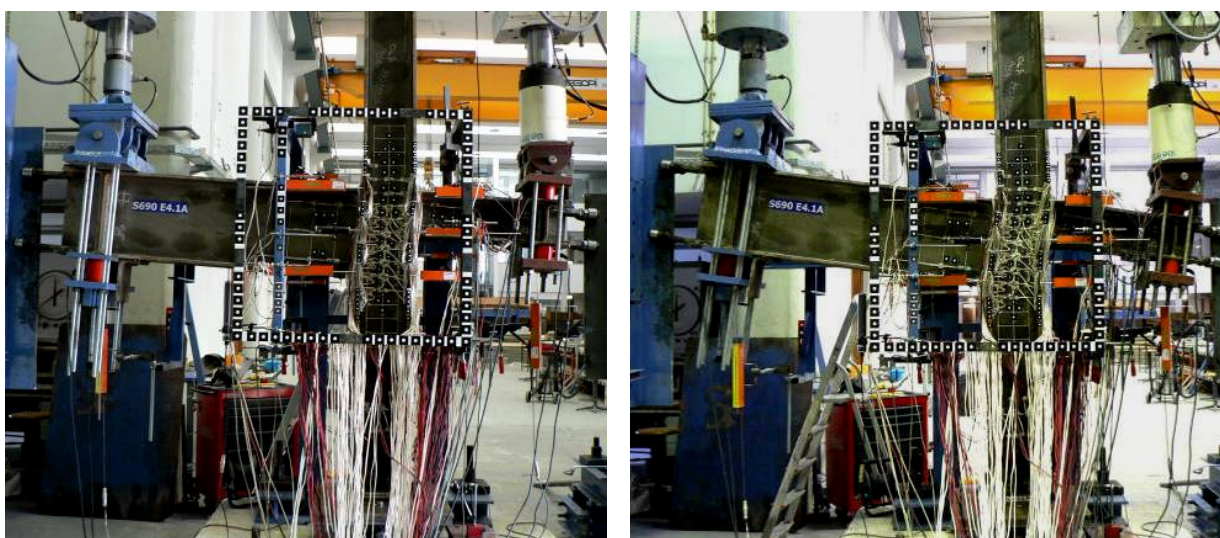
**Figura 93 .** Componentes da rotação determinadas no ensaio (S6903B)



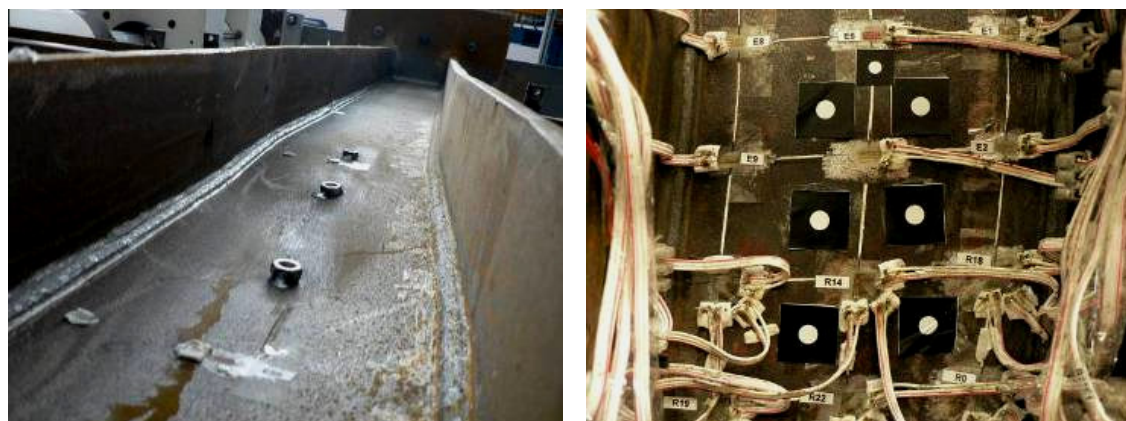
## 2.4.4 Ensaios S690E4A e S690E4B

### 2.4.4.1 Introdução

Trata-se de estruturas em nó interno com vigas de alturas diferentes, e carregamento assimétrico, em aço da classe S690. Na Figura 94 e na Figura 95 ilustra-se o esquema geral e alguns pormenores antes e depois do ensaio para o modelo S690E4A, na Figura 96 e na Figura 97 apresenta-se informação semelhante para o modelo S690E4B.



**Figura 94** . Aspectos do conjunto antes e depois da realização do ensaio (S690E4A)



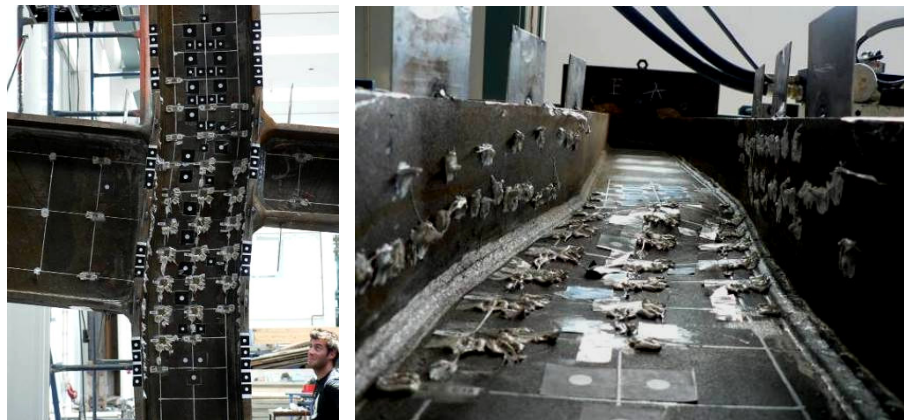
a) Vista longitudinal do pilar

b) Deformação do painel

**Figura 95** . Detalhes da deformação da estrutura no fim do ensaio (S690E4A)



**Figura 96** . Aspectos do conjunto antes da realização do ensaio (S690E4B)



a) Deformação da junta

b) Vista longitudinal do pilar

**Figura 97** . Detalhes da deformação da estrutura no fim do ensaio (S690E4B)

Dado que o esforço de corte é elevado nos dois painéis, verifica-se uma distorção significativa, em ambos os ensaios. A deformação de instabilidade, por se turno, tem características distintas nos dois ensaios. No caso do modelo S690E4A a deformação por instabilidade é muito reduzida. No caso do modelo S690E4B a deformação por instabilidade é maior e a forma da zona instabilizada é diferente, com uma elevação e uma depressão marcadas.

#### 2.4.4.2 Resultados: Caracterização do estado de deformação

A Figura 98 e a Figura 99 apresentam os níveis de momento flector considerados para análise dos resultados nos modelos S690E4A e S690E4B.

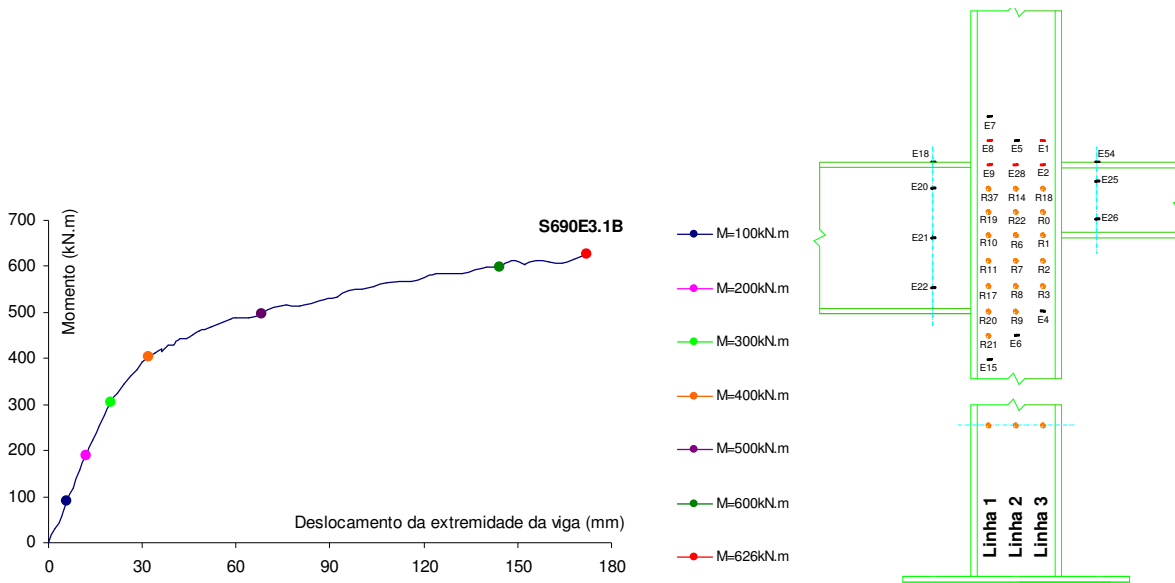


Figura 98 • Níveis de momento seleccionados e esquema de extensômetros no painel (S690E4A)

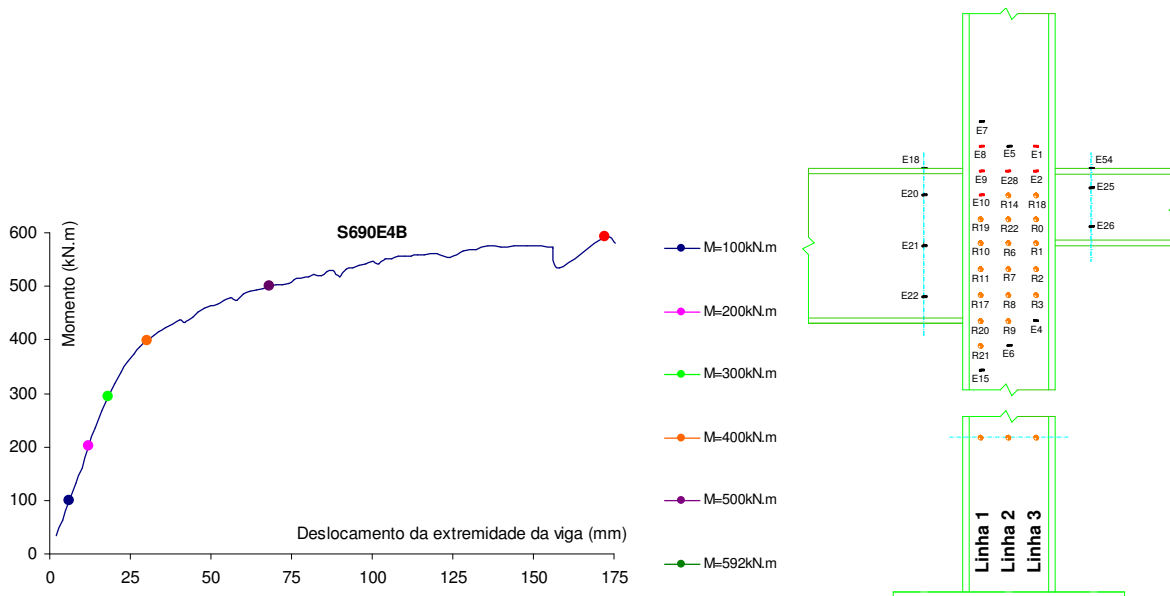


Figura 99 • Níveis de momento seleccionados e esquema de extensômetros no painel (S690E4B)

Os gráficos da Figura 100 e da Figura 101 mostram a variação da extensão normal horizontal, ao longo das três linhas notáveis do painel, para o modelo S690E4A e para o modelo S690E4B, respectivamente. Em regime elástico verifica-se que os diagramas têm traçado regular, com máximos nas linhas 1 e 3 correspondentes aos níveis dos banzos das vigas da esquerda e da direita, respectivamente. A partir daí, o efeito cruzado de uma viga sobre a outra começa a fazer-se sentir, com as conseqüentes alterações dos diagramas de extensões. Próximo da carga de instabilidade verificam-se alterações dos diagramas associadas com o efeito de "onda". É relativamente a este último efeito que os diagramas de extensões do dois ensaios se tornam mais diferentes, na medida em que a geometria da "onda" associada à deformação do painel fora do seu plano por instabilidade, é diferente em ambos os ensaios.

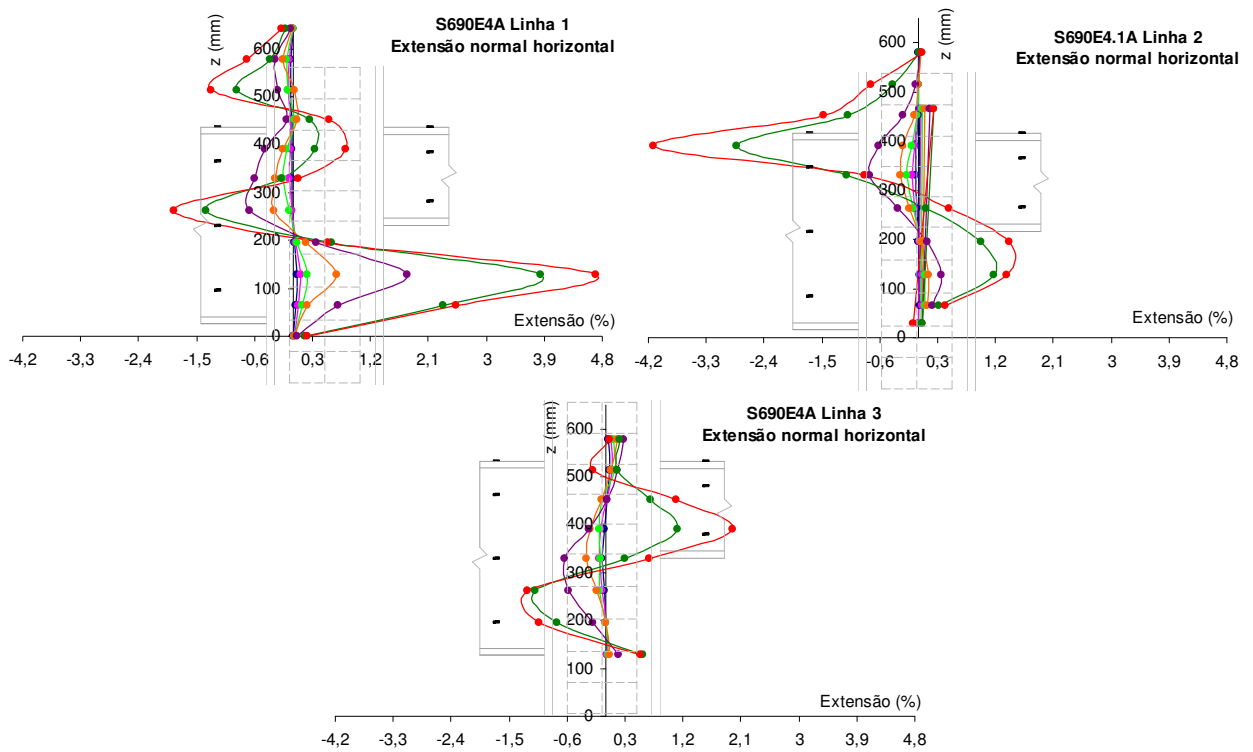


Figura 100 • Variação da extensão normal horizontal ao longo do ensaio, no painel da alma do pilar (S690E4A)

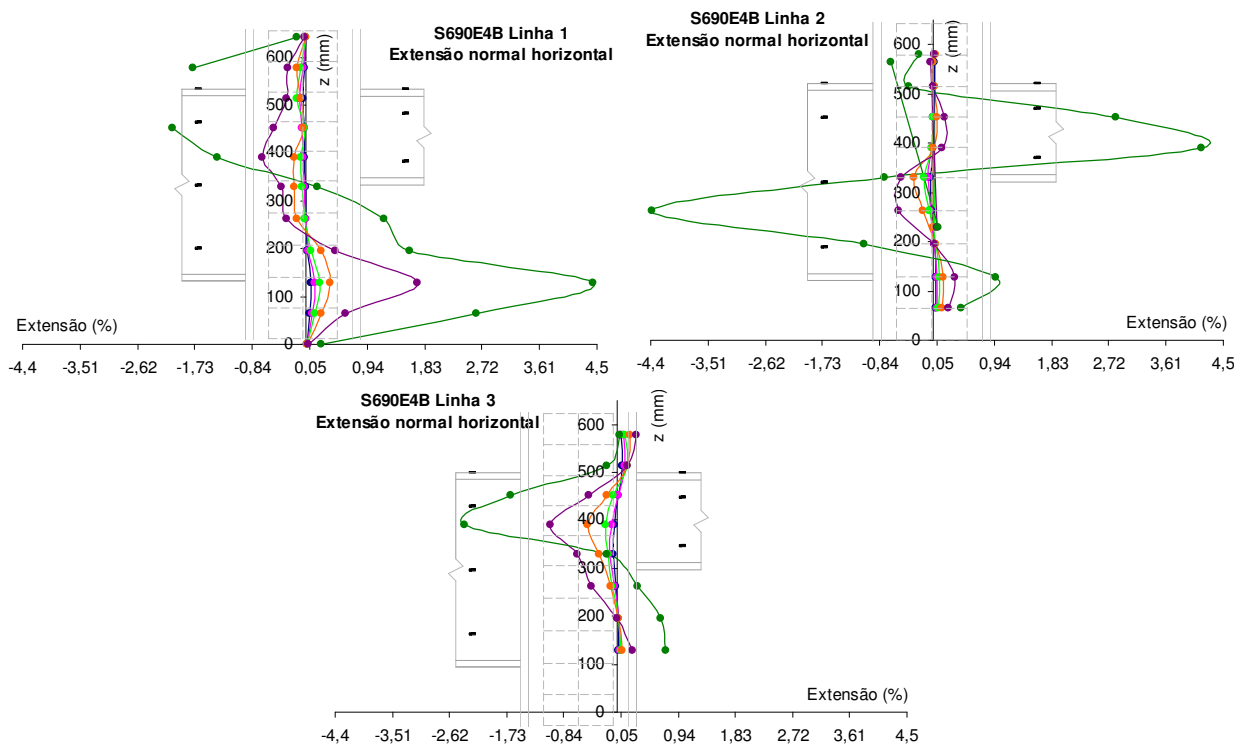


Figura 101 • Variação da extensão normal horizontal ao longo do ensaio, no painel da alma do pilar (S690E4B)

**2.4.4.3 Resultados: Rotações**

Os gráficos da Figura 102 e da Figura 103 representam as rotações avaliadas nos ensaios, e as rotações das juntas comparadas com a rigidez inicial do EC3, para os modelos S690E4A e S690E4B.

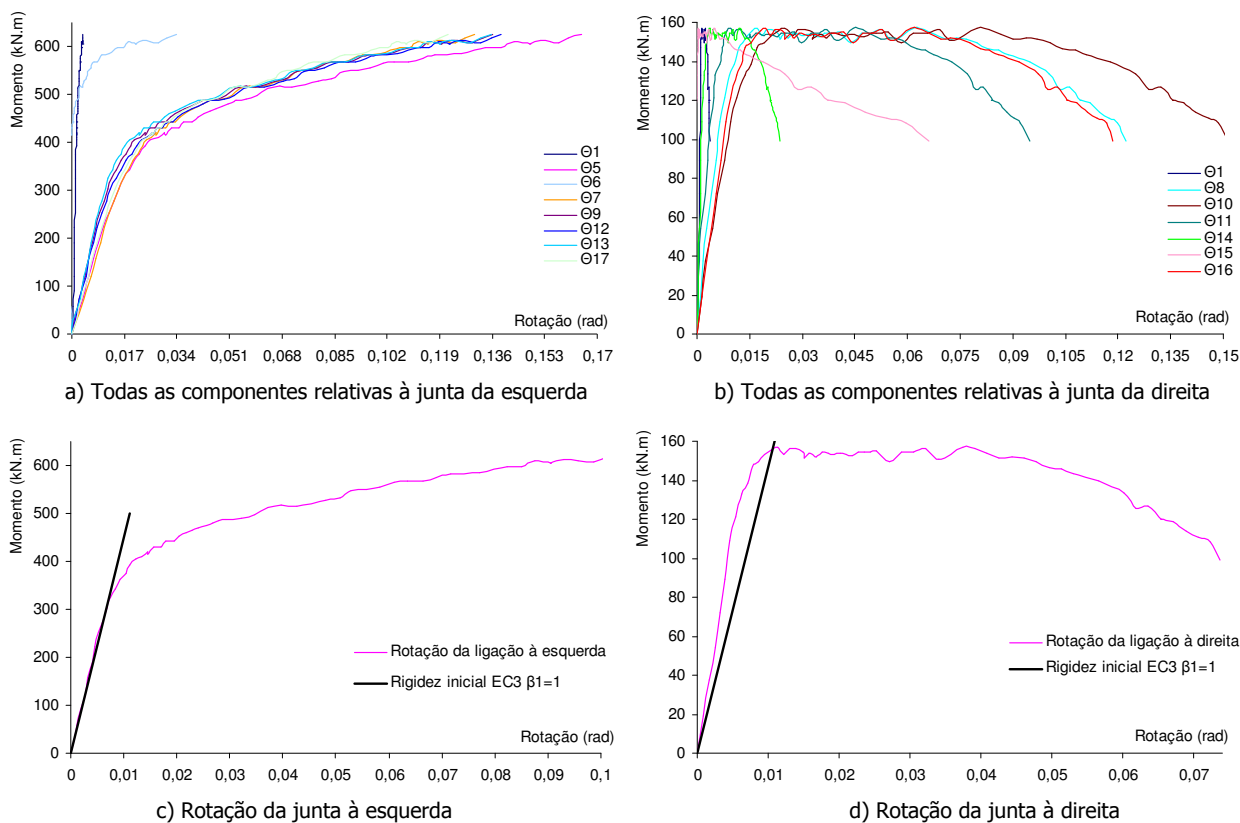


Figura 102 . Componentes da rotação determinadas no ensaio (S690E4A)

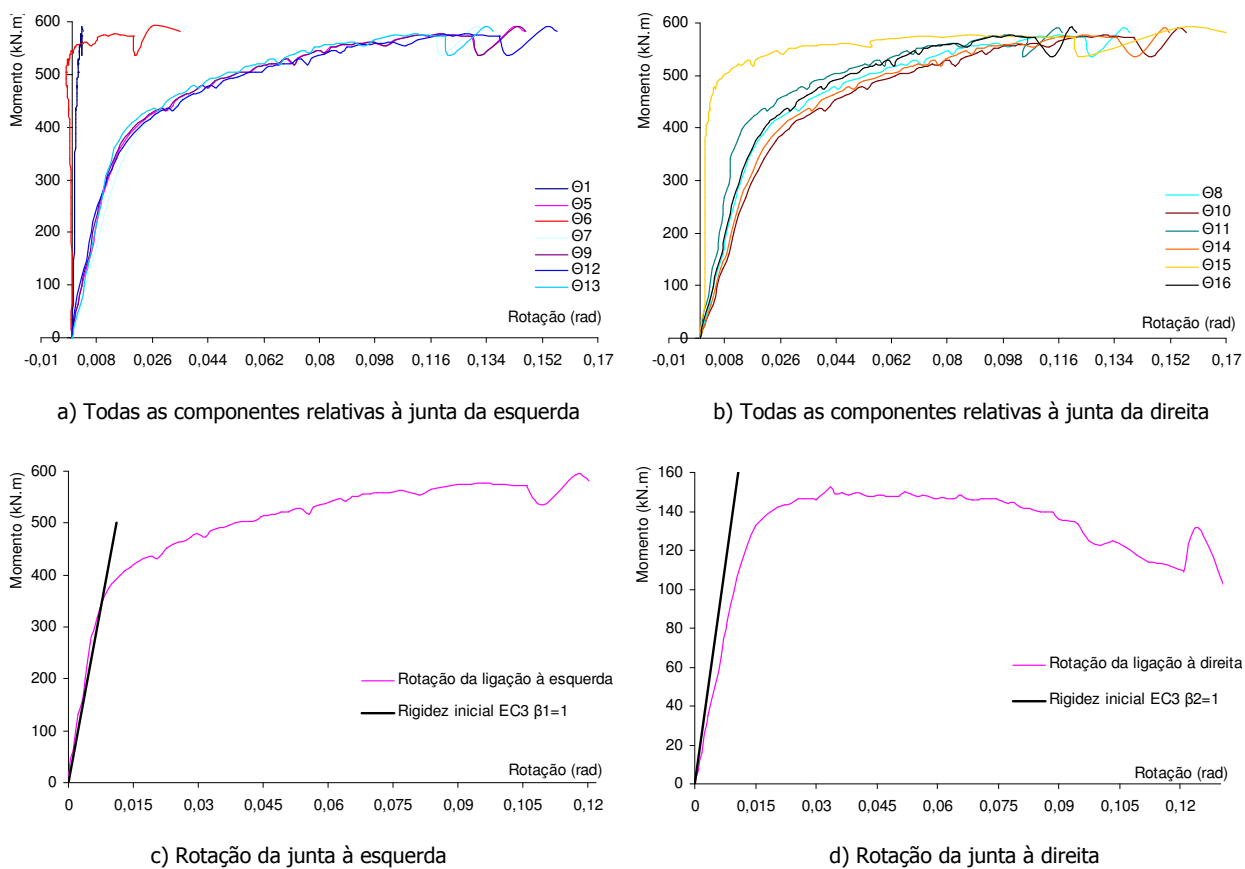


Figura 103 . Componentes da rotação determinadas no ensaio (S690E4B)

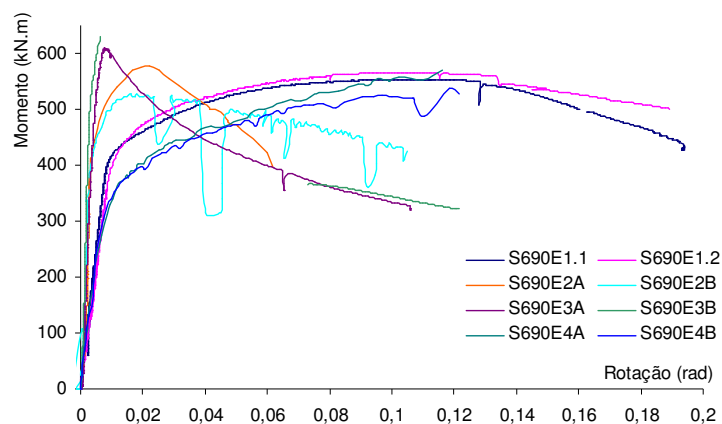
Relativamente ao ajuste entre a rigidez inicial verificada no ensaio e a calculada segundo o EC3, tem-se que o ajuste é algo insatisfatório, principalmente na viga da direita, o que poderá dever-se ao facto de se ter considerado nos cálculos da rigidez o valor de  $\beta$  igual a 1.

No caso do modelo S690E4A os momentos de cedência e máximo são 300 kN.m e 626 KN.m, respectivamente. No caso do modelo S690E4A os momentos de cedência e máximo são 300 kN.m e 592 KN.m, respectivamente.

### 2.4.5 Comparação entre resultados dos modelos em aço da classe S690

À semelhança do que foi realizado para os modelos constituídos por aço da classe S355, estabelece-se também uma comparação entre os resultados dos vários modelos constituídos por aço da classe S690, no sentido de avaliar e compreender os fenómenos que condicionam e distinguem os comportamentos de cada tipologia em análise. Neste caso, existem dois modelos para cada tipologia em estudo. A análise será realizada em termos de comportamento global (Figura 104), à custa dos resultados da viga da esquerda, que é comum a todos os modelos; e, em termos de comportamento local (Figura 105 a Figura 108), através da comparação dos resultados dos extensómetros das três linhas ao longo do painel da alma do pilar, para níveis de momento na junta previamente seleccionados.

#### 2.4.5.1 Comportamento global



**Figura 104** • Comparação entre os ensaios de aço da classe S690, em termos de comportamento global

Em relação à análise comparativa do comportamento global dos modelos em aço da classe S690, pode observar-se que os ensaios homólogos têm resultados razoavelmente semelhantes, à excepção dos ensaios E2 na fase plástica. Quanto à comparação qualitativa entre todos os ensaios, os comentários são os mesmos que os realizados a propósito da comparação qualitativa entre os ensaios dos modelos em aço da classe S355, pois o comportamento global das curvas é o mesmo em ambas as situações, e consequência directa dos dois factores considerados determinantes: instabilidade e esforço de corte.

2.4.5.2 Comportamento local

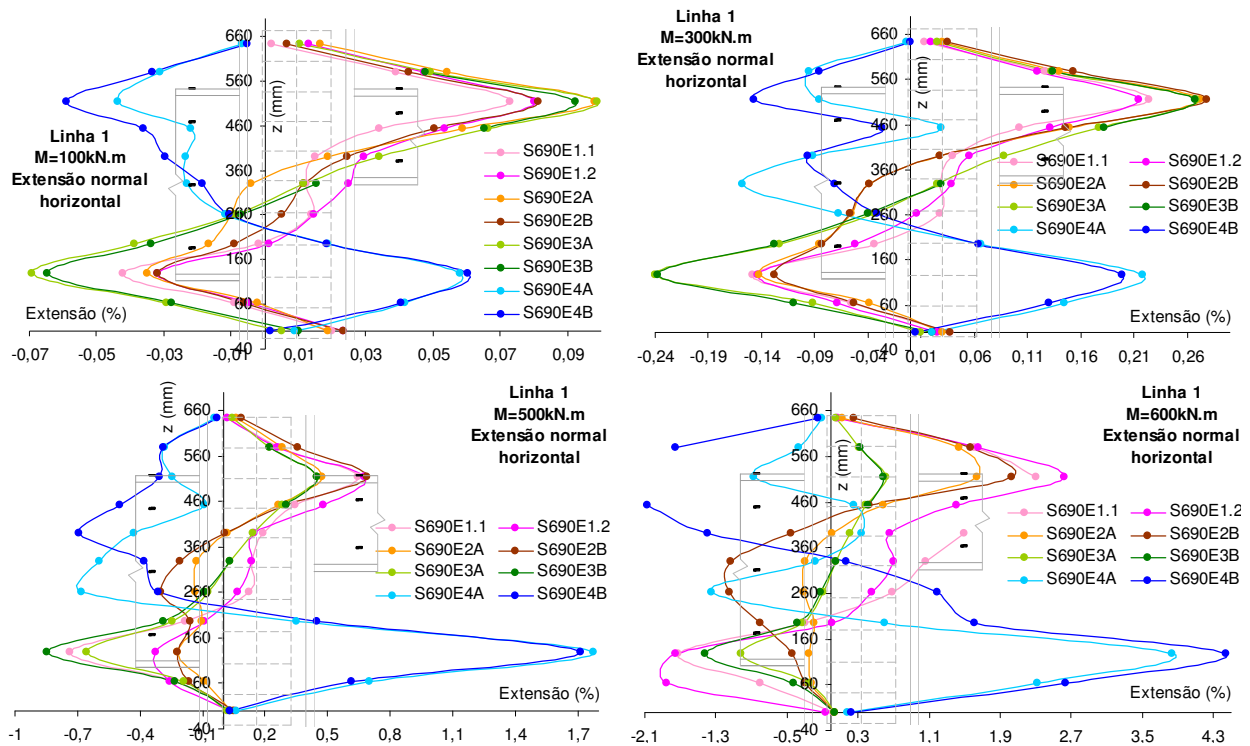


Figura 105 . Comparação entre os ensaios em aço da classe S690 em termos de cortes de tensões normais horizontais ao longo da linha 1 no painel da alma do pilar, para vários níveis de momento

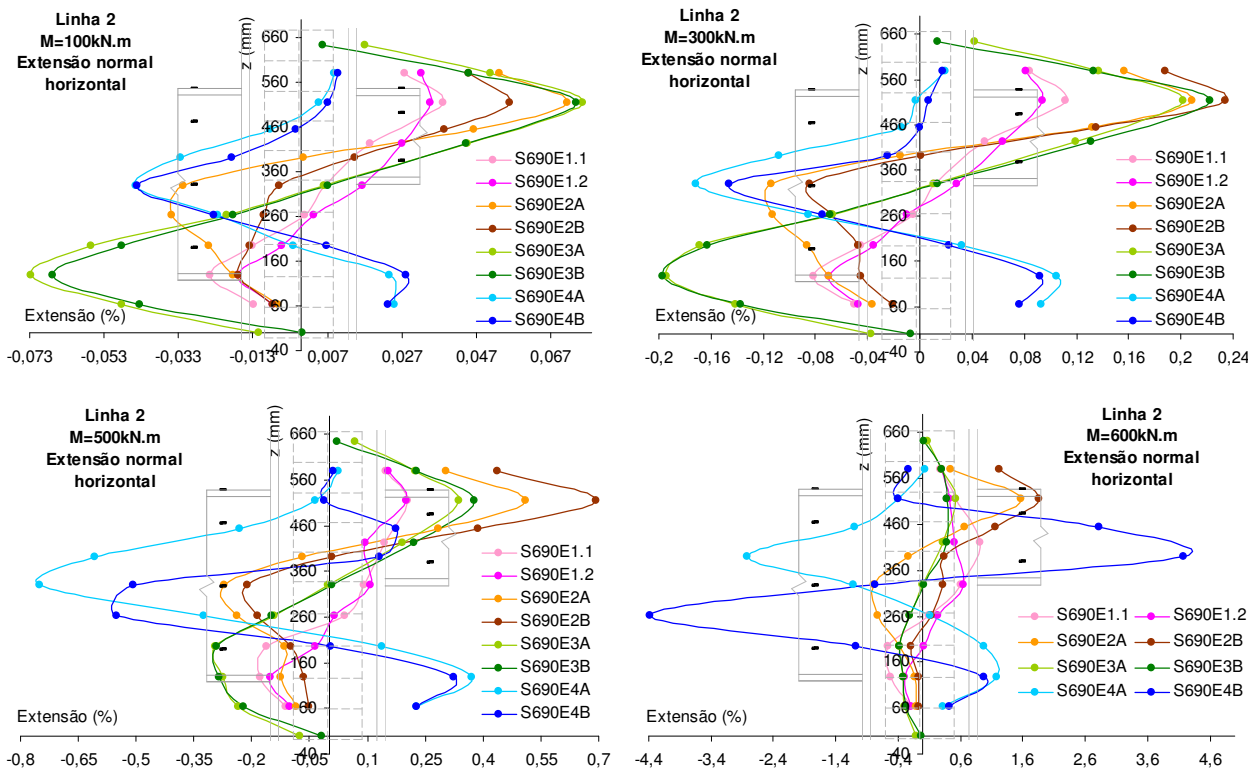
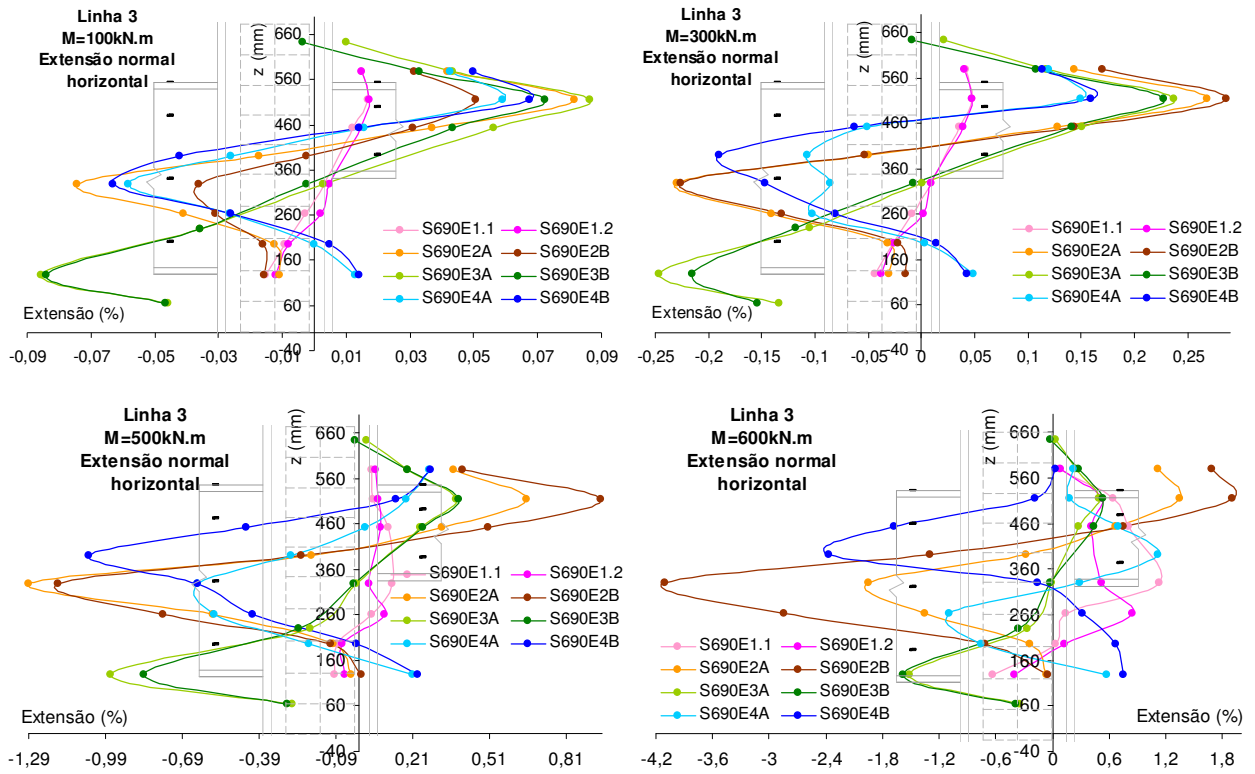
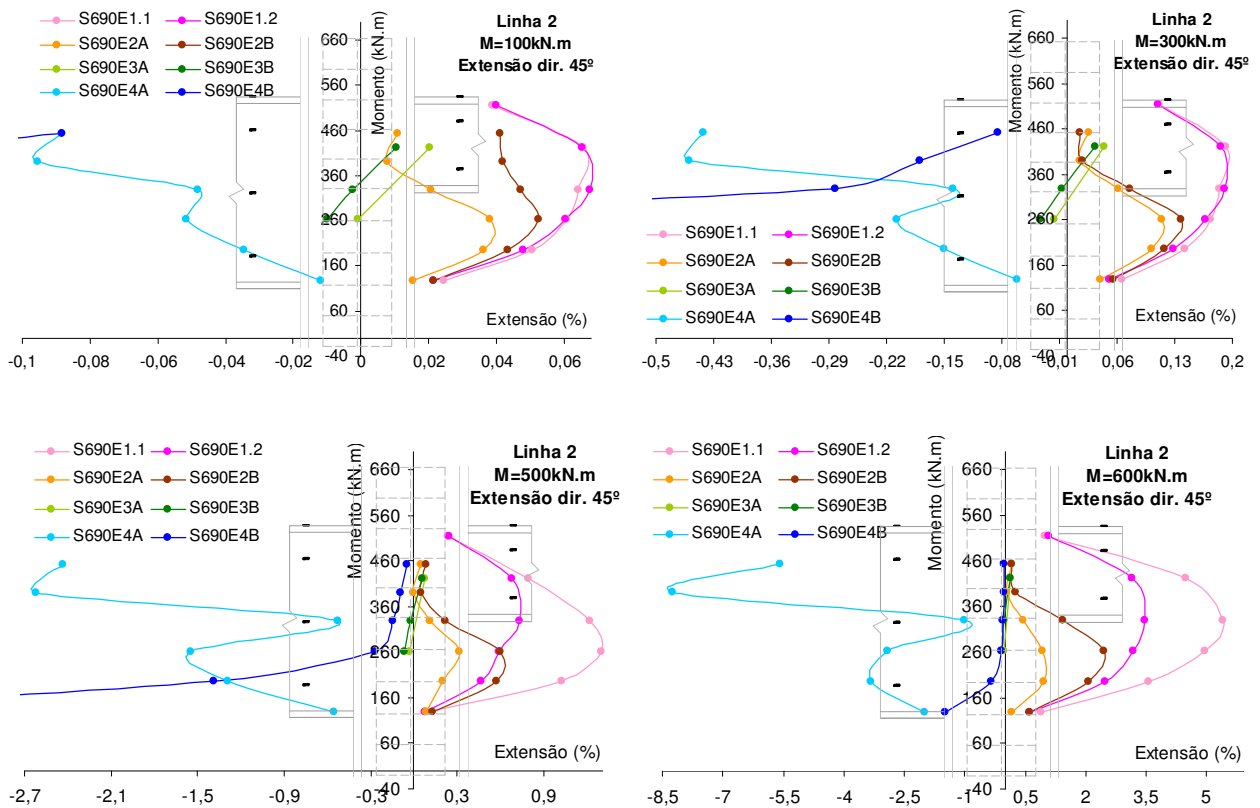


Figura 106 . Comparação entre os ensaios em aço da classe S690 em termos de cortes de tensões normais horizontais ao longo da linha 2 no painel da alma do pilar, para vários níveis de momento



**Figura 107** . Comparação entre os ensaios em aço da classe S690 em termos de cortes de tensões normais horizontais ao longo da linha 3 no painel da alma do pilar, para vários níveis de momento



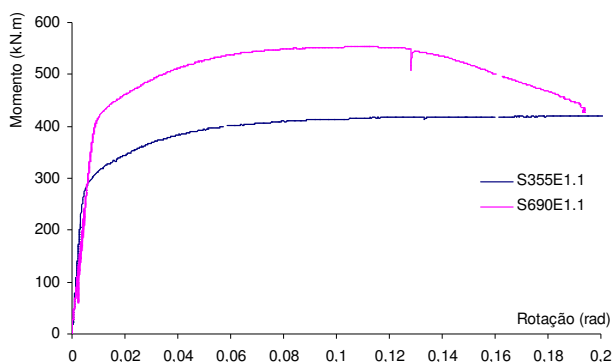
**Figura 108** . Comparação entre os ensaios em aço da classe S690 em termos de cortes de tensões na direcção de  $45^\circ$ , ao longo da linha 2 no painel da alma do pilar, para vários níveis de momento



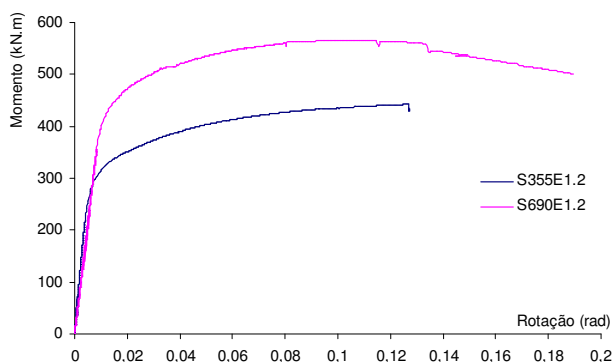
Da comparação entre os resultados locais (painel da alma), em termos de extensões normais horizontais e verticais e extensões na direcção a 45°, para os vários modelos de aço da classe S690, apresentada nos gráficos das figuras anteriores, pode concluir-se em primeira mão que os modelos homólogos apresentam resultados muito semelhantes. Esta semelhança é geral para a fase pré carga de instabilidade, sendo que a partir daí, poderão verificar-se diferenças que se prendem com o denominado efeito de "onda", na medida em que as deformações por instabilidade têm padrões diferentes nos vários ensaios. Em termos de comparação entre os vários modelos aplicam-se comentários semelhantes aos estabelecidos para os modelos de aço da classe S355, já que os condicionantes do comportamento estrutural local do painel são os mesmos, de onde se destaca o esforço de corte, e sua interveniência na influência recíproca de uma junta sobre a outra, ou na diminuição da capacidade resistente das componentes tracção e compressão, ou a influência que a instabilidade trás aos diagramas de extensões.

## 2.5 Comparação entre os ensaios de S355 e os ensaios homólogos de S690

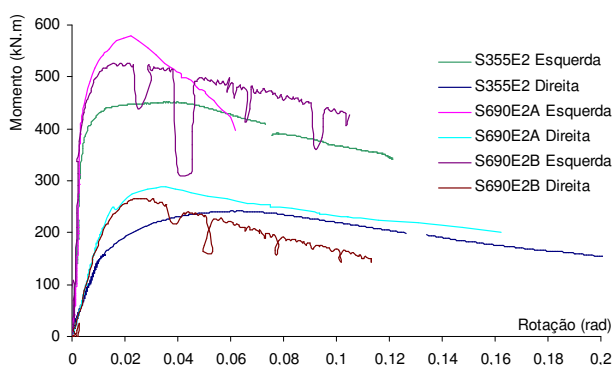
No sentido de avaliar as diferenças principais entre os modelos de aço da classe S355 e os modelos de aço da classe S690, estabelece-se uma comparação S355/S690, em termos de comportamento global (Figura 109), e em termos de comportamento local (Figura 110 a Figura 112).



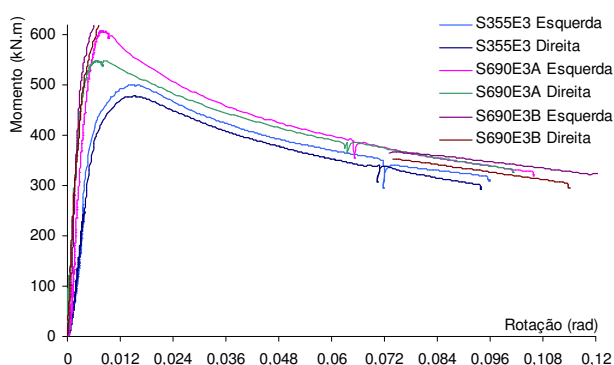
a) Ensaio E1.1



b) Ensaio E1.2



c) Ensaio E2



d) Ensaio E3

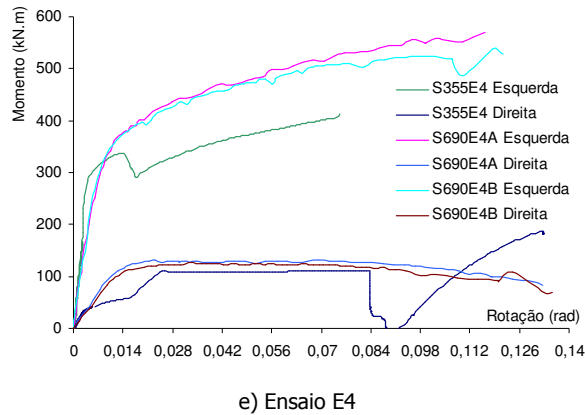
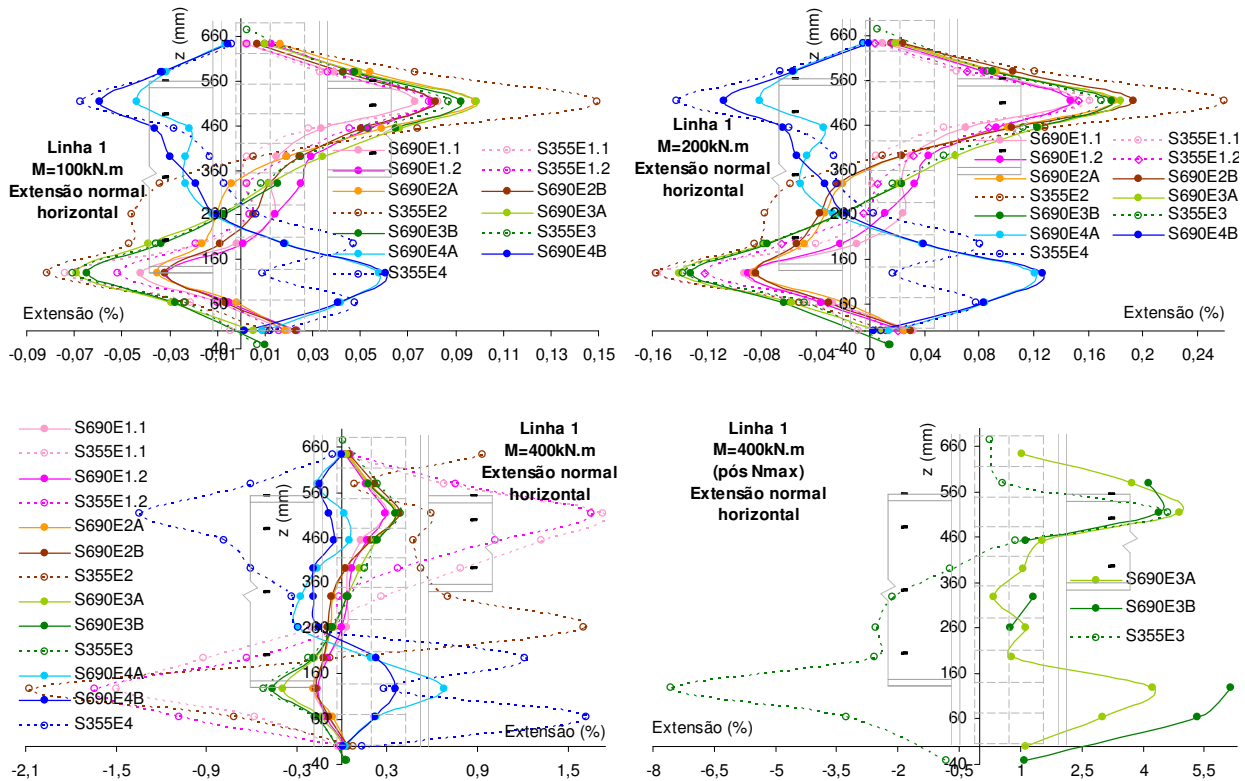
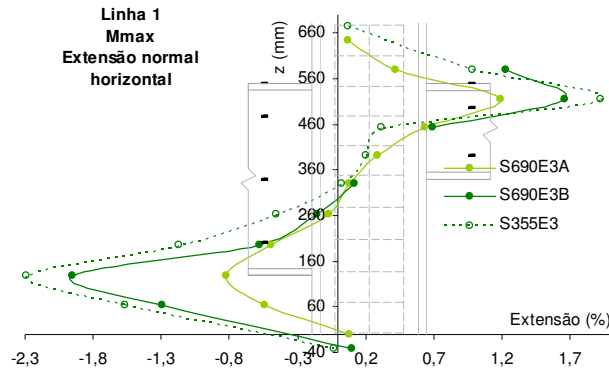


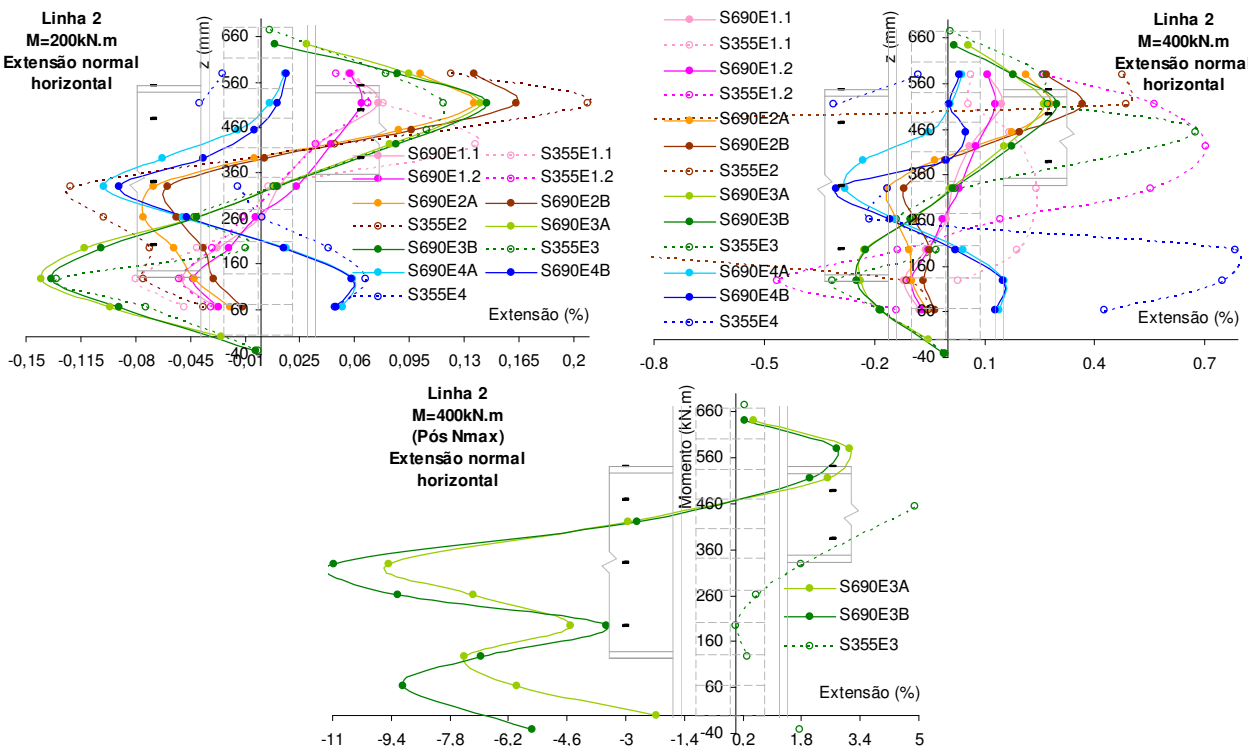
Figura 109 • Comparação entre modelos homogêos constituídos por aço da classe S355 e S690

A menos de algumas irregularidades em algumas curvas, pode observar-se que o comportamento global de cada estrutura tipo é o mesmo para ambos os tipos de aço, sendo de realçar que a rigidez inicial dos modelos homogêos de aço da classe S355 e S690 são idênticas. As diferenças mais imediatas reflectem-se ao nível da resistência, sendo que os modelos de S690 apresentam valores de cedência e carga máxima mais elevados, como certamente seria de esperar, e ao nível de sensibilidade à instabilidade, que é maior nos modelos de aço S690, como se pode observar pelo facto de atingirem a carga de instabilidade para deslocamentos menores do que os verificados para os modelos de aço da classe S690. Os modelos E2 apresentam diferenças mais significativas, principalmente por algumas dificuldades havidas no controlo experimental do carregamento.

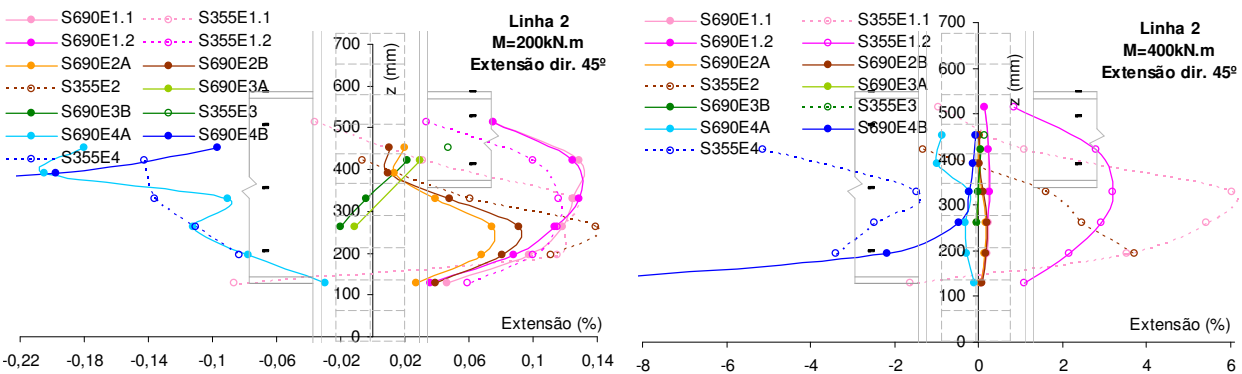




**Figura 110** . Comparação entre os ensaios em aço da classe S690 e S355, em termos de cortes de tensões normais horizontais ao longo da linha 1 no painel da alma do pilar, para vários níveis de momento



**Figura 111** . Comparação entre os ensaios em aço da classe S690 e S355, em termos de cortes de tensões normais horizontais ao longo da linha 2 no painel da alma do pilar, para vários níveis de momento



**Figura 112** . Comparação entre os ensaios em aço da classe S690 e S355, em termos de cortes de tensões na direcção de 45°, ao longo da linha 2 no painel da alma do pilar, para vários níveis de momento

Da comparação entre os resultados locais (painel da alma), em termos de extensões normais horizontais e verticais e extensões na direcção a 45°, para os vários modelos de aço da classe S355 e seus homólogos de aço da classe S690, apresentada nos gráficos das figuras anteriores, pode concluir-se em primeira mão que os modelos homólogos apresentam resultados muito semelhantes. Esta semelhança é geral para a fase pré carga de instabilidade, sendo que a partir daí, poderão verificar-se diferenças que se prendem com o denominado efeito de "onda". Em termos de comparação entre os vários modelos aplicam-se comentários semelhantes aos estabelecidos para os modelos de aço da classe S355 ou S690, já que os condicionantes do comportamento estrutural local do painel são os mesmos, de onde se destaca a magnitude do esforço de corte, e sua interveniência na influência recíproca de uma junta sobre a outra, ou na diminuição da capacidade resistente das componentes tracção e compressão, ou a influência que a instabilidade trás aos diagramas de extensões.

## 2.6 Conclusões

No presente capítulo foi realizada a avaliação experimental do comportamento das diferentes tipologias de junta em estudo. Foram apresentados todos os aspectos de concepção e logística dos ensaios, desde a selecção das configurações dos modelos, descrição da instalação experimental, instrumentação e caracterização dos materiais. Em seguida foram descritos todos os ensaios realizados, e analisados os seus resultados com ênfase no comportamento global, caracterizado pela curva momento vs rotação da junta; e no comportamento local, caracterizado pelas extensões em pontos significativos dos modelos. Os resultados foram ainda comentados em termos comparativos entre as várias tipologias em análise, e entre os dois tipos de aço preconizados no estudo.

As conclusões vindas da análise de resultados permitiram realçar dois parâmetros que se mostraram determinantes no comportamento de cada modelo, e nas diferenças entre os vários modelos. Esses parâmetros são a magnitude do esforço de corte no painel, e o efeito da instabilidade da zona comprimida do painel da alma do pilar.

Relativamente ao primeiro parâmetro, observa-se que este tem um papel muito determinante no comportamento das juntas, na medida em que o esforço de corte presente no painel reduz a capacidade resistente das componentes tracção e compressão, conduzindo a influência directa na cedência, carga máxima e início da instabilidade.

Relativamente à instabilidade tem-se que, de um modo geral, os diferentes modelos apresentam deformações por instabilidade diferentes, por motivos que se prendem com os diferentes carregamento e diferentes condições de fronteira do painel e também com o tipo de aço. Na maioria dos modelos a instabilidade verifica-se por divergência, pois apresentam deformações fora do plano do painel desde o início do carregamento, devido às imperfeições materiais e geométricas do painel. A instabilidade é responsável pelas diferenças verificadas na parte final das curvas de comportamento relativas aos vários modelos. Em termos de comportamento global esse efeito verifica-se na rotação para a qual se verifica a

carga máxima, e na inclinação do trecho de rigidez negativa pós carga máxima. Em termos de comportamento local, esse efeito observa-se nas alterações ao campo de extensões provocado pelo chamado efeito de “onda”.

De uma maneira geral, os resultados experimentais, fornecem informação que conduz a uma primeira abordagem no sentido de caracterizar e compreender o comportamento global e local das juntas em estudo. Nesta fase porém, essa caracterização é ainda incipiente. No entanto, os resultados experimentais servirão também para calibração do modelo numérico de elementos finitos, apresentado no capítulo seguinte, e que constituirá a segunda iteração no sentido de melhor caracterizar e compreender o comportamento global e local das juntas em estudo. Nos capítulos seguintes serão estabelecidos modelos de resistência das juntas baseados na caracterização do estado de deformação do painel da alma do pilar, e serão analisadas em maior detalhe e com maior fundamentação teórica, as diferenças entre os comportamentos dos vários modelos e entre os dois tipos de aço.

## Bibliografia

1. ATAMAZ SIBAI, W. et JASPART, J. P.: Étude du comportement jusqu'à la ruine des nœuds complètement soudés. Rapport Interne IREM 89/7 : École Polytechnique Fédérale de Lausanne Département de Génie Civil IREM et rapport interne MSM N 194 : Université de Liège Institut de Génie Civil MSN, Octobre, 1989.
2. BRITO, J.: Notas de aula de fotogrametria digital, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, 2000.
3. Certificado de conformidade do aço da classe S355J2G3 em perfil laminado IPE400. Corus, Inglaterra, 29 Outubro 2004.
4. Certificado de conformidade do aço da classe S355J2G3 em perfil laminado HEB200. Corus, Inglaterra, 22 Março 2005.
5. Certificado de conformidade do aço da classe S355JO em perfil laminado HEB240. Aceralia Perfiles, Madrid, Espanha, 22 Setembro 2004.
6. Certificado de conformidade do aço da classe S690L1 em chapas com espessura de 10mm. Ilseburger Grobblech, Dusseldorf, Alemanha, 20 Junho 2005.
7. Certificado de conformidade do aço da classe S690QL em chapas com espessura de 15mm. Acroni Jesenice, Gladbeck, Alemanha, 21 Janeiro 2005.
8. Certificado de conformidade do aço da classe S690QL1 em chapas com espessura de 18mm. Voest Alpine, 6 Novembro 2005.
9. Certificado de conformidade do fio de solda Megafil 710M. Electro Portugal, Portugal.
10. Certificado de conformidade do fio de solda OK Autrod 13.29, ESAB
11. COELHO, A. M. G.: Characterization of the ductility of bolted beam-to-column steel connections. PhD Thesis, University of Coimbra, July 2004, Tese de doutoramento (em inglês).
12. EUROPEAN COMMISSION. COST C1 – Semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections. Recent advances in the field of structural steel joints and their representation in the building frame analysis and design process. Ed.: J.-P. Jaspart University of Liege Brussels. Luxembourg 1999.
13. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). EN288-3/A1:1997, Brussels, 1997.
14. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). EN 499:1994E: Welding consumables – Covered electrodes for manual metal arc welding of non alloy and fine – Classification, December 1994, Brussels, 1994.
15. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). EN 1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.8: Design of joints. Brussels, 2005.
16. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). EN 10025:2004: Hot rolled products of structural steels, November 2004, Brussels, 2004.
17. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). prEN 10204:1995E: Metallic products, October 1995, Brussels, 1995.
18. Ficha técnica de processo de soldadura aço S355, Electro Portugal, Portugal

19. Ficha técnica de processo de soldadura aço S690, Martifer, Portugal
20. INSTITUTO PORTUGUÊS DA QUALIDADE (IPQ). NP EN 10002-1:2006: Materiais metálicos – Ensaio de tracção. Parte1: Método de ensaio à temperatura ambiente, Agosto 2006.
21. INTERNATIONAL UNION OF LABORATORIES AND EXPERTS IN CONSTRUCTION (RILEM) TC 83-CUS Fundamental Mechanical Properties of Metals. Draft Recommendation: Tension testing of metallic structural materials for determining stress-strain relations under monotonic and uniaxial tensile loading. Materials and Structures; Vol. 23, pp. 35-46, 1990.
22. JASPART, J. P.: Etude de la semi-rigidité des nœuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier. PhD Thèse, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 1991. Tese de doutoramento (em francês).
23. KRAWINKLER, H.: Shear in beam-to-column joints in seismic design of steel frames. Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, third quarter 1978, pp. 82-91.
24. LOUREIRO, A. J. R.; Rodrigues, D.; Menezes, L. and Neves, J.: Plastic collapse of mis-matched under tension. 8th Portuguese Conference on Fracture. Fevereiro 2002. Vila Real, Portugal.
25. LOUREIRO, A. J. R.: Estrutura e propriedades mecânicas das soldaduras – Curso de Mestrado/Especialização em Construção Metálica e Mista. FCTUC DEC/DEM, 2007
26. MALVERN, L. E.: Introduction to the mechanics of the continuous medium. Prentice-Hall, Series in Engineering of the physical sciences, New Jersey, 1969.
27. MOURA BRANCO, C. A. G.: Mecânica dos Materiais. Fundação Calouste Gulbenkian. Lisboa, 1985.
28. TML Catalog, Pam E-101<sup>o</sup>
29. UMEKUNI, A. and Masubuchi, K.: Usefulness of undermatched welds for high-strength steels. Research and Development, Vol. 76, pp. 256-263, July 1997.
30. VALENÇA, J. M. A.: Aplicações da fotogrametria à Engenharia de Estruturas. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Estruturas. Departamento de Engenharia Civil Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade de Coimbra. Abril 2006.
31. VALENÇA, J. M. A.: Monitorização por fotogrametria terrestre de ensaios de rotura em juntas metálicas viga-pilar (JM3D). Estudo solicitado por: Eng.<sup>a</sup> Sandra Jordão – DEC FCTUC, Setembro 2006.

## Índice

### Capítulo 3 Avaliação numérica do comportamento das juntas

3.1	Introdução .....	135
3.2	Modelo de elementos finitos .....	135
3.2.1	Geometria .....	135
3.2.2	Malha e elemento finito .....	135
3.2.2.1	Modelo com elementos finitos casca.....	135
3.2.2.2	Modelo com elementos finitos sólidos .....	136
3.2.2.3	Modelo com elementos finitos casca vs modelo de elementos finitos sólidos.....	137
3.2.2.4	Estudo de convergência da malha .....	138
3.2.3	Material .....	138
3.2.4	Condições de apoio, contraventamento e carregamento .....	139
3.2.5	Modelação da ligação viga-pilar por soldadura (banzos) .....	139
3.2.6	Modelação da zona de transição alma-banzo do pilar.....	140
3.2.7	Aspectos teóricos relativos ao cálculo numérico .....	141
3.3	Calibração através dos resultados experimentais .....	142
3.3.1	Introdução .....	142
3.3.2	Premissas iniciais .....	143
3.3.3	Dificuldades encontradas no processo de calibração .....	143
3.3.4	Parâmetros de calibração e estudo de sensibilidade .....	145
3.3.5	Calibração final .....	154
3.3.6	Parâmetros de calibração para todos os modelos .....	155
3.4	Comparação entre resultados experimentais e numéricos .....	160
3.4.1	Introdução .....	160
3.4.2	Modelos em aço da classe S690 .....	161
3.4.2.1	Modelos S690E1.1 e S690E1.2.....	161
3.4.2.2	Modelos S690E2A e S690E2B.....	164
3.4.2.3	Modelos S690E3A e S690E3B.....	168
3.4.2.4	Modelos S690E4A e S690E4B.....	172
3.4.3	Modelos em aço da classe S355 .....	175
3.4.3.1	Modelos S355E1.1 e S355E1.2.....	175
3.4.3.2	Modelo S355E2.....	179
3.4.3.3	Modelo S355E3.....	180
3.4.3.4	Modelo S355E4.....	182
3.5	Conclusões .....	184
	Bibliografia .....	187





## **Capítulo 3 Avaliação numérica do comportamento das juntas**

---

### **3.1 Introdução**

O objectivo do trabalho apresentado neste capítulo consiste na obtenção de modelos numéricos das juntas em estudo, calibrados com os resultados dos ensaios experimentais. Pretende-se que estes modelos sejam capazes de reproduzir de forma precisa, o comportamento das juntas seleccionadas, garantindo assim uma ferramenta robusta que permitirá um estudo mais abrangente da tipologia em nó interno com vigas de alturas diferentes, sem a onerosidade associada a um maior número de ensaios.

O trabalho realizado divide-se em duas fases. Inicialmente foram desenvolvidos modelos numéricos de elementos finitos de acordo com os nós ensaiados. A este propósito são apresentadas todas as informações relevantes relativamente à elaboração do modelo, quer na perspectiva do modelo em si, quer na perspectiva da reprodução das condições do ensaio. A segunda fase passa pela calibração desses modelos numéricos com os resultados dos ensaios experimentais. Neste âmbito, são apresentados os parâmetros relevantes na calibração e avaliada a sua influência, num processo que conduzirá a um cenário de parâmetros que melhor descreve o comportamento experimental.

### **3.2 Modelos de elementos finitos**

#### **3.2.1 Geometria**

No sentido de garantir que o modelo numérico reproduz de forma precisa a geometria dos modelos ensaiados, procedeu-se à medição de todos os seus elementos estruturais (detalhes no Capítulo 2 e no Anexo B – Pormenores da instalação experimental).

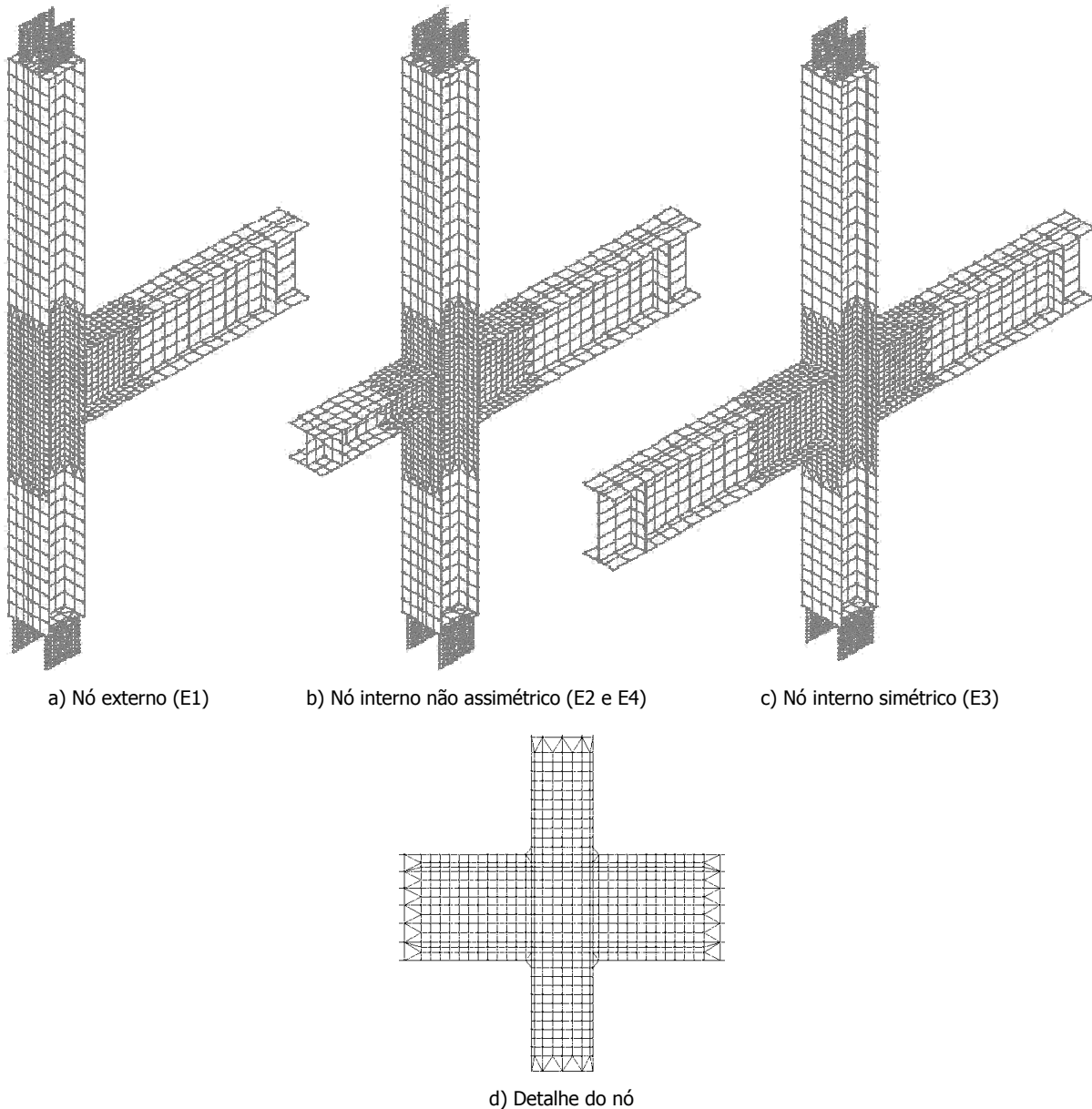
#### **3.2.2 Malha e elemento finito**

A definição da malha para discretização dos modelos foi estabelecida com base num estudo de convergência de malha, de forma a garantir o equilíbrio óptimo entre a precisão necessária, nas zonas alvo do modelo, e o volume de cálculo. A escolha do elemento finito foi estabelecida em função do estado de deformação nas zonas principais, mantendo o volume de cálculo o mais reduzido possível.

#### **3.4.3.1 Modelo com elementos finitos casca**

Dadas as características geométricas da estrutura, e a direcção do carregamento, admite-se que na maior parte da estrutura o estado de tensão é plano, pelo que será suficiente a utilização de elementos

finitos bidimensionais. Utiliza-se um elemento finito tipo casca espessa, linear, com cinco graus de liberdade por nó ( $U$ ,  $V$ ,  $W$ ,  $\theta_\alpha$  e  $\theta_\beta$ ) [1]. A sua formulação tem em conta corte, flexão e esforços de membrana, incluindo um campo de corte transversal pré definido que assegura que o elemento não bloqueia quando é pouco espesso. No programa de cálculo utilizado (LUSAS<sup>®</sup>) tem a designação de QTS4 (quadrangular) ou TTS3 (triangular) [1]. Nas Figura 1 apresentam-se os modelos referidos para as configurações em estudo.

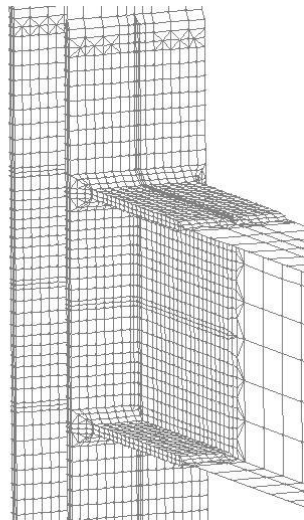


**Figura 1** • Modelo com elemento finito tipo casca

### 3.4.3.2 Modelo com elementos finitos sólidos

Dadas algumas dificuldades encontradas na calibração do comportamento local do painel da alma do pilar, na situação pós-instabilidade, com o modelo de elementos planos tipo casca, considerou-se que

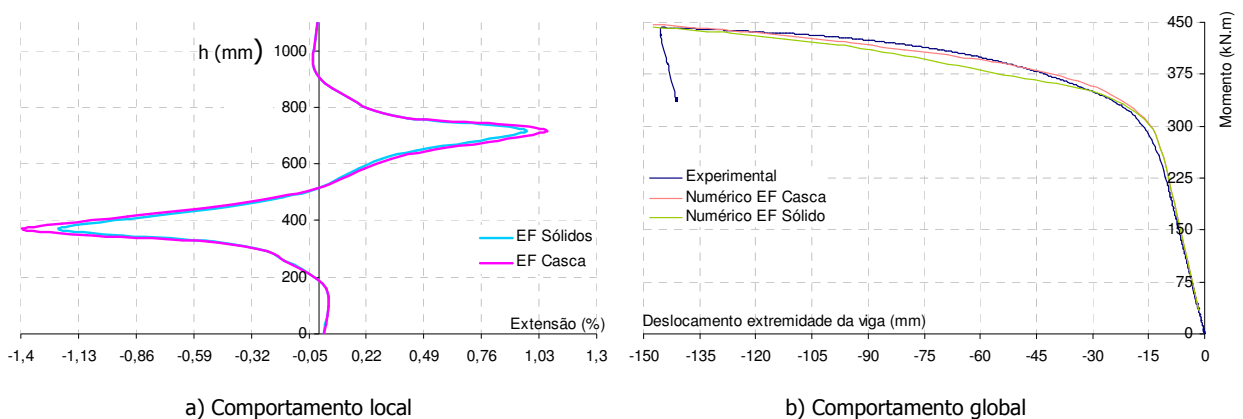
este tipo de elementos poderia não conseguir modelar o cenário complexo no âmbito de grandes deformações, que implica plasticidade elevada associada com instabilidade. Como tal, foi desenvolvido um modelo misto, no qual a zona do nó é modelada com elementos sólidos, e o resto da estrutura é modelada com os elementos planos tipo casca espessa referidos no ponto anterior (Figura 2). Os elementos sólidos são lineares com três graus de liberdade por nó (U, V e W). A sua formulação é do tipo isoparamétrica e inclui um campo de extensões incompatível, o que lhe assegura um comportamento superior em relação a outros elementos 3D [1]. No programa de cálculo utilizado (LUSAS<sup>®</sup>) tem a designação de HX8M (paralelepípedo), TH4 (tetraédrico), ou de PN6 (pentaédrico) [1].



**Figura 2** • Modelo 1.2 (modelo misto com elementos sólidos e tipo casca)

**3.4.3.3 Modelo com elementos finitos casca vs modelo com elementos finitos sólidos**

O modelo com elementos finitos sólidos, conduz a um volume de cálculo consideravelmente superior ao modelo com elementos finitos tipo casca. Como tal, a sua utilização só será vantajosa se apresentar resultados significativamente melhores. A fim de esclarecer essa questão, comparam-se os resultados dos dois modelos, em termos de comportamento global e local. Os resultados apresentam-se na Figura 3, e mostram que o rigor conseguido é o mesmo, pelo que se opta pelos elementos de casca.



**Figura 3** • Modelo com elementos finitos tipo casca vs modelo com elementos finitos sólidos

### 3.4.3.4 Estudo de convergência da malha

Para o estudo de convergência da malha foram testadas duas configurações, com diferentes níveis de discretização na zona do painel da alma do pilar e sua envolvente, e comparados os seus resultados em termos de comportamento global da estrutura (Figura 4). Como se pode ver pelo gráfico, a diferença é mínima pelo que se opta pela malha 2, por conduzir a um esforço de cálculo menor.

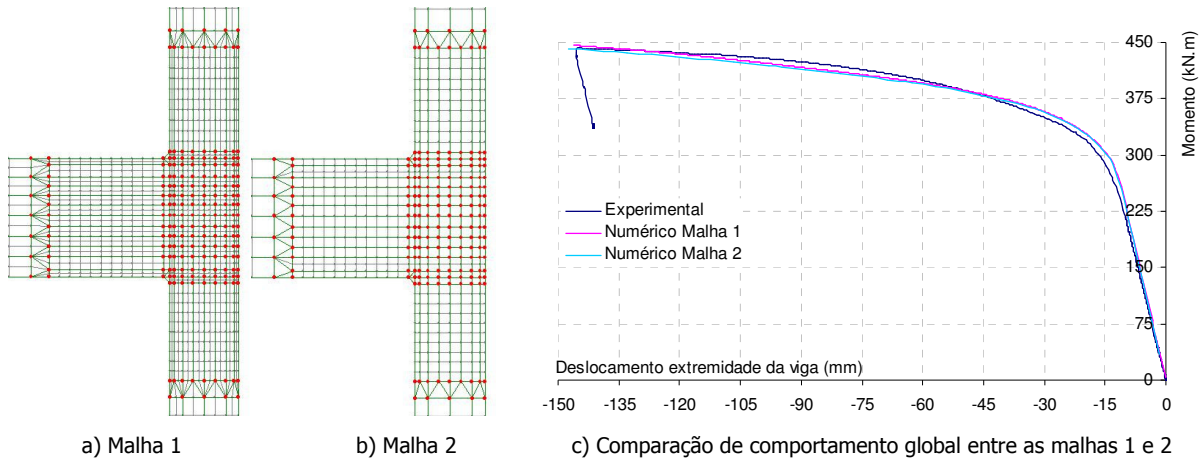


Figura 4 • Aspectos relativos ao estudo de convergência de malha

### 3.2.3 Material

As propriedades do material foram avaliadas tal como descrito no Capítulo 2 e no Anexo C – Caracterização das propriedades dos aços. Para o modelo numérico tomaram-se leis simplificadas, de forma a simplificar o cálculo numérico. Na Figura 5 ilustram-se as curvas utilizadas.

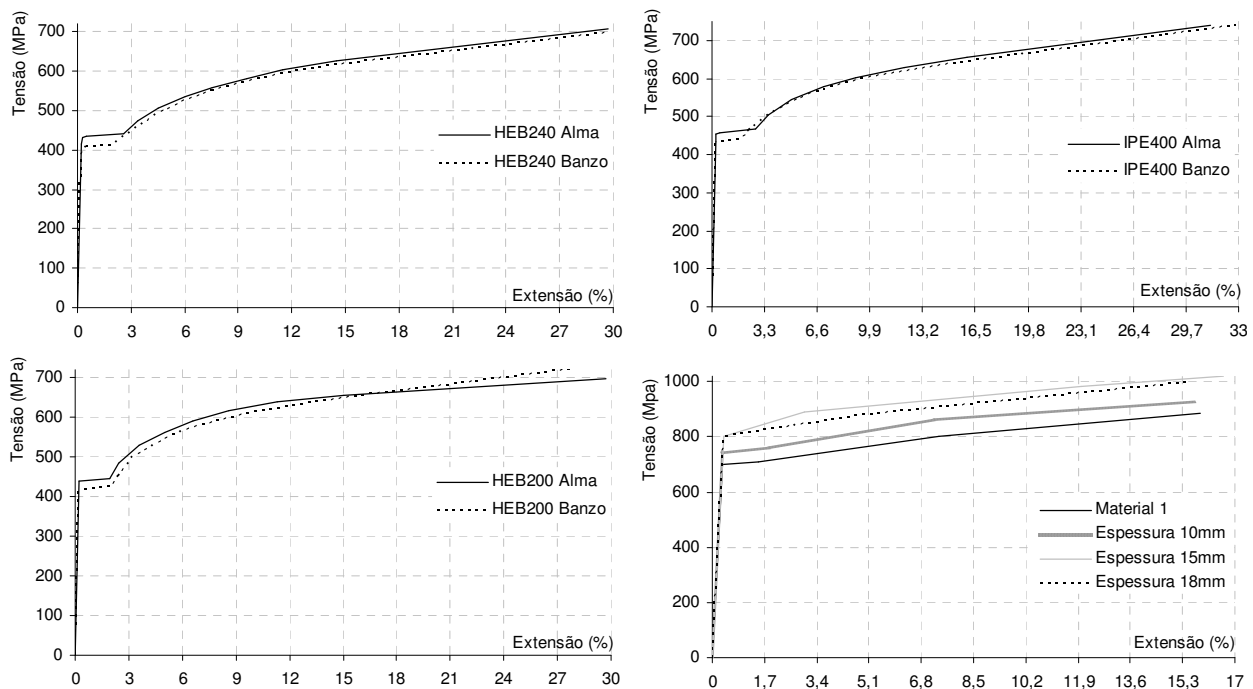


Figura 5 • Leis de material utilizadas no modelo numérico

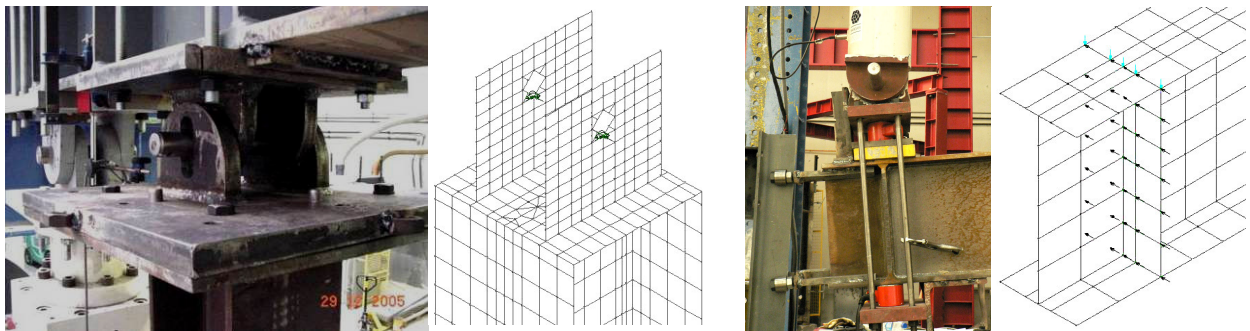
O material 1 corresponde a todas as peças de apoio ou reforço, o material de espessura 10mm corresponde às alma do pilar e vigas, o material de espessura 15mm corresponde aos banzos das vigas e o material de espessura 18mm corresponde aos banzos do pilar.

### 3.2.4 Condições de apoio, contraventamento e carregamento

A qualidade do modelo numérico para reproduzir o comportamento do modelo ensaiado, passa também pela correcta modelação de todos os elementos de ligação ao exterior e carregamento. Neste caso foi reproduzido o contraventamento lateral da extremidade das vigas (Figura 6 b)) e os apoios superior e inferior tipo rótula, garantindo não só os graus de liberdade adequados, mas principalmente, que a distância ao ponto de rotação da rótula fosse o mais próxima possível da que se verificou no ensaio (Figura 6 a)).

Para cada modelo, o carregamento foi consubstancializado por um deslocamento prescrito que reproduz o deslocamento de cada actuador no ensaio experimental (Figura 6 b)).

Na Figura 6 ilustra-se o paralelo entre a situação do ensaio e a modelação por elementos finitos.



a) Rótula superior do pilar

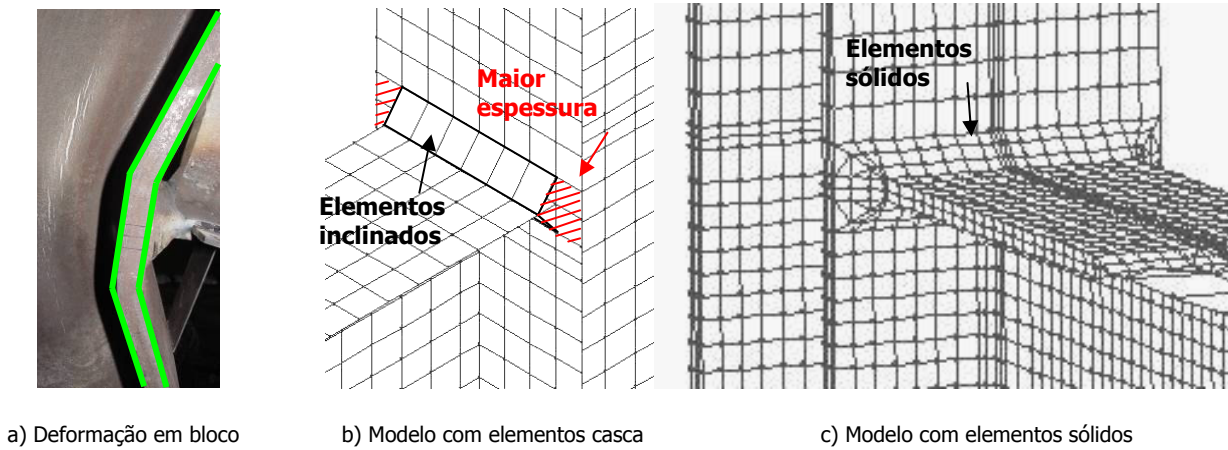
b) Contraventamento e carregamento das vigas

**Figura 6** . Modelação de pormenores estruturais do ensaio

### 3.2.5 Modelação da ligação viga-pilar por soldadura (banzos)

A modelação da ligação viga-pilar por soldadura reveste-se de grande importância na medida em que esta condiciona o braço do momento da junta; a distribuição das forças das vigas no painel, com consequências ao nível dos comprimentos efectivos das componentes tracção e compressão da alma do pilar; a rigidez da junta e o estado de tensão nas vizinhanças da soldadura e no painel da alma do pilar. Para uma modelação rigorosa pretende-se reproduzir o facto de que os banzos da viga e do pilar na zona da soldadura funcionam como um bloco que se deforma em conjunto (Figura 7).

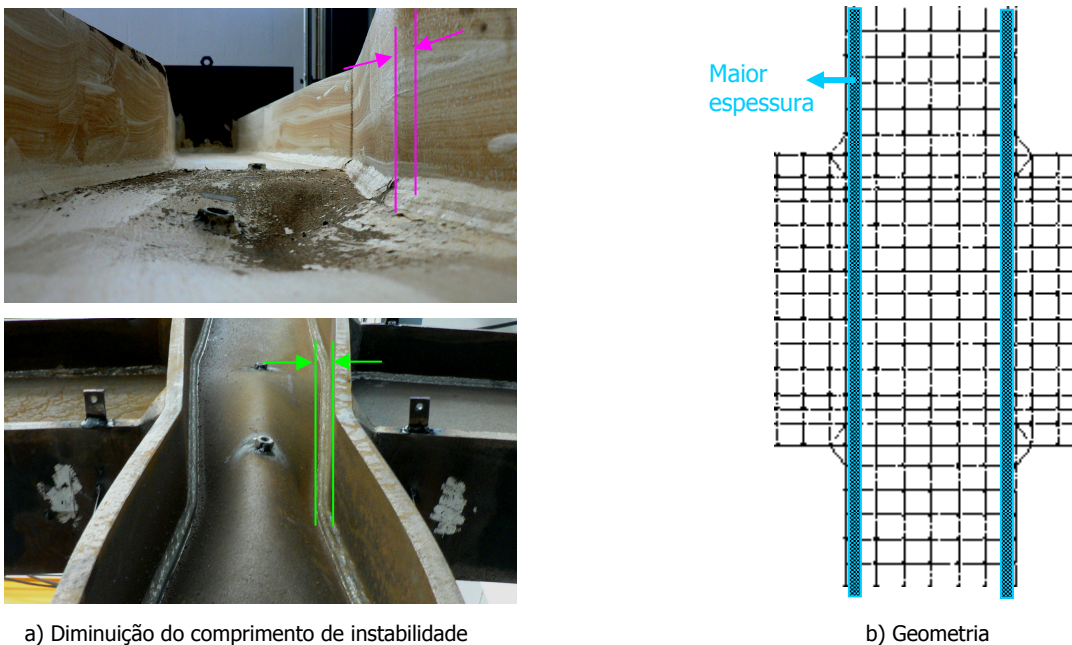
Para conseguir o efeito referido, no caso dos modelos com elementos de casca, optou-se por modelar a soldadura através de elementos inclinados, e por reforçar a espessura do banzo do pilar nessa zona, para garantir um prisma triangular rígido, com um comportamento semelhante ao verificado no ensaio. No caso dos modelos de elementos sólidos, a soldadura foi modelada, como um prisma triangular sólido.



**Figura 7** . Aspectos relativos à modelação da soldadura viga-pilar

### 3.2.6 Modelação da zona de transição alma-banzo do pilar

No caso das secções laminadas, a zona de transição entre a alma e o banzo é realizada através de uma concordância circular. Nos modelos de aço S690 a zona de transição entre a alma e o banzo é consubstancializada pela soldadura de reconstituição do pilar. Quer num caso quer noutro a modelação destes elementos é fundamental para a correcta reprodução do comportamento das estruturas ensaiadas, uma vez que a sua presença faz diminuir o comprimento de encurvadura do painel da alma do pilar (Figura 8), e aumentar a rigidez da junta entre a alma e o banzo que provoca alterações do campo de tensões no painel, e faz com que o banzo do pilar “participe” na resistência da alma.



**Figura 8** . Aspectos relativos à modelação da transição entre a alma e o banzo do pilar

Para conseguir o efeito referido, no caso dos modelos com elementos de casca, optou-se por modelar a soldadura através de um aumento da espessura dos elementos laterais do painel. No caso dos modelos de elementos sólidos, a soldadura foi modelada, como um prisma triangular sólido.

### 3.2.7 Aspectos teóricos relativos ao cálculo numérico

Por se tratar de um problema elásto-plástico associado a um estado de tensão multi-direccional é necessário definir um critério de cedência que indique as condições em que se verifica deformação plástica. Neste caso utiliza-se o critério de von Mises. A escolha prende-se com os bons resultados fornecidos por este critério, uma vez que se baseia na energia associada à deformação distorcional, sendo muito adequado para materiais com pequena deformação volumétrica plástica em relação à componente distorcional pura, como é o caso dos materiais dúcteis [3,2002].

É também necessário quantificar o estado de tensão que fica instalado no material após a deformação plástica, sendo para tal utilizado um potencial plástico cuja normal define a direcção da evolução da deformação plástica. Neste caso, a plasticidade é associada, pelo que o vector que define a evolução da deformação plástica é normal à superfície de cedência [3,2002].

No caso de o material exibir endurecimento ou amaciamento é ainda necessário considerar uma lei que defina a evolução da superfície de cedência com a evolução da deformação plástica. Neste caso o modelo prevê endurecimento isotrópico não linear.

O método numérico utilizado para a resolução do sistema de equações não lineares é o método de Newton-Raphson. A escolha prendeu-se com a sua boa capacidade de convergência, muito embora seja mais oneroso em termos de cálculo, por exigir em cada iteração a resolução do sistema de equações correspondente à malha de elementos finitos usada, dada a marcada não linearidade do problema.

O algoritmo de integração utilizado é do tipo implícito (*implicit backward Euler*), que garante a estabilidade numérica do esquema de iteração associado ao método de Newton-Raphson [2].

A selecção dos valores a usar para os parâmetros de convergência reveste-se de alguma complexidade, na medida em que é necessário ter em conta dois aspectos opostos. Por um lado, e devido ao facto de se tratar de um problema geométrico não linear, onde se verifica instabilidade, é necessário impor critérios apertados para que haja convergência junto dos pontos de bifurcação. Por outro lado, e na medida em que se verifica um nível elevado de plasticidade, os critérios não podem ser muito apertados, pois neste caso é muito difícil anular os resíduos locais [4,2007] [5,2004]. O estabelecimento dos valores mais adequados, foi conseguido através de um estudo paramétrico, relativamente aos parâmetros de convergência, com monitorização do rigor da solução obtida, tendo-se concluído que o valor de 3 é o mais adequado. Os parâmetros considerados são descritos abaixo.

- **Displacement Norm** Soma dos quadrados dos deslocamentos iterativos como percentagem da soma dos quadrados dos deslocamentos totais. Valores largos {5.0-1.0} e valores apertados {0.1- 0.001} [2].
- **Incremental Displacement Norm** Mesmo que o anterior, mas avaliado em cada incremento. Valores largos {5.0-1.0} e valores apertados {0.1- 0.001} [2].



### 3.3 Calibração através dos resultados experimentais

#### 3.3.1 Introdução

A calibração consiste num processo de actuação sobre os parâmetros determinantes do problema, para que o modelo calibrado passe a reproduzir correctamente o comportamento do modelo ensaiado.

Deve ter-se em conta que, na maioria dos casos, os parâmetros de calibração são interdependentes, e como tal, não é possível extrair de forma absoluta a influência de um desses parâmetros a partir de variações deste num único cenário. Para avaliar o efeito de um determinado parâmetro, devem considerar-se as suas variações em vários cenários, e estabelecer-se um intervalo provável onde esse parâmetro se deverá encontrar. Posto isto são considerados todos os parâmetros e seus respectivos intervalos, e é então realizada uma calibração final de ajuste, a partir de um panorama mais balizado e definido. O processo encontra-se esquematizado no fluxograma da Figura 9.

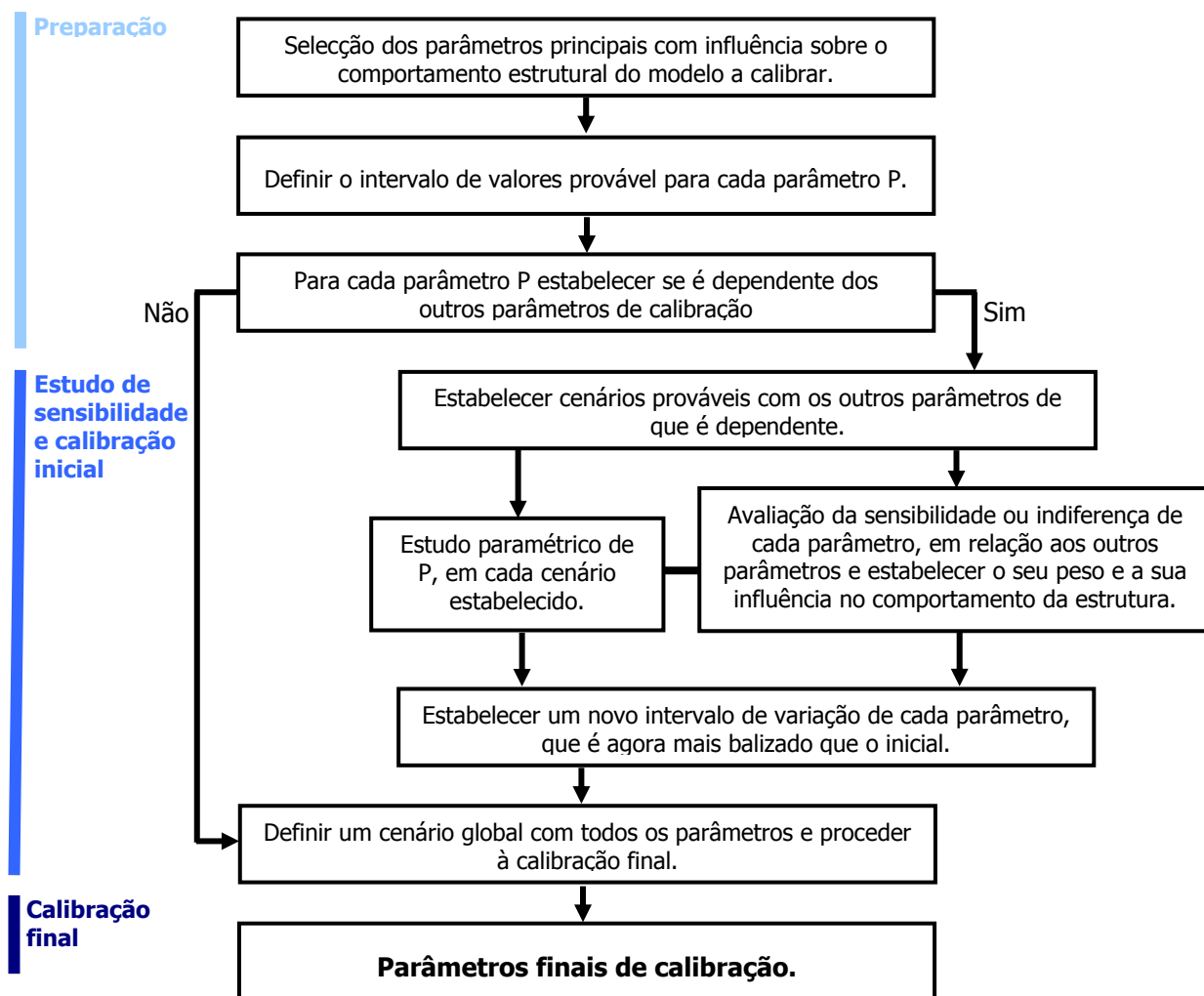


Figura 9 • Esquema estruturado do processo de calibração

Para cada estudo paramétrico realizado, são consideradas duas fases, que correspondem a dois níveis de precisão do processo. Na fase inicial, estabelece-se uma calibração em termos de comportamento global,

com os deslocamentos de vários pontos da estrutura ensaiada. Numa segunda fase, utilizam-se os valores dos extensómetros eléctricos, e procede-se a uma calibração mais fina e precisa.

### 3.3.2 Premissas iniciais

Na fase inicial do processo de calibração, e dado o elevado número de factores que influenciam o comportamento das juntas em estudo, optou-se por escolher o cenário mais simples possível, para ser assim mais fácil iniciar o processo de ajuste. A escolha desse cenário mais simples passou por:

- Escolher a junta em nó interno com vigas de alturas iguais, já que nesta situação há a vantagem da simetria e de não haver corte.
- Optar por um modelo em aço da classe S690, por haver dois ensaios de cada tipologia, e haver assim maior confiança estatística nos resultados.

Para facilitar e clarificar futuras referências relativamente ao ajuste entre a curva experimental e as curvas numéricas, ilustram-se na Figura 10, os troços notáveis da curva experimental em termos de comportamento global, e respectiva nomenclatura a usar.

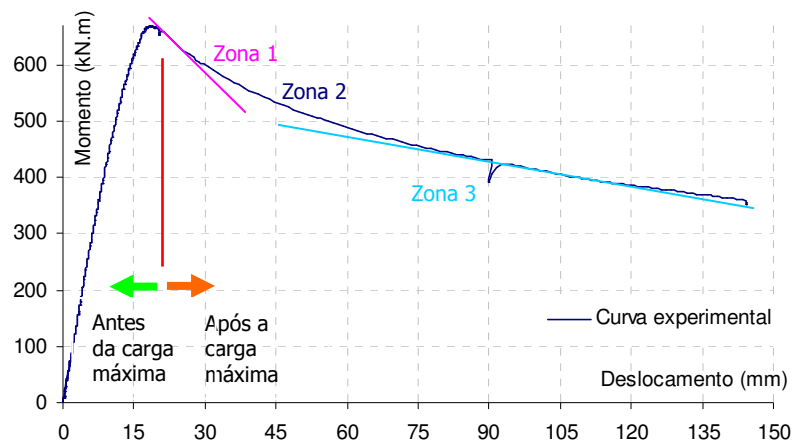


Figura 10 • Troços notáveis da curva experimental

### 3.3.3 Dificuldades encontradas no processo de calibração

Após a conclusão do processo de calibração verificou-se que não foi possível conseguir um ajuste absoluto do modelo numérico aos resultados experimentais por circunstâncias que se prendem com imprecisões e imponderabilidades dos ensaios experimentais, ou com alguma incapacidade do modelo numérico em reproduzir o comportamento experimental. As referidas circunstâncias são descritas e justificadas em seguida de modo a facilitar a compreensão do trabalho exposto no presente capítulo, e também para evitar repetição de justificações. De entre elas, destacam-se:

- Incertezas associadas aos processos de medição inerentes à avaliação experimental, que se devem por exemplo ao erro das medições dos transdutores de deslocamentos ou dos extensómetros eléctricos no

caso de as leituras terem valores muito reduzidos e encontrarem-se por isso dentro do âmbito de erro do equipamento. Verifica-se também que a partir de um determinado ponto alguns extensómetros deixam de funcionar, conduzindo a descontinuidades nos diagramas de extensões experimentais. Um outro aspecto que se revela muito condicionante dos resultados experimentais, é o chamado efeito de baloiço, referido no capítulo anterior.

- Dificuldades dos modelo numérico em reproduzir o comportamento experimental, que se verificam com particular expressão no âmbito de carregamento após ter sido atingida a carga máxima de instabilidade. Nesta situação, já referida atrás, verifica-se deformação do painel fora do seu plano devido à instabilidade da zona comprimida, que conduz a uma onda com 3 linhas de inflexão, sendo que as referidas linhas coincidem aproximadamente com as três linhas de extensómetros da alma do pilar (Figura 11). Em princípio, tal não deveria constituir um problema, na medida em que o modelo numérico também sofre deformações por instabilidade. De facto, a instabilidade verificada no modelo numérico reproduz a do ensaio em termos do instante em que se verifica a deformação, e em termos de forma e amplitude da onda de instabilidade. No entanto, basta uma pequena diferença na geometria, localização ou amplitude da onda de instabilidade, e consequentemente nas suas linhas de inflexão, para que os resultados na posição dos extensómetros apresentem diferenças. Além disso, para níveis tão elevados de deformação, os extensómetros ultrapassam a sua capacidade de extensão à tracção, ou enrugam devido à dobra côncava do material a que se encontra colado, inviabilizando as leituras a partir de um determinado ponto, o que não sucede no modelo numérico.



**Figura 11** . Influência das grandes deformações nas leituras dos extensómetros

Ainda relativamente à instabilidade, verifica-se uma diferença entre o comportamento dos modelos numéricos e experimentais, que condiciona o ajuste entre os resultados de ambos em regime elástico. No modelo numérico, a deformação transversal do painel em fase elástica, é praticamente nula, aumentando subitamente quando se atinge a carga de instabilidade do painel à compressão, o que corresponde a instabilidade por bifurcação. No modelo experimental verifica-se deformação lateral do painel desde o início da aplicação da carga, o que corresponde a instabilidade por divergência. Esta última deve-se com certeza às imperfeições geométricas e materiais e às tensões residuais, que o modelo numérico não contempla.

### 3.3.4 Parâmetros de calibração e estudo de sensibilidade

Os parâmetros de calibração considerados foram aqueles que demonstraram ter capacidade de alterar o comportamento da estrutura, quer a nível global, quer a nível local. Em seguida serão analisados em detalhe, concomitantemente com o estudo de sensibilidade e âmbito, de modo a estabelecer a plataforma balizada necessária para a calibração final.

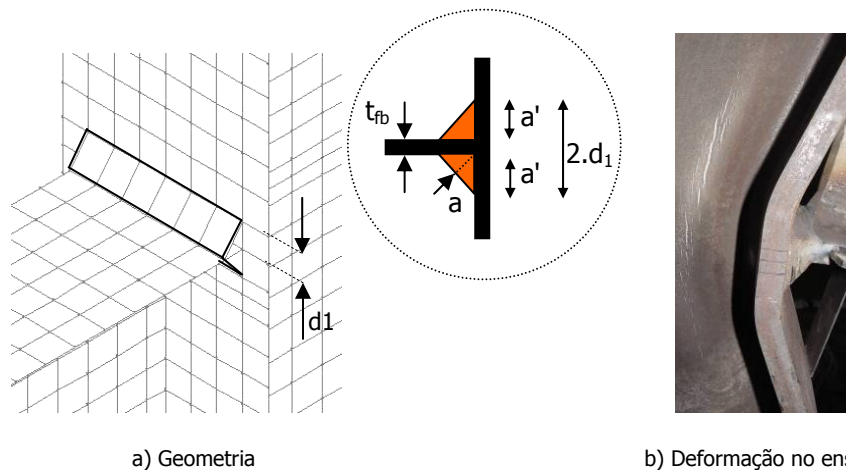
- Soldadura de ligação viga-pilar

As análises da estrutura com e sem a modelação da soldadura de ligação viga-pilar, apresentam resultados significativamente diferentes, de onde se depreende que esta tem um peso significativo no comportamento da estrutura. Os motivos já apontados atrás, a propósito da modelação deste elemento, passam por: aumento do braço do momento do braço do momento na secção da junta, alteração do estado de tensão nas suas proximidades, alteração do padrão de dispersão de carga no painel e alteração da rigidez da junta.

Tendo em conta que a modelação é realizada à custa de elementos inclinados que ligam o banzo da viga ao banzo do pilar, e do reforço da espessura do banzo do pilar na zona da soldadura, os dois parâmetros associados à soldadura de ligação viga-pilar são a projecção da espessura da soldadura no plano do banzo do pilar, e a espessura deste na zona da soldadura. Os parâmetros são analisados a seguir.

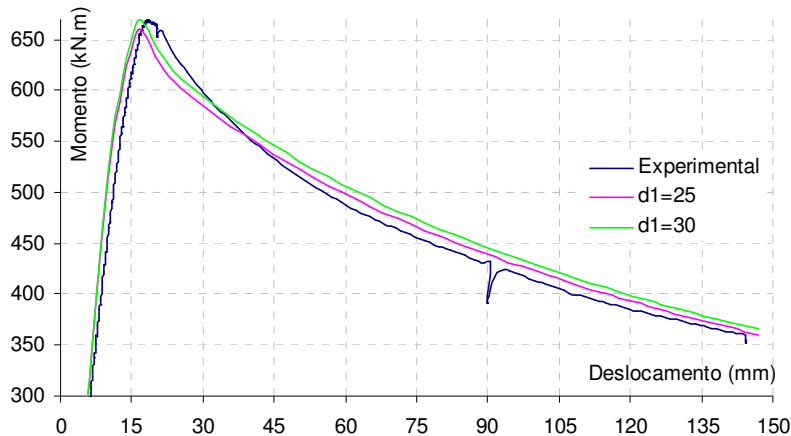
- Projecção da espessura da soldadura no plano do banzo do pilar

O valor tomado inicialmente para a projecção da espessura da soldadura de ligação viga-pilar no plano do pilar ( $d_1$ ), corresponde à projecção representada na figura seguinte, o que conduz a um valor de  $d_1$  de aproximadamente 30 mm (Figura 12 a)). Isto equivale a considerar que toda a projecção da espessura da soldadura na direcção vertical é activa em termos de transmissão de carga. De facto, seria mais razoável admitir que apenas uma parte desse comprimento é efectivamente activo, já que a espessura da secção do cordão diminui nas extremidades. No entanto, ao analisar a deformação nessa zona, particularmente para grandes deformações, é notório que o banzo deforma como um bloco rígido em todo o comprimento abrangido pela soldadura, tal como já havia sido referido (Figura 12 b)).



**Figura 12** • Aspectos relativos à projecção da espessura da soldadura (viga-pilar) no plano do banzo do pilar

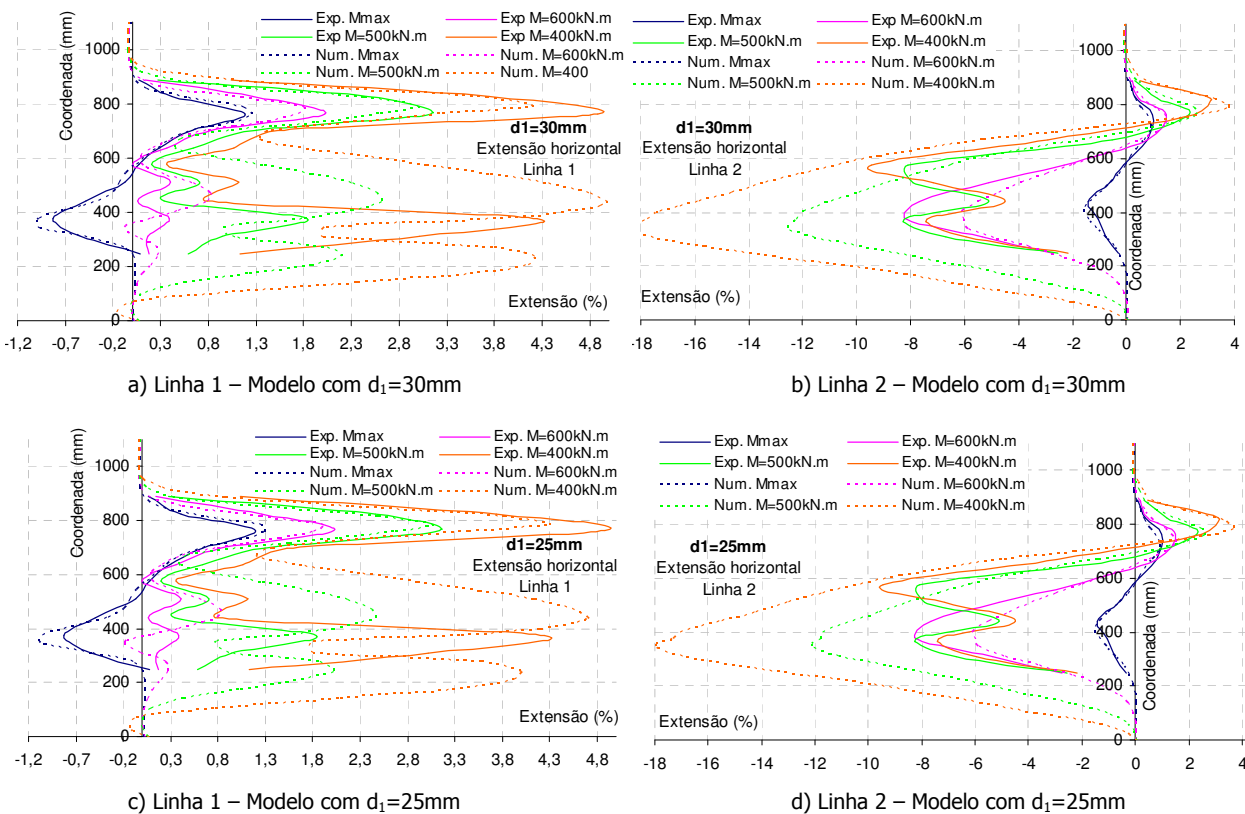
Para avaliar o efeito deste parâmetro foram analisados dois valores distintos: 25 e 30 mm. No gráfico da Figura 13 apresenta-se o comportamento global comparado para as duas possibilidades.



**Figura 13** . Comparação entre três valores do parâmetro de calibração  $d_1$

Os resultados não permitem concluir inequivocamente qual é a melhor solução, pois nenhuma das espessuras conduz a um ajuste bom em todos os tramos da curva.

Para ter ideia do efeito deste parâmetro em termos de comportamento local, avaliam-se as extensões horizontais no painel (linha 1 e linha 2) e comparam-se com as curvas homólogas experimentais (Figura 14). Os níveis de momento considerados dizem respeito à zona pós-carga máxima, por ser nessa situação que as diferenças entre resultados numéricos e experimentais são mais expressivas.

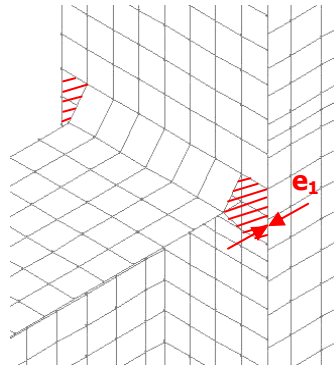


**Figura 14** . Comparação entre valores numéricos e experimentais, para dois valores do parâmetro de calibração  $d_1$

Pode observar-se que as diferenças entre os resultados com  $d_1$  igual a 25 mm ou 30 mm, são pequenas, o que garante alguma margem de actuação para este parâmetro aquando da calibração final.

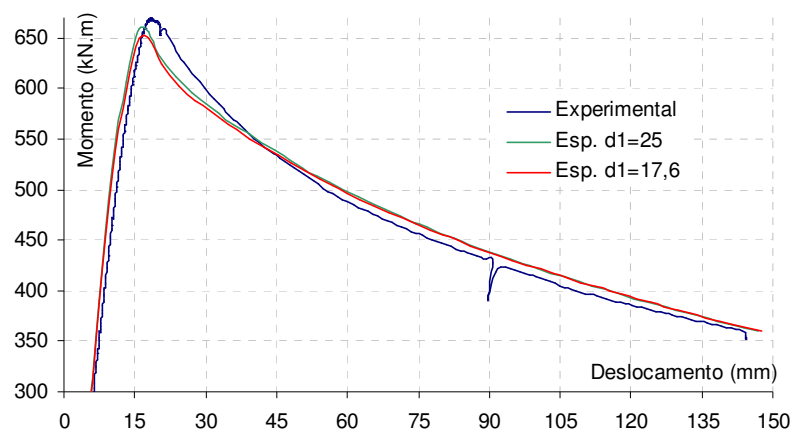
◦ Espessura do banzo do pilar ao longo do comprimento  $d_1$

A Figura 15 ilustra a zona do banzo do pilar, junto da soldadura, que sofre um aumento de espessura para garantir uma deformação em bloco da zona da soldadura.



**Figura 15** . Espessura fictícia do banzo do pilar ao longo do comprimento  $d_1$

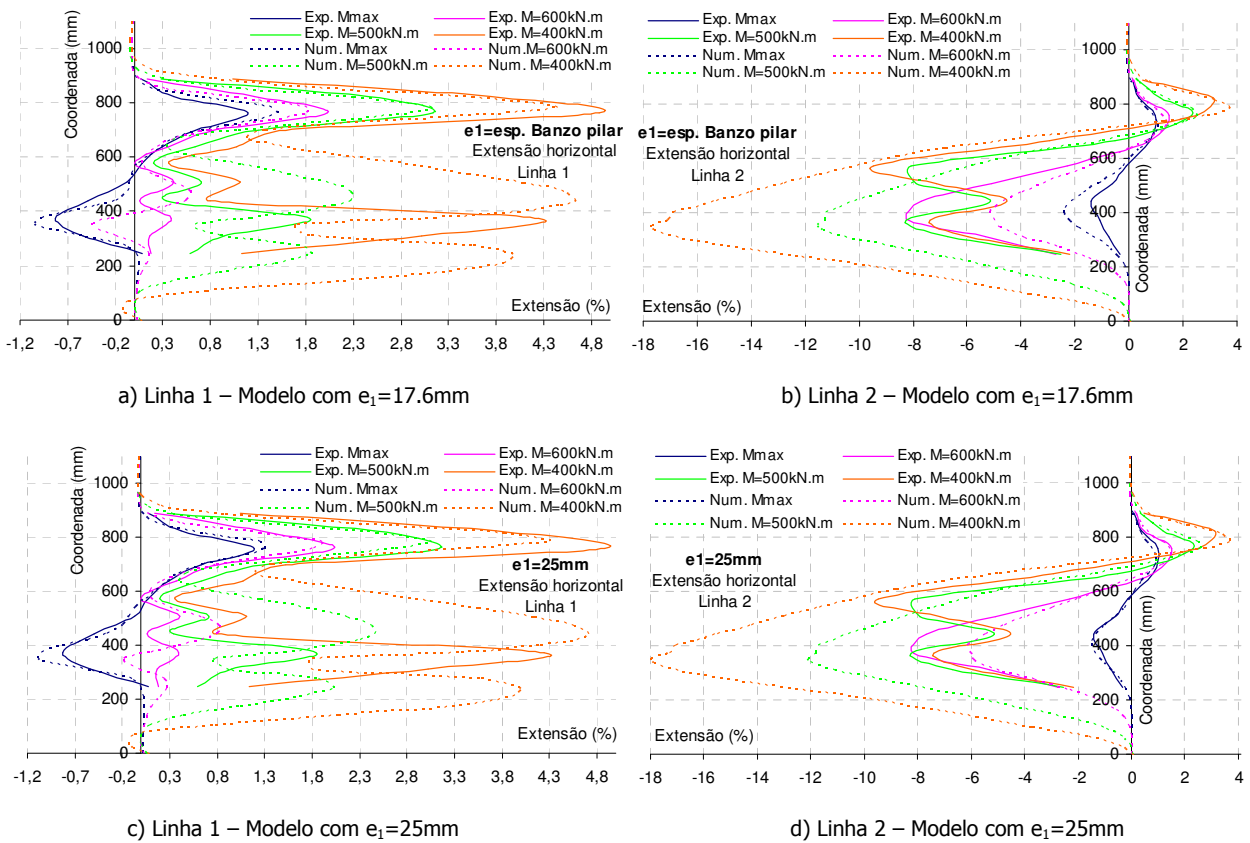
Para ilustrar o efeito deste parâmetro analisam-se dois modelos; um com a espessura do banzo do pilar, e outro com a espessura  $e_1$ . Na Figura 16 apresenta-se o comportamento global para os dois casos.



**Figura 16** . Comparação entre dois valores do parâmetro de calibração  $e_1$

Conclui-se que este parâmetro não tem, em termos de comportamento global, uma importância muito significativa. No entanto, o valor maior de  $e_1$  (25 mm) conduz a uma curva mais próxima do comportamento experimental.

Na Figura 17 apresenta-se a comparação entre os resultados do modelo numérico e os resultados homólogos relativos aos ensaios experimentais, em termos de comportamento local, para as linhas 1 e 2 do painel da alma do pilar, relativamente a dois valores do parâmetro de calibração  $e_1$  (Espessura do banzo do pilar ao longo do comprimento  $d_1$ ).



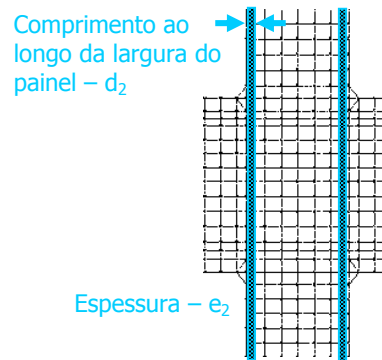
**Figura 17 .** Comparação entre valores numéricos e experimentais, em termos de extensões horizontais no painel, para dois valores do parâmetro de calibração  $e_1$

Apesar de as diferenças serem pouco significativas entre os comportamento locais dos modelos numéricos com  $e_1$  igual a 25 mm e com  $e_1$  igual à espessura dos banzo do pilar (17.6 mm), o modelo numérico com  $e_1$  igual a 25 mm apresenta um comportamento mais semelhante ao do modelo experimental, o que corrobora a relação retirada relativamente ao comportamento global.

● Zona de transição entre a alma e o banzo do pilar

A soldadura usada para reconstituir o pilar, no caso de modelo de aço S690, ou a zona de transição entre a alma e o banzo, no caso de modelos de aço S355, representa um parâmetro significativo no comportamento da estrutura. Conforme foi referido atrás, a propósito da modelação deste elemento, os seus efeitos passam pela diminuição do comprimento de encurvadura do painel da alma do pilar, alterações em termos do campo de tensões no painel e aumento de rigidez da junta entre a alma e o banzo que faz com que a resistência do banzo do pilar influencie o comportamento da alma.

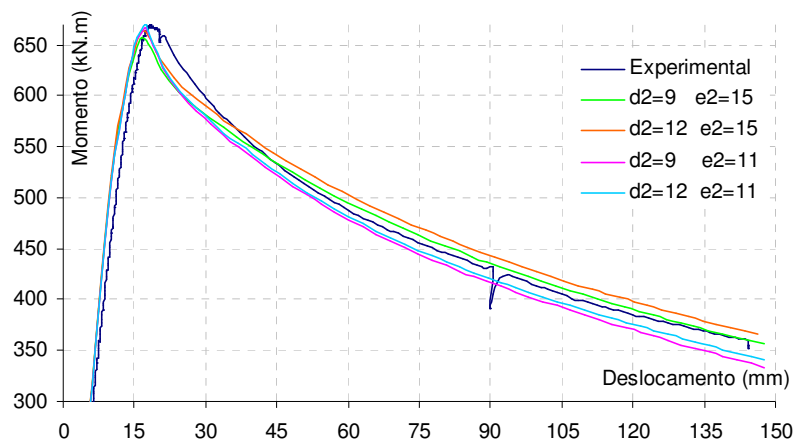
A transição entre a alma e o banzo do pilar foi modelada através do aumento de espessura dos elementos do painel adjacentes aos banzos. Assim, o efeito da referida transição, apresenta duas componentes que são o comprimento abrangido pela zona de transição ao longo da largura do painel ( $d_2$ ), e a espessura dos elementos nessa zona ( $e_2$ ), (Figura 18) que serão analisadas em seguida.



**Figura 18** . Aspectos relativos à transição entre a alma e o banzo do pilar

◦ Comprimento da zona de transição entre a alma e o banzo ao longo da largura do painel ( $d_2$ )

Os parâmetros  $d_2$  e  $e_2$  estão directamente relacionados entre si, não sendo possível avaliar o efeito de um independentemente do outro. Deste modo, a avaliação do efeito do comprimento da zona de transição entre a alma e o banzo foi realizada para dois valores de espessura, tal como apresentado no gráfico da Figura 19.

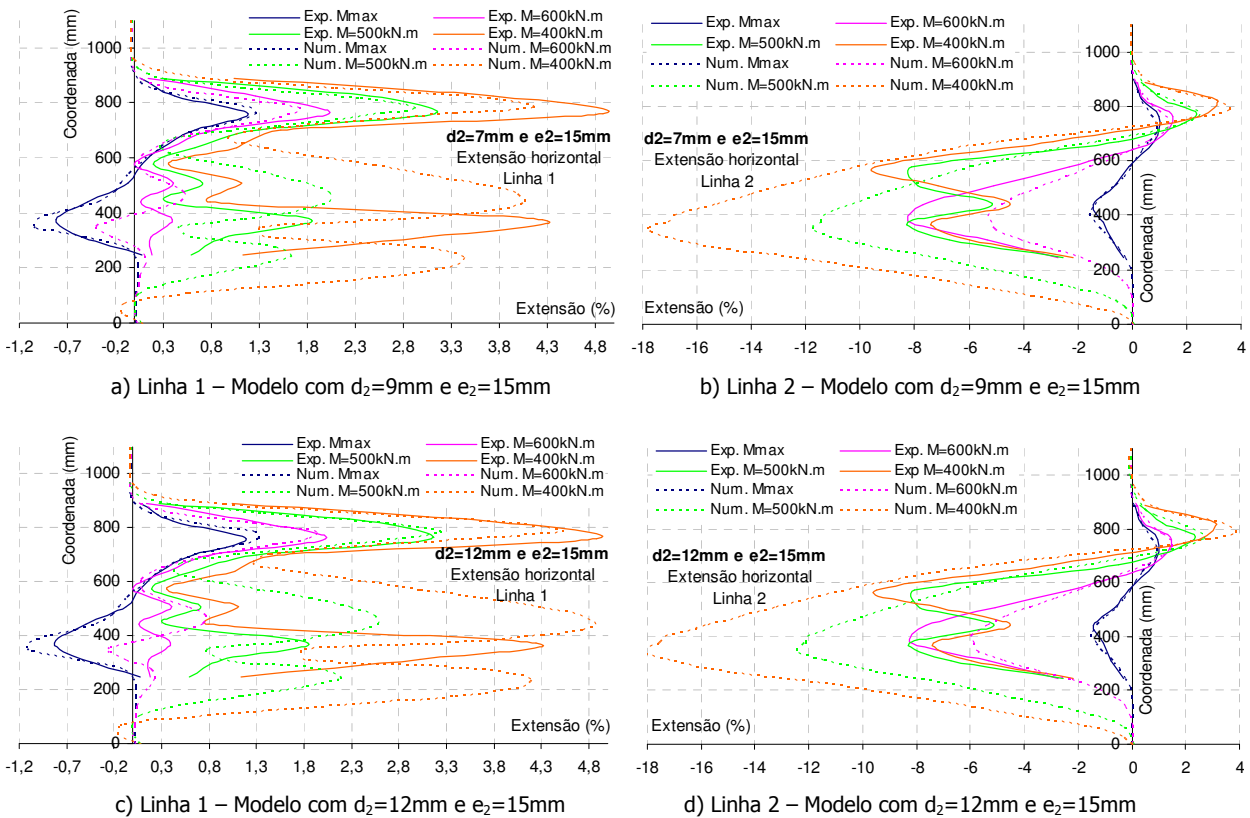


**Figura 19** . Comparação entre valores do parâmetro de calibração  $d_2$ , para duas gamas de espessura ( $e_2$ )

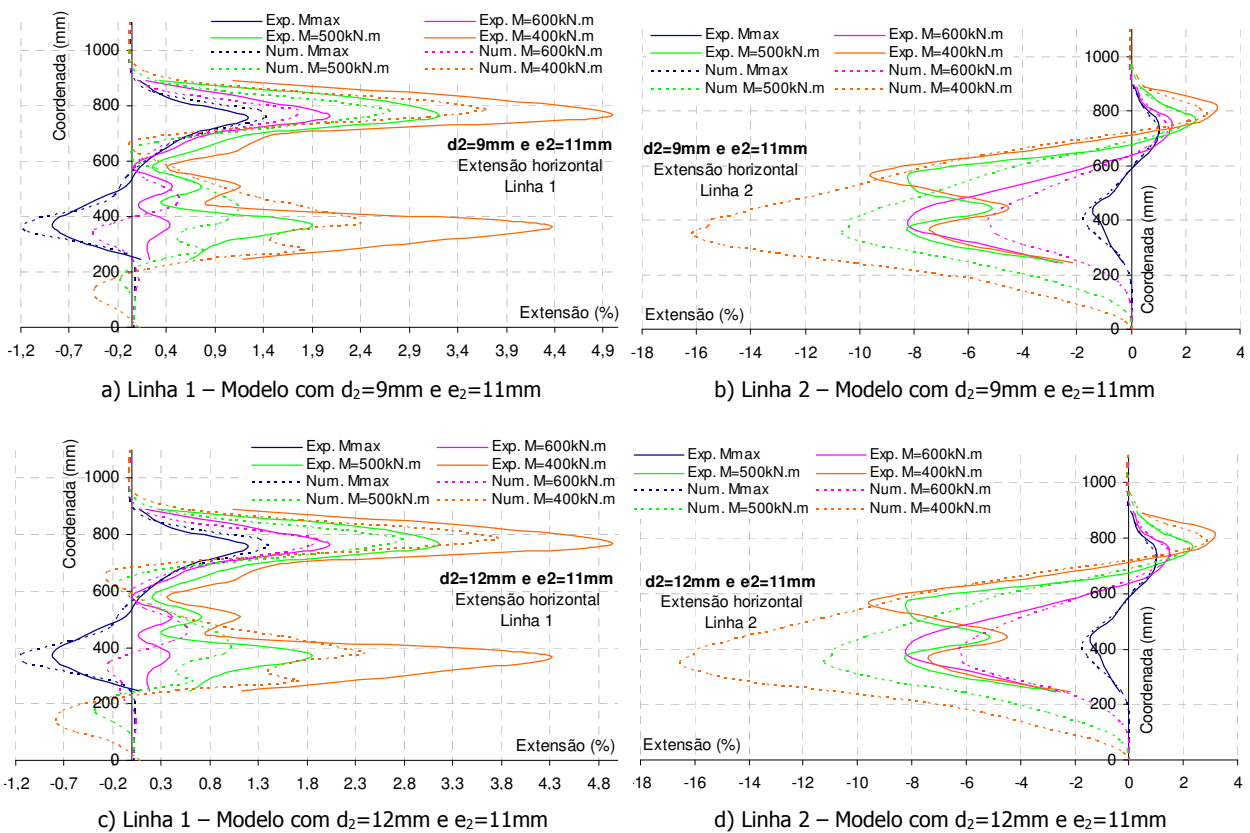
Em termos da zona pré carga máxima verifica-se comportamento semelhante de todas as curvas numéricas. No que diz respeito à carga máxima, os valores numéricos são também semelhantes, à excepção da curva  $d_2 = 9$   $e_2 = 15$  que apresenta uma carga mais baixa, com certeza porque a esta situação corresponde um maior comprimento de instabilidade para o painel. Na zona 3, as curvas numéricas, ainda que aproximadamente paralelas entre si e à curva experimental, apresentam diferenças mais significativas.

Na Figura 20 e na Figura 21 apresenta-se a comparação entre os resultados do modelo numérico e os resultados homólogos relativos aos ensaios experimentais, em termos de comportamento local, para as linhas 1 e 2 do painel da alma do pilar, relativamente a dois valores do parâmetro de calibração  $d_2$  (Comprimento da zona de transição entre a alma e o banzo ao longo da largura do painel).





**Figura 20 .** Comparação entre valores numéricos e experimentais, para dois valores do parâmetro de calibração  $d_2$

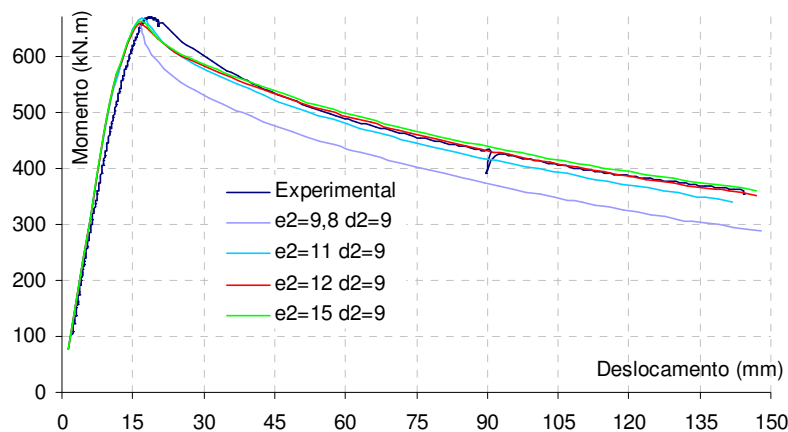


**Figura 21 .** Comparação entre valores numéricos e experimentais, para dois valores do parâmetro de calibração  $d_2$

Dos dois conjuntos de gráficos apresentados acima pode verificar-se que a espessura do elemento que modela a soldadura do pilar tem uma importância mais significativa do que o comprimento da mesma. Além disso não é possível determinar qual dos dois valores de  $d_2$  conduz a melhor ajuste, já que o valor de nenhum deles é claramente melhor em toda a altura do painel. No entanto o valor de 9 mm parece ser o mais adequado.

◦ Espessura dos elementos do painel na zona de transição entre a alma e o banzo do pilar ( $e_2$ )

No gráfico da Figura 22 ilustra-se a avaliação do valor parâmetro de calibração relativo à espessura dos elementos de transição entre a alma e o banzo ( $e_2$ ) no comportamento global da estrutura.

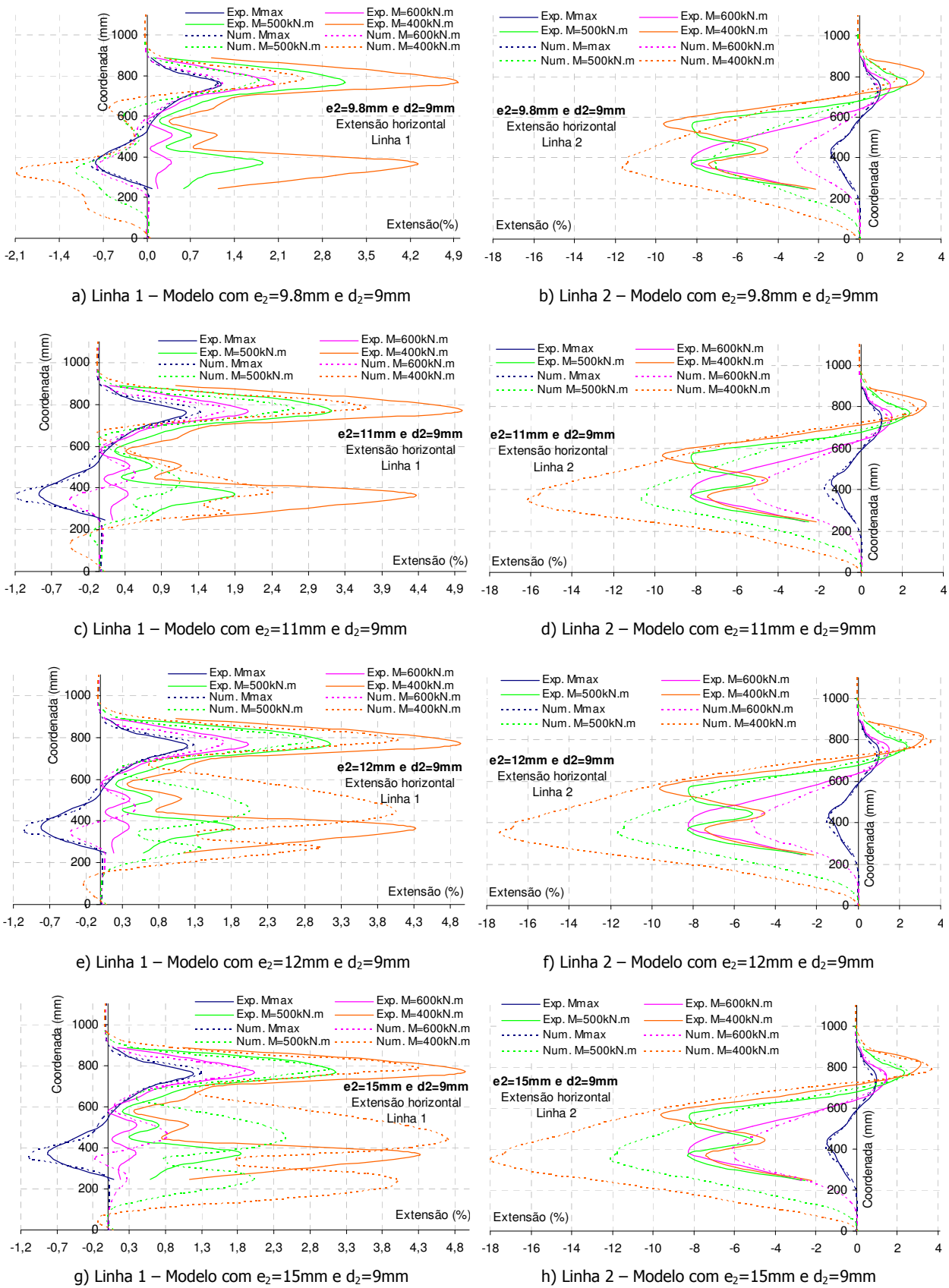


**Figura 22** • Comparação entre valores do parâmetro de calibração  $e_2$

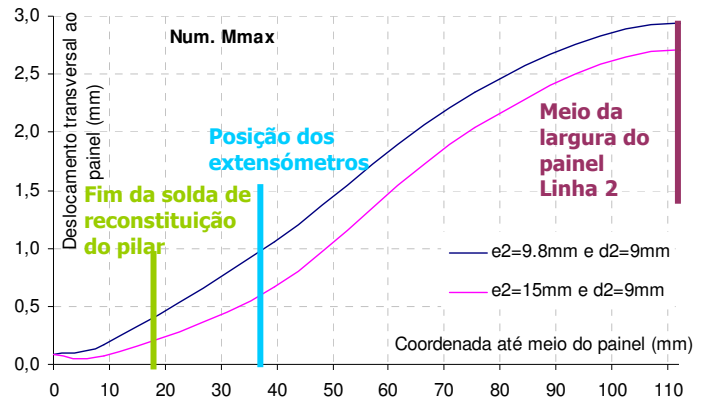
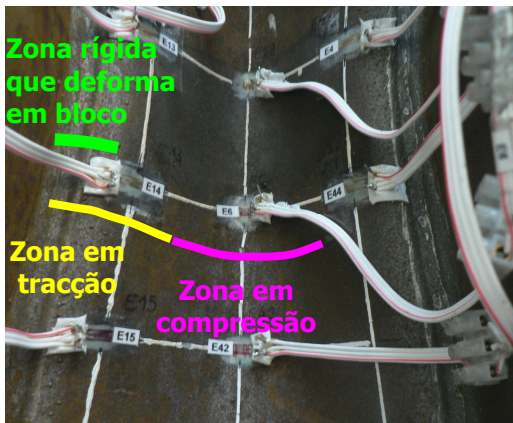
O valor mais baixo (9.8 mm) corresponde à espessura do banzo do pilar, sendo que essa situação corresponde ao caso de não existir zona de transição. Como se pode observar o desajuste da solução numérica em relação à experimental, neste caso, é considerável, o que se prende com o facto de a deformação pós instabilidade ser mais pronunciada, e de a contribuição dos banzos ser reduzida. Para valores mais elevados da espessura  $e_2$  este efeito é sucessivamente mais atenuado. A melhor solução parece ser a que corresponde a  $e_2$  igual 12.

Na Figura 23 apresenta-se a comparação entre os resultados do modelo numérico e os resultados homólogos relativos aos ensaios experimentais, em termos de comportamento local, para as linhas 1 e 2 do painel da alma do pilar, relativamente a dois valores do parâmetro de calibração  $e_2$ .

Pela observação dos gráficos da Figura 23 pode concluir-se que este parâmetro tem uma importância significativa no comportamento dos modelos numéricos, em particular em regime pós carga máxima. O facto de existir ou não modelação da zona de transição conduz a duas rigidezes diferentes na junta alma-banzo do pilar, com influência sobre os pontos de inflexão da onda de instabilidade, e consequentemente sobre as extensões nas três linhas do painel. Para ilustrar esta situação apresentam-se os resultados de dois modelos numéricos, em termos de deslocamento transversal ao painel, desde o banzo do pilar até meio da largura do painel (Figura 24 b)). Os dois modelos são casos limites dos valores estudados para o parâmetro espessura da soldadura de reconstituição do pilar ( $e_2 = 9.8$  mm com  $d_2 = 9$  mm e  $e_2 = 15$  mm com  $d_2 = 9$  mm).



**Figura 23** • Comparação entre valores numéricos e experimentais, em termos de extensões horizontais no painel, para dois valores do parâmetro de calibração  $e_2$



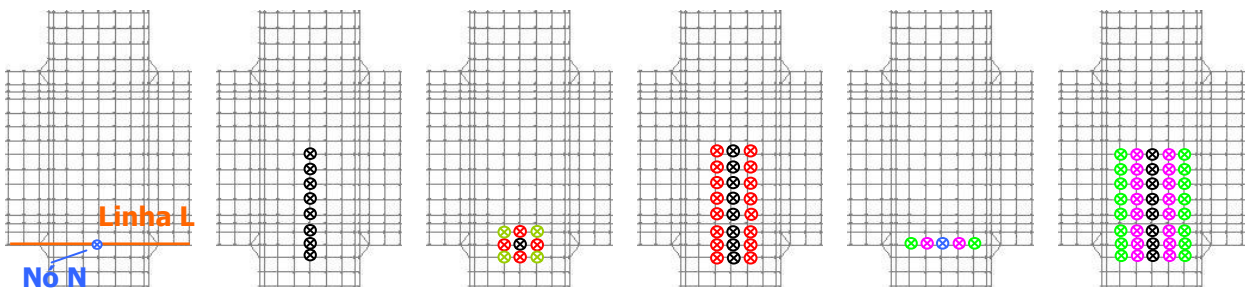
a) Deformação do painel por instabilidade      b) Deformação transversal (modelos com e sem soldadura de reconstituição)

**Figura 24** • Efeito da deformação transversal do painel devida à instabilidade, sobre as extensões no painel

Comparando as situações analisadas em que é considerada soldadura de reconstituição do pilar, aparentemente a melhor solução será para espessuras entre 11 mm e 12 mm.

● Tipo e amplitude da perturbação geométrica

Para análise geométrica não linear, em termos de análise numérica, torna-se necessário introduzir uma perturbação para detecção do início da instabilidade. No caso presente foi considerada uma pequena imperfeição geométrica no plano perpendicular ao plano do painel da alma do pilar. Na Figura 25 ilustram-se as configurações das imperfeições consideradas no processo de calibração. O valor inicial para a amplitude da imperfeição foi de um décimo da espessura do painel da alma.



a) Imperfeição A / B      b) Imperfeição C      d) Imperfeição D      e) Imperfeição E      f) Imperfeição F / G      g) Imperfeição H

**Figura 25** • Tipos de imperfeições geométricas testadas

- ⊗ Imperfeição com valor de 0.5 ou 1mm.
- ⊗ Imperfeição com valor de 0.5mm.
- ⊗ Imperfeição com valor de 0.25mm.
- ⊗ Imperfeição com valor de 0.125mm.
- ⊗ Imperfeição com valor dado pela equação da função seno.

Tal como foi referido atrás, os parâmetros de calibração têm efectivamente influência uns sobre os outros, podendo essa influência manifestar-se de forma mais ou menos evidente. O parâmetro agora em estudo revelou ser de facto sensível ao “arranjo” dos outros parâmetros, particularmente ao que diz respeito à espessura da soldadura de reconstituição do pilar. Tendo isso em conta, e com o objectivo de

tornar a avaliação do efeito deste parâmetro o mais abrangente possível, opta-se por fazer o estudo sobre estruturas com valores distintos de espessura da soldadura de reconstituição do pilar (11 mm, 12 mm e 15 mm). Para todas elas o comprimento da referida soldadura é de 9 mm.

Dos casos analisados conclui-se que: 1. o modelo em que o parâmetro espessura da soldadura do pilar tem valor de 15 mm parece ser mais sensível às imperfeições do que os modelos com valores menores; 2. a variação do tipo ou amplitude da imperfeição não altera a curva numérica na zona 3 e na zona anterior à carga máxima, mas provoca diferenças no valor da carga máxima e nas zonas 1 e 2; 3. imperfeições concentradas no nó N, ou em onda à volta do nó N, correspondem a uma carga máxima maior e a um troço 1 com uma inclinação maior, e mais semelhante à do modelo experimental; 4. as imperfeições localizadas junto do centro do painel conduzem a cargas máximas maiores e a uma inclinação maior da zona 1, e conseqüentemente a uma curva mais semelhante à do modelo experimental. Por oposição, quando a imperfeição introduzida se prolonga até junto dos extremos do painel a situação é inversa, com uma curva numérica mais "suave" na zona da carga máxima, e conseqüentemente menos semelhante à do modelo experimental.

Tendo em conta os aspectos referidos, a imperfeição que melhor se adequa à modelação do comportamento experimental é a concentrada no nó N, com valor de 0.5mm.

Os resultados e conclusões, relativamente ao tipo e amplitude da perturbação geométrica, foram apresentados de forma sucinta, na medida em que as conclusões obtidas não têm a aplicabilidade directa às outras configurações em estudo, como acontecia com os outros parâmetros de calibração. De facto, ao realizar a calibração dos outros modelos verificou-se que, em termos de estabilidade, cada caso tem que ser analisado separadamente. No ponto seguinte, relativo aos parâmetros de calibração para todos os modelos, este assunto será retomado, e será apresentada a estratégia escolhida para encontrar a imperfeição adequada a cada caso.

### 3.3.5 Calibração final

No ponto anterior foi realizada a fase inicial do estudo de calibração dos modelos numéricos através de resultados dos ensaios experimentais, por aplicação específica a um dos nós ensaiados. Esta fase inicial do estudo de calibração consistiu numa análise de sensibilidade de cada parâmetro e interdependência em relação aos outros parâmetros, avaliando-se o intervalo aproximado para cada um deles.

Após a determinação da influência de cada parâmetro e do seu intervalo provável, é realizada uma análise conjunta, e realizada uma calibração final, em moldes semelhantes à calibração inicial, mas partindo de uma plataforma mais balizada. O Quadro 1 apresenta um resumo dos parâmetros de calibração finais.

A aplicação do processo de calibração a um nó específico permitiu ilustrar pormenorizadamente o processo que será realizado para as outras juntas, e permitiu ainda retirar relações importantes sobre o processo de calibração que serão fundamentais para a sua aplicação às outras tipologias com configurações mais complexas.

**Quadro 1** . Resumo dos parâmetros de calibração finais para o modelo de teste S690E3

Parâmetro de calibração	Valor
Projecção da espessura da soldadura de ligação viga-pilar no plano do pilar ( $d_1$ )	28 mm
Espessura do banzo do pilar ao longo de $d_1$ ( $e_1$ )	25 mm
Comprimento da zona de transição alma-banzo do pilar ao longo da largura do painel ( $d_2$ )	10 mm
Espessura da zona de transição alma-banzo ( $e_2$ )	11.5 mm

As curvas finais calibradas dos modelos S690E3, em termos de comportamento global e local, são apresentadas no ponto seguinte relativo à comparação entre resultados dos modelos calibrados e respectivas curvas experimentais.

### 3.3.6 Parâmetros de calibração para todos os modelos

O processo de calibração foi apresentado atrás e aplicado ao modelo S690E3. As outras juntas foram alvo de um processo semelhante, os seus parâmetros de calibração apresentados no Quadro 2.

**Quadro 2** . Resumo dos parâmetros de calibração finais para todos os modelos

Parâmetro de calibração	Ensaio S690								Ensaio S355				
	E11	E12	E2A	E2B	E3A	E3B	E4A	E4B	E11	E12	E2	E3	E4
A Vesq (mm)	22	22	22	23	28	28	23	22	22	22	22	28	22
B Vesq (mm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
A Vdir (mm)	-	-	18	18	28	28	18	18	-	-	25	28	25
B Vdir (mm)	-	-	25	25	25	25	25	25	-	-	18	25	18
C (mm)	10	10	10	10	10	10	10	10	15	15	15	20	15
D (mm)	15	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	15	15	15	20	15

A – Projecção da espessura da soldadura de ligação viga-pilar no plano do pilar ( $d_1$ )

B - Espessura do banzo do pilar ao longo de  $d_1$  ( $e_1$ )

C - Comprimento da zona de transição alma-banzo do pilar ao longo da largura do painel ( $d_2$ )

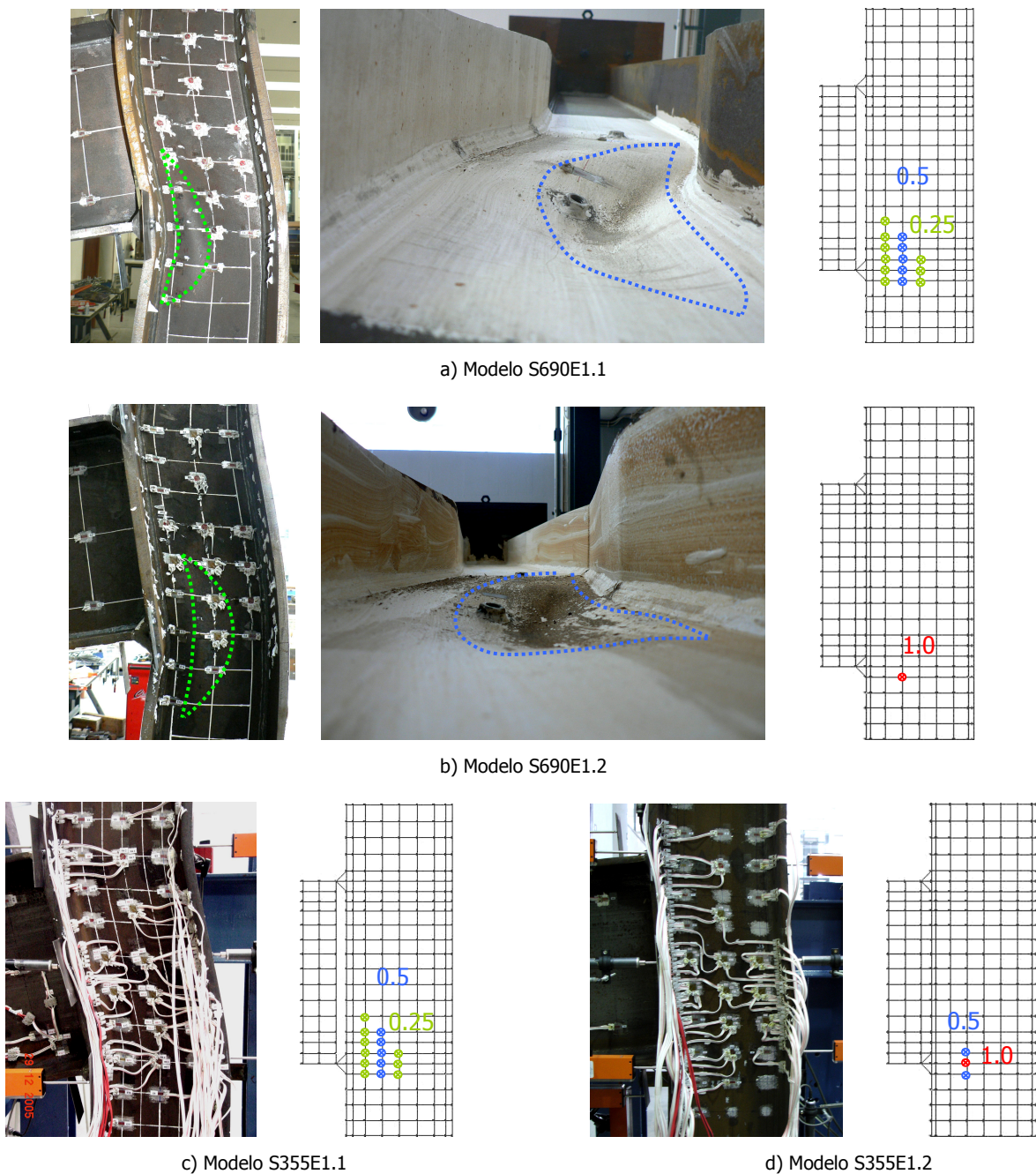
D - Espessura da zona de transição alma-banzo do pilar ( $d_2$ )

De um modo geral, as conclusões sobre o peso e sensibilidade dos parâmetros no comportamento da estrutura são semelhantes para todas as juntas, ainda que as diferenças entre elas, nomeadamente em termos de complexidade do campo de extensões e sensibilidade à instabilidade, tenham por vezes alterado um pouco o efeito relativo dos parâmetros no comportamento da estrutura, e entre eles.

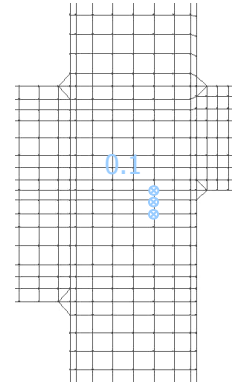
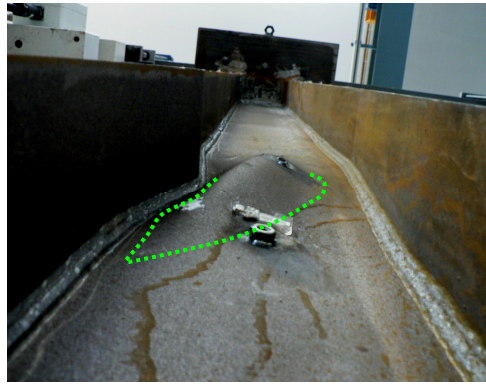
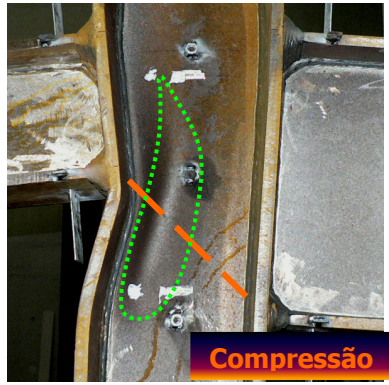
Relativamente à perturbação geométrica a impor para detecção numérica da instabilidade na análise não linear, verificaram-se, no entanto, diferenças significativas relativamente às conclusões tiradas com o exemplo analisado nos pontos anteriores, tal como referido atrás. Como tal, apresenta-se um breve resumo das considerações relativas a este parâmetro, para cada junta em estudo.

Em termos de geometria, o critério de base para selecção da forma da imperfeição inicial a aplicar ao painel da alma tem duas etapas. Numa primeira análise considera-se uma imperfeição discreta na zona

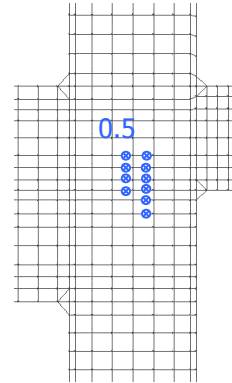
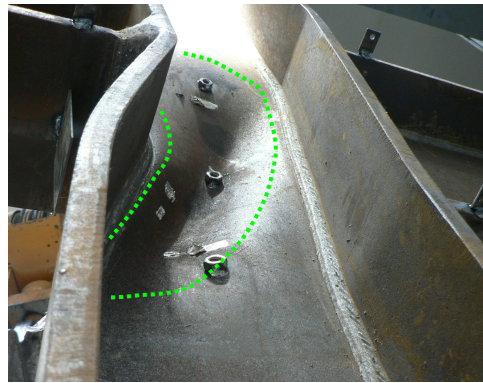
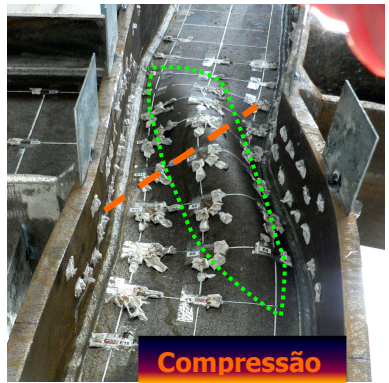
onde se verifica maior deformação transversal no modelo ensaiado. A ideia é introduzir o mínimo de alterações à configuração inicial, pois durante o processo de calibração inicial verificou-se que a imperfeição inicial pode alterar significativamente o comportamento da estrutura. Se esta imperfeição discreta não for suficiente para despoletar o comportamento registado experimentalmente, passa-se a uma segunda etapa onde se procura reproduzir, o mais rigorosamente possível, a forma da deformação do painel por instabilidade fora do plano da alma. Em termos de amplitude temos que a perturbação terá necessariamente um valor pequeno (da ordem de 10% da espessura da alma), sendo este valor corrigido em função do ponto da curva de comportamento global onde é detectada a instabilidade. Na Figura 26, na Figura 27 e na Figura 29 analisa-se a geometria e amplitude da imperfeição a impor.



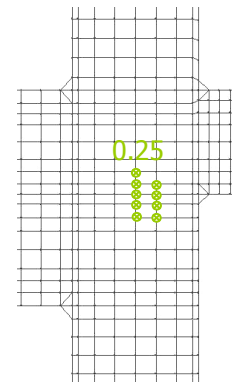
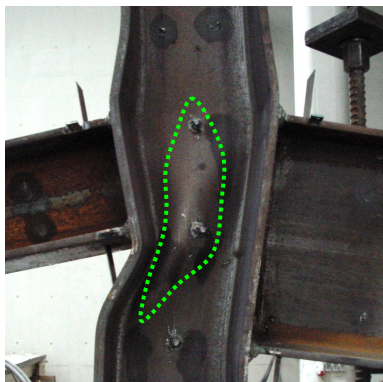
**Figura 26** • Deformação por instabilidade, e perturbação geométrica (padrão e amplitude): nó externo



a) Modelo S690E2A



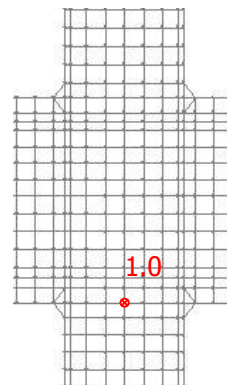
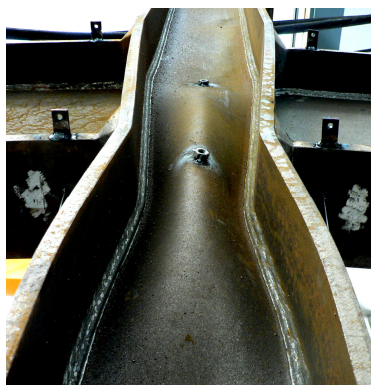
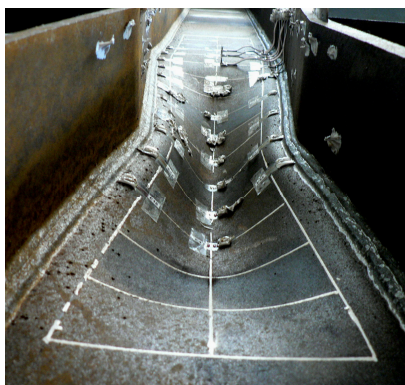
b) Modelo S690E2B



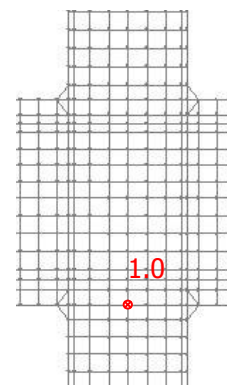
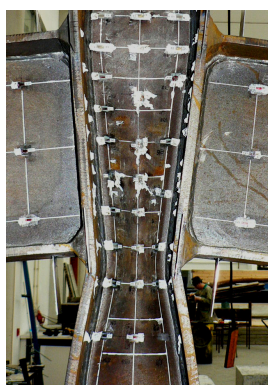
c) Modelo S355E2

**Figura 27** . Deformação por instabilidade, e perturbação geométrica (padrão e amplitude): nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico

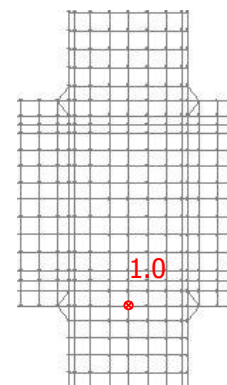
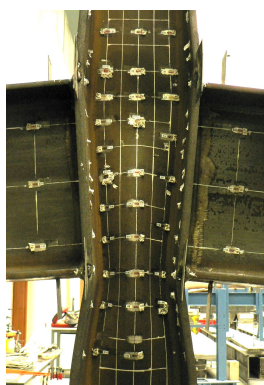




a) Modelo S690E3A

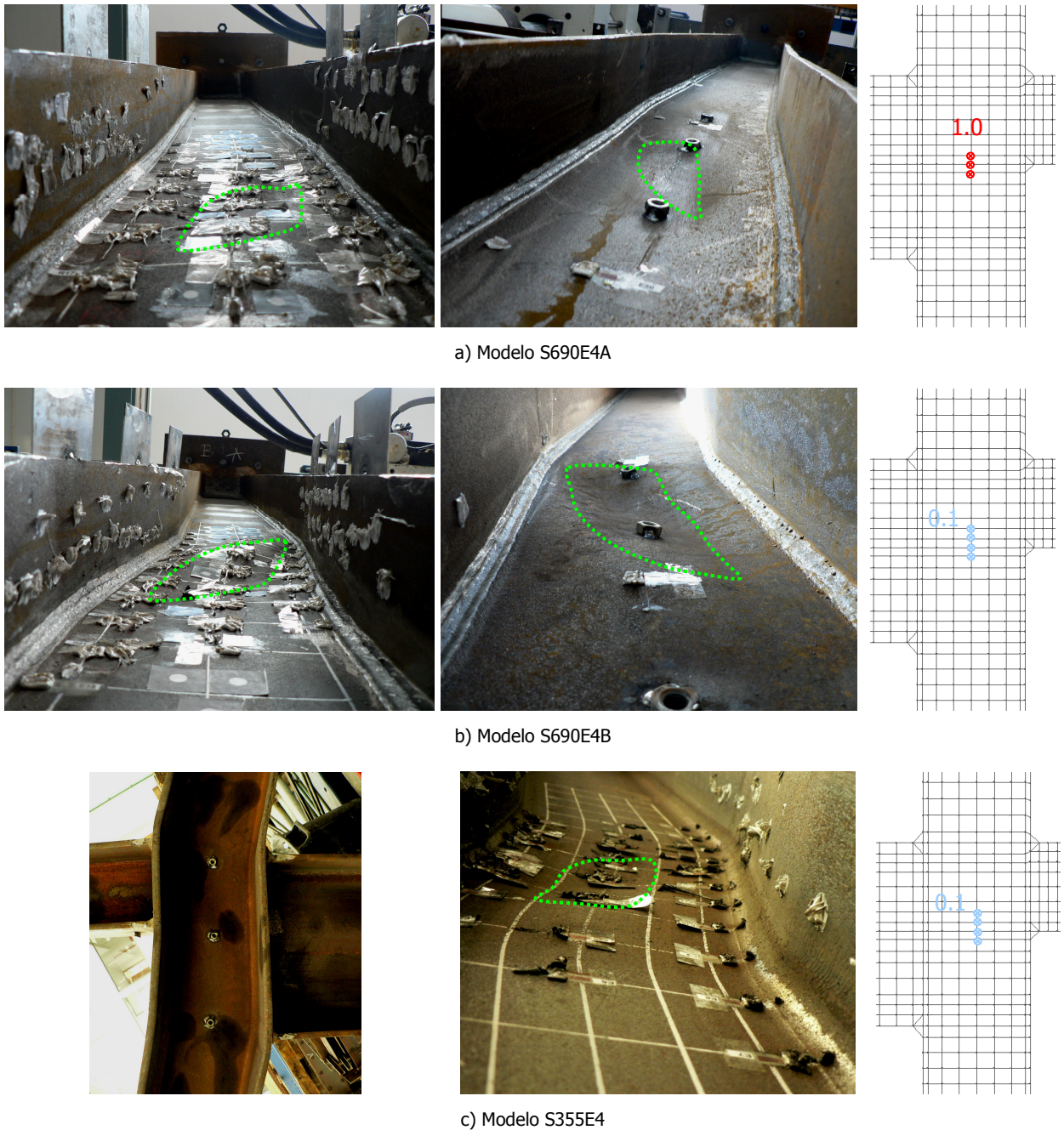


b) Modelo S690E3B



c) Modelo S355E3

**Figura 28** . Deformação por instabilidade, e perturbação geométrica (padrão e amplitude): nó interno simétrico



**Figura 29** . Deformação por instabilidade, e perturbação geométrica (padrão e amplitude): nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento assimétrico

Verifica-se que de uma maneira geral não há diferenças significativas entre os modelos de aço da classe S355 e S690. Verifica-se também que quanto menos complexo é o campo de tensões, maior é a facilidade do modelo numérico em reproduzir a deformada experimental de instabilidade. De facto, nos modelos em nó interno simétricos, não se verifica corte, e os campos de tracção e compressão estão afastados, com direcções principais praticamente horizontais, pelo que, é apenas necessário introduzir uma perturbação local num nó a meio da zona comprimida. Nos outros modelos, torna-se necessário que a perturbação a impor abranja uma zona maior e que tenha já a forma aproximada da deformação final.

Não foi possível estabelecer um padrão absoluto para a perturbação geométrica, nem em termos de forma nem de amplitude. Esta situação prende-se com o facto de que a instabilidade é um fenómeno muito sensível a várias condições, que certamente variaram entre os vários modelos, como por exemplo, a geometria, as imperfeições materiais ou as tensões residuais.

### **3.4 Comparação entre resultados experimentais e numéricos**

#### **3.4.1 Introdução**

A qualidade dos modelos calibrados é avaliada por comparação entre os seus resultados e os resultados equivalentes dos ensaios experimentais, e é feita em termos de deslocamentos e em termos de extensões. Em termos de deslocamentos é avaliado o comportamento global, através das curvas momento vs deslocamento na extremidade da viga, e o comportamento local das zonas mais significativas da estrutura. Em termos de extensões a avaliação é realizada para extensões normais horizontais em três linhas verticais ao longo do painel da alma do pilar, e numa secção da viga junto da junta.

Em termos de deslocamentos a qualidade do ajuste é analisada em termos do troço elástico, início da cedência, carga máxima e troços anterior e posterior à carga máxima. A razão desta análise segmentada prende-se com o facto de que os parâmetros e mecanismos de que depende o ajuste podem variar em cada uma destas zonas e pontos notáveis.

Em termos de extensões no painel, a qualidade do ajuste é também avaliada em termos de vários indicadores. O primeiro tem a ver com o local onde os diagramas se anulam, sendo que este parâmetro tem uma relação directa com o comprimento efectivo associado às componentes tracção e compressão. O segundo diz respeito aos valores máximos verificados nas zonas de tracção e compressão.

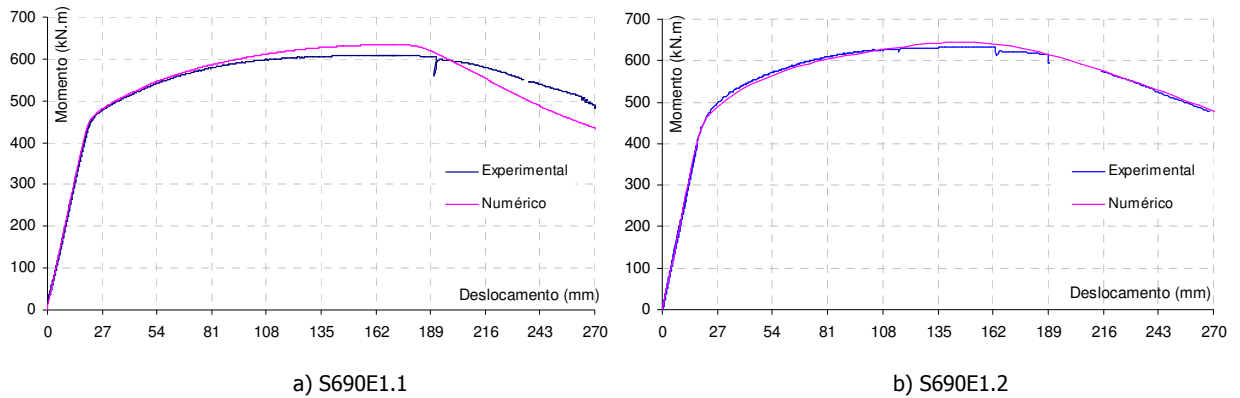
A análise é realizada em paralelo, para modelos da mesma classe de aço com tipologias semelhantes, de forma a conseguir uma maior sistematização e extrair informação da comparação estabelecida.

No caso dos extensómetros da secção instrumentada das vigas, o ajuste entre os resultados do modelo calibrado e dos ensaios experimentais, é menos bom do que os resultados em outros locais da estrutura. O motivo para tal poderá prender-se com o facto de a secção instrumentada da viga se encontra demasiadamente próxima da junta (7 cm) pelo que, sofre influência da descontinuidade geométrica e material a ela associada, e que se reflecte em variações bruscas do campo de tensões, que o modelo numérico não consegue reproduzir com exactidão. As comparações estabelecidas entre os valores numéricos e experimentais para as secções instrumentadas das vigas serão apresentadas em anexo (Anexo F – Avaliação da qualidade do modelo numérico: vigas).

### 3.4.2 Modelos em aço da classe S690

#### 3.4.2.1 Modelos S690E1.1 e S690E1.2

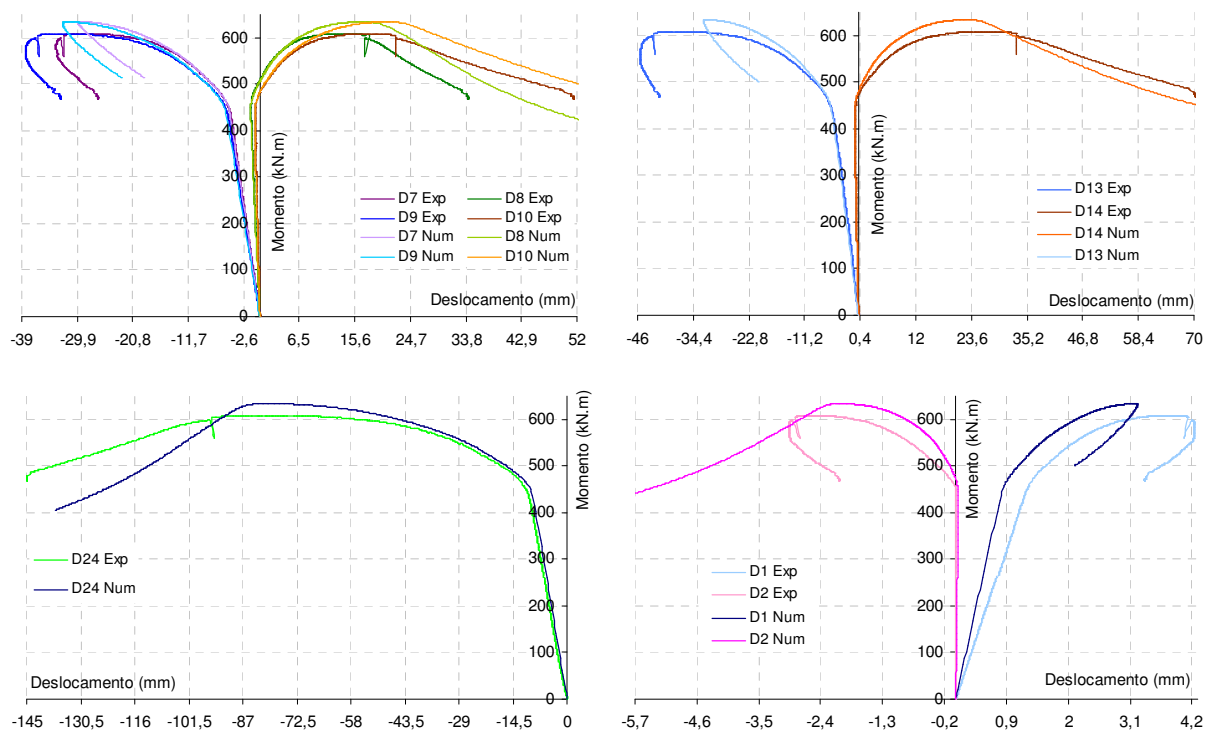
Na Figura 30 apresentam-se as curvas de comportamento global para ambos os modelos.

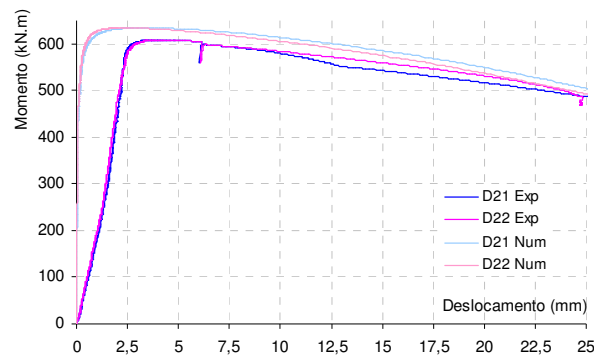


**Figura 30** • Comparação entre resultados experimentais e do modelo calibrado em termos comportamento global

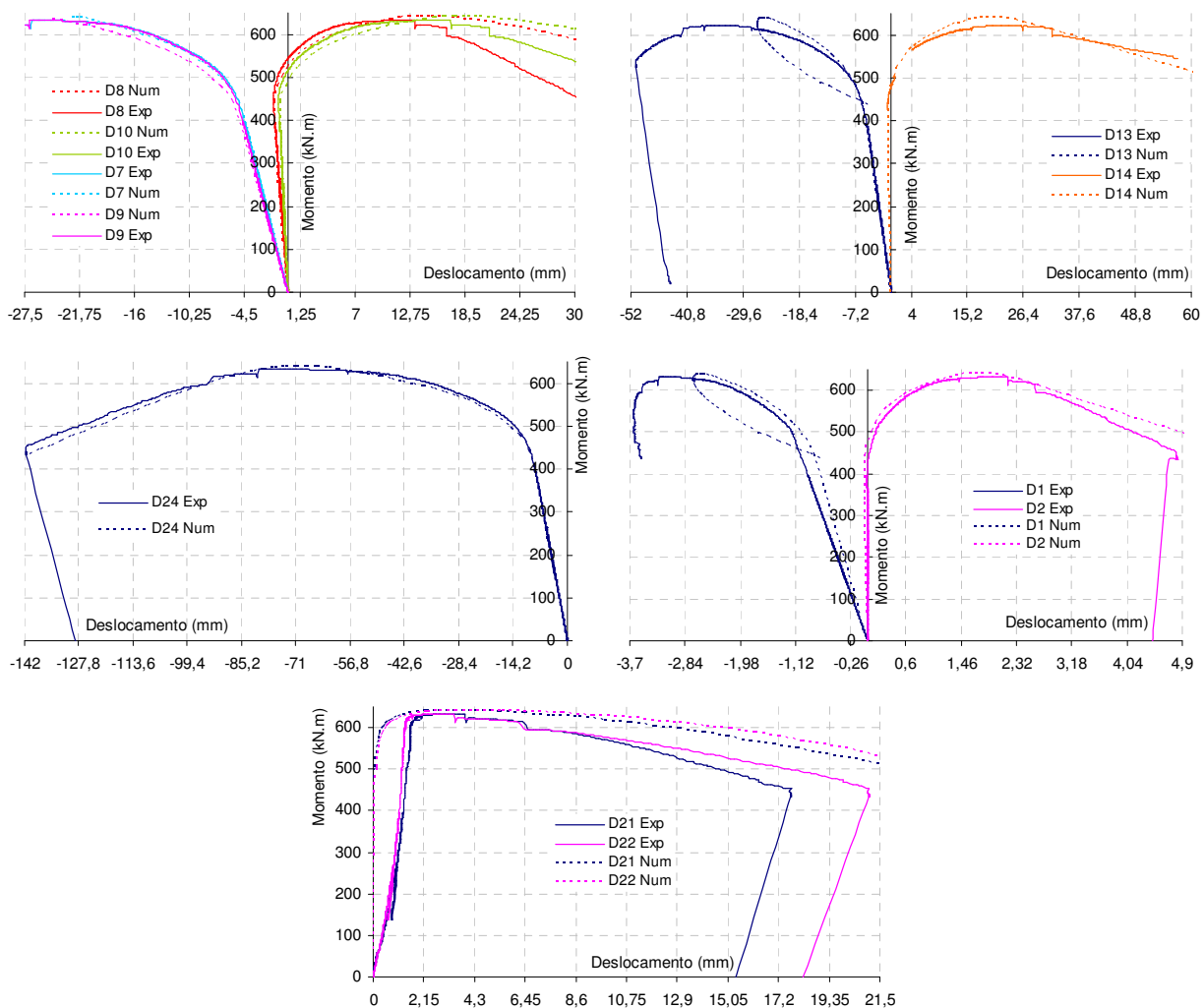
Em termos de comportamento global, para o caso do modelo E1.2 verifica-se um bom ajuste em toda a curva. No caso do modelo E1.1 verifica-se um bom ajuste na zona elástica, na detecção da cedência, e na parte inicial do troço anterior à carga máxima. Na carga máxima e troço posterior o ajuste piora. O motivo do desajuste nesta zona tem a ver com o facto de a peça que impede que o actuador se desloque ao longo da viga se ter partido, provocando um desalinhamento do actuador, que o modelo numérico não reproduz.

Na Figura 31 e na Figura 32 apresentam-se os resultados dos ensaios S690E1.1 e S690E1.2, em termos de ajuste dos valores dos deslocamentos.





**Figura 31** • Comparação entre deslocamento experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E1.1)



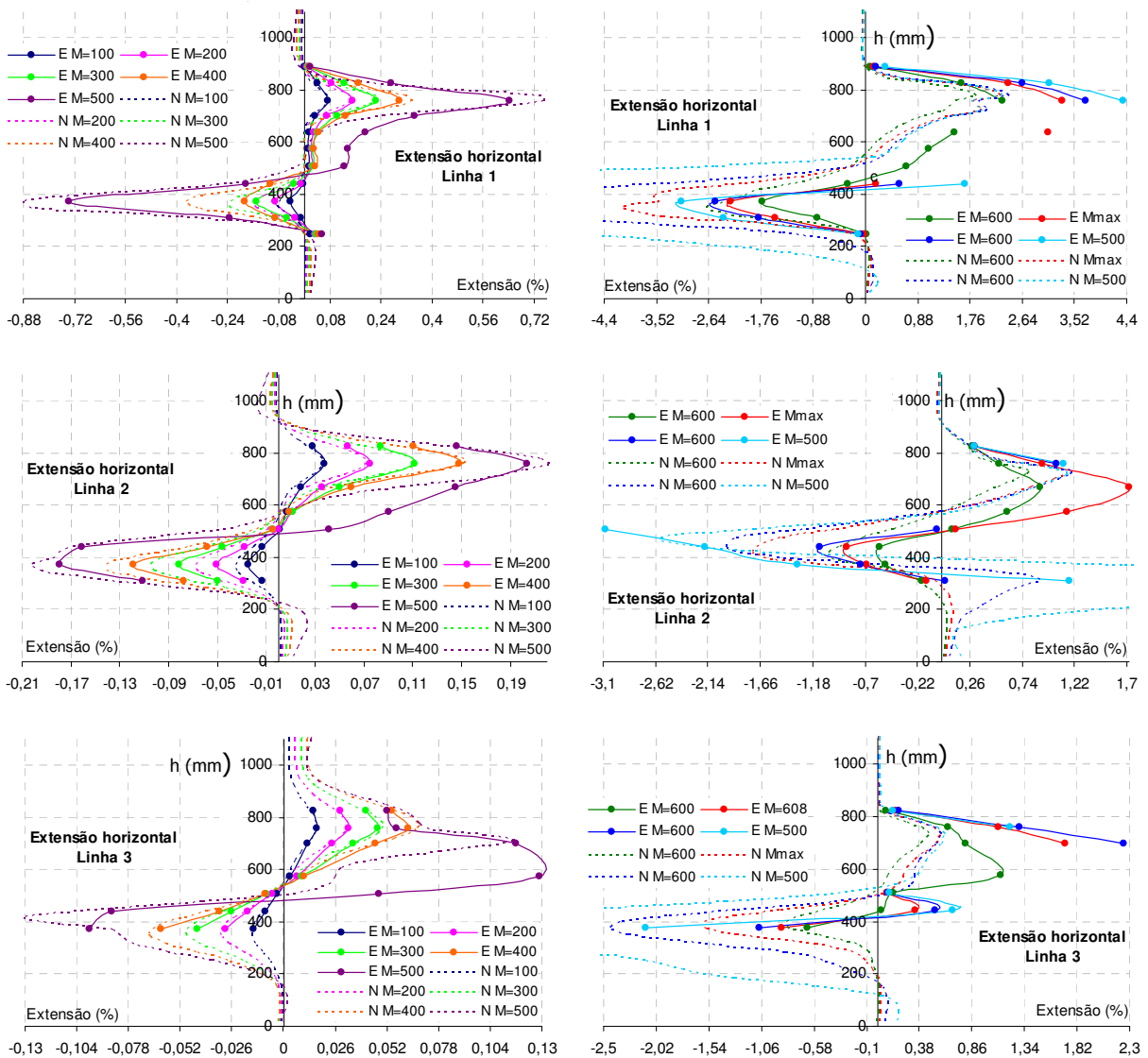
**Figura 32** • Comparação entre deslocamentos experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E1.2)

O ajuste conseguido em ambos os modelos é análogo. Os desajustes verificados são do mesmo tipo que os verificados relativamente ao comportamento global. Verifica-se um bom ajuste em termos de deslocamento ortogonal ao painel, a menos da zona elástica, que se deve à diferença entre o tipo de instabilidade nos modelos experimental e numérico, e a movimentos parasitas de corpo rígido do pilar.

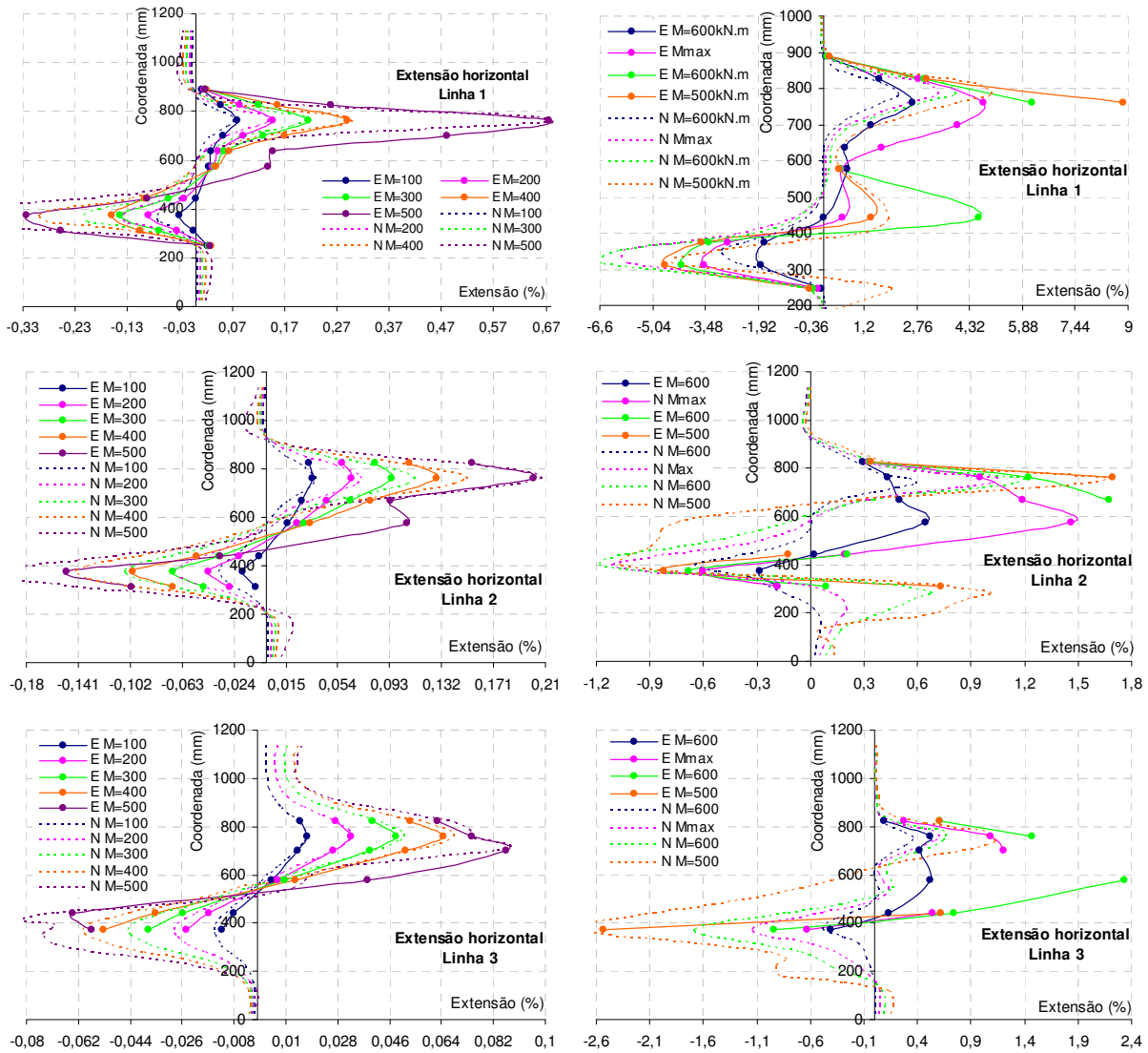
Na Figura 33 e na Figura 34 comparam-se os resultados numéricos e experimentais para os extensómetros posicionados nas três linhas ao longo do painel da alma do pilar, para ambos os modelos.

Pode verificar-se um ajuste razoável entre resultados experimentais e numéricos, nos gráficos correspondente a cargas anteriores à carga máxima, ainda que este ajuste seja melhor no modelo E1.1 do que no E1.2. O facto de existir algum desajuste na zona elástica prende-se com dois motivos, analisados atrás. Um deles tem a ver com o facto de as extensões serem pequenas, e estarem por isso mais sujeitas a erro relativo; o outro deve-se a ao facto de o modelo experimental apresentar deformações transversais desde o início da carga, e o numérico não. O facto de ensaios de modelos semelhantes não apresentarem a mesma deformação lateral, tem a ver com o facto de a instabilidade ser sensível a factores que não são exactamente semelhantes em todos os modelos experimentais.

Para níveis de carga além da carga máxima, verifica-se um pior ajuste na zona comprimida, que reflecte a situação já referida, associada ao efeito de onda e ao nível elevado de plasticidade.



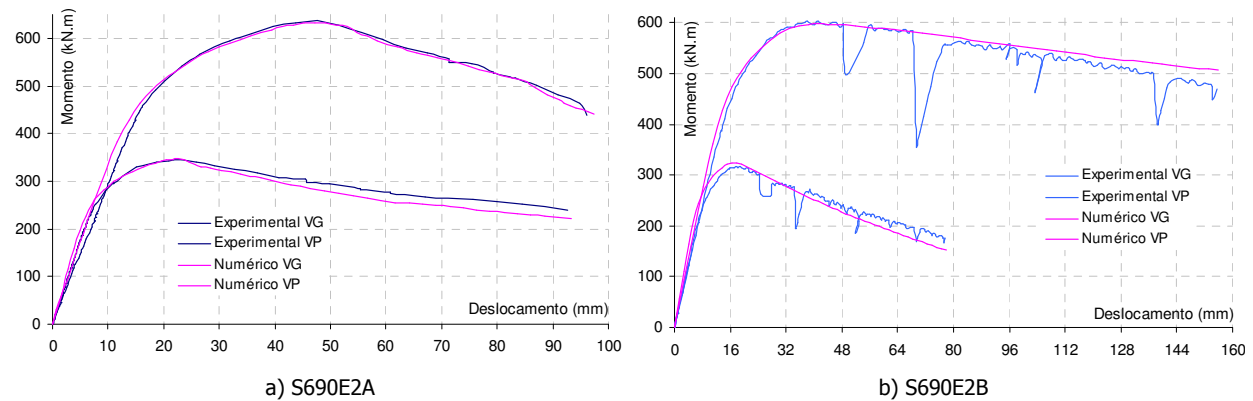
**Figura 33 .** Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E1.1) em termos de extensões: linhas verticais ao longo do painel (antes e depois da carga máxima)



**Figura 34** . Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E1.2) em termos de extensões: linhas verticais ao longo do painel (antes e depois da carga máxima)

### 3.4.2.2 Modelos S690E2A e S690E2B

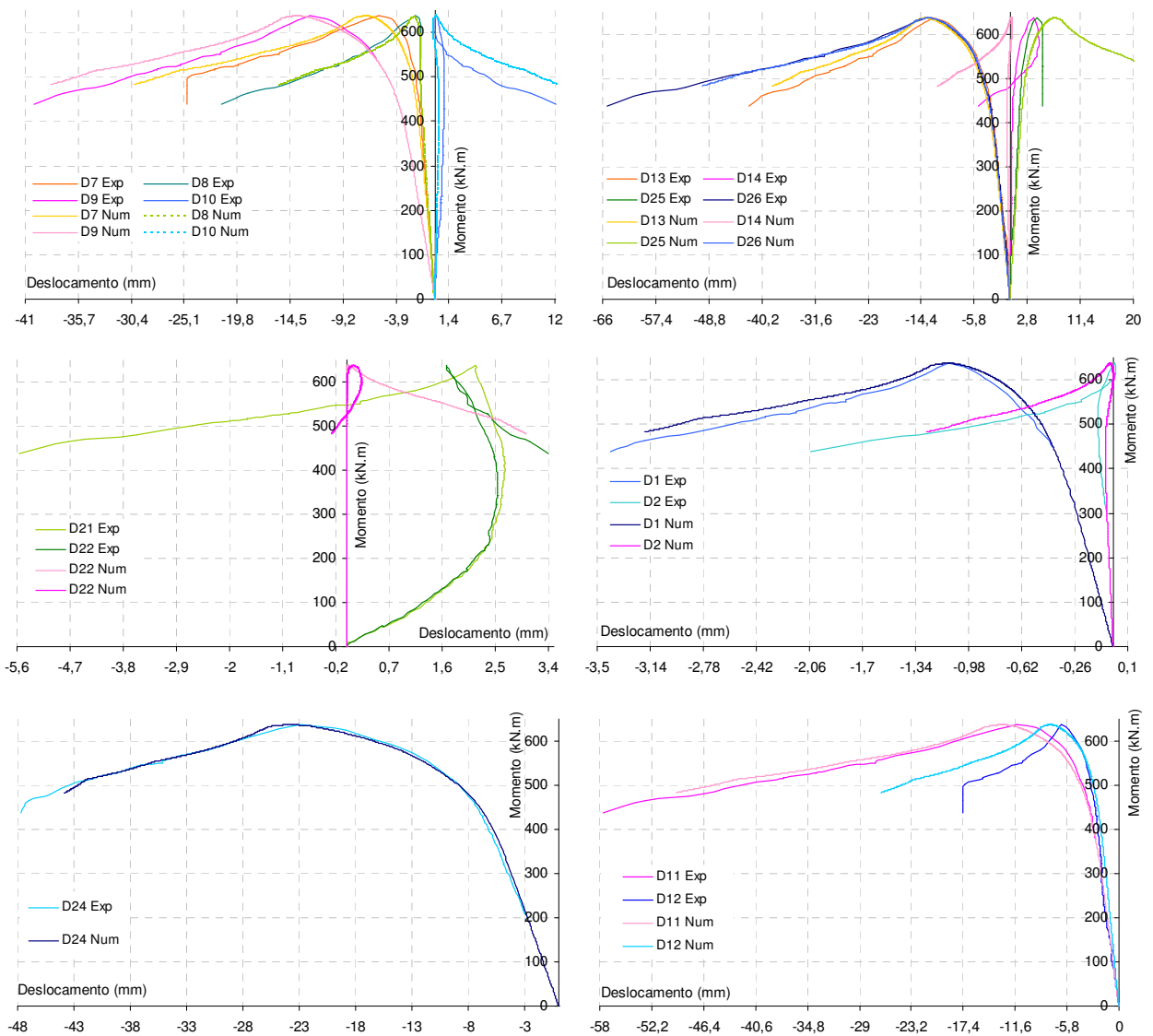
Na Figura 35 apresentam-se as curvas de comportamento global para ambos os modelos.



**Figura 35** . Comparação entre resultados experimentais e do modelo calibrado em termos comportamento global

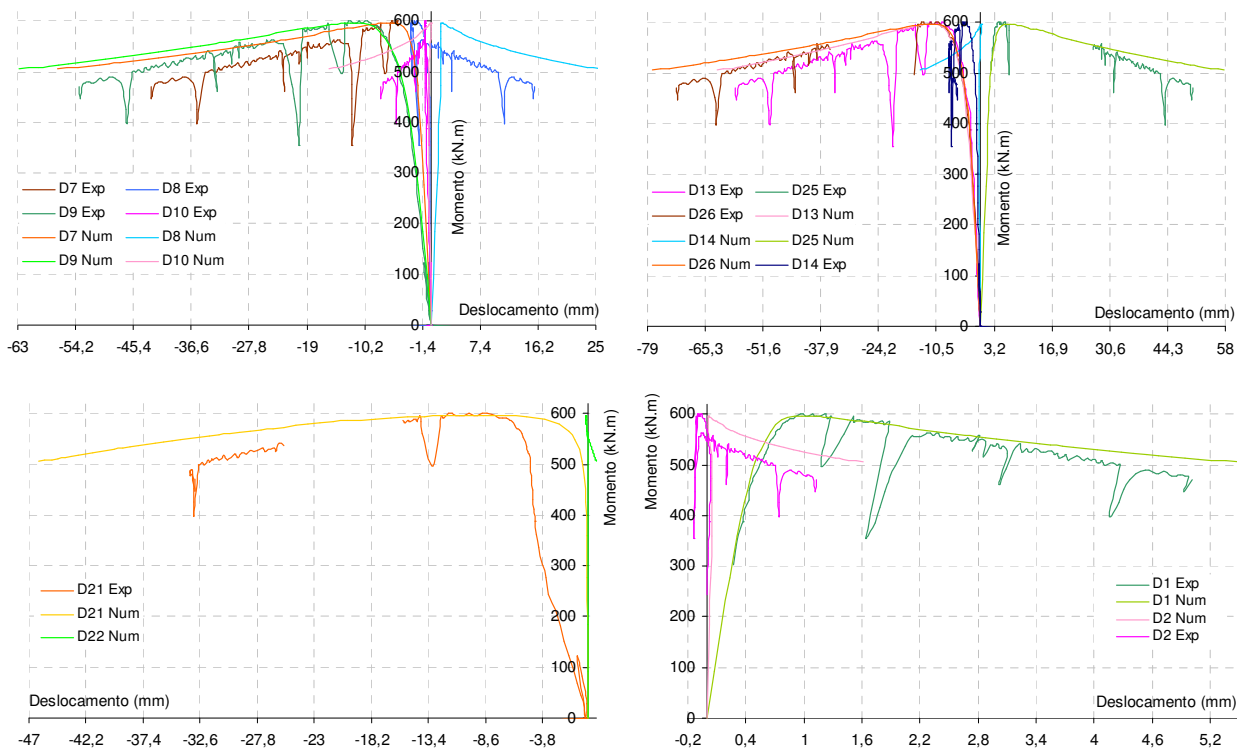
Os ensaios apresentados correspondem a uma configuração em nó interno, que conduz ao denominado de efeito de balçoço, entre a viga maior (VG) e a viga menor (VP), referido atrás. Este efeito é sem dúvida responsável pelo mau ajuste em termos de rigidez inicial, e por algum desajuste na zona pós carga máxima. No entanto a detecção da cedência e da instabilidade, e a zona pós cedência da curva apresentam um bom ajuste. No caso do modelo E2B as irregularidades da curva experimental devem-se a instabilidade da estrutura aquando do aumento do incremento da carga no ensaio.

Na Figura 36 e na Figura 37 apresenta-se a comparação entre os resultados do modelo numérico calibrado e os resultados homólogos dos ensaios experimentais, em termos de deslocamentos, para os modelos S690E2A e S690E2B.



**Figura 36** . Comparação entre deslocamentos experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E2A)





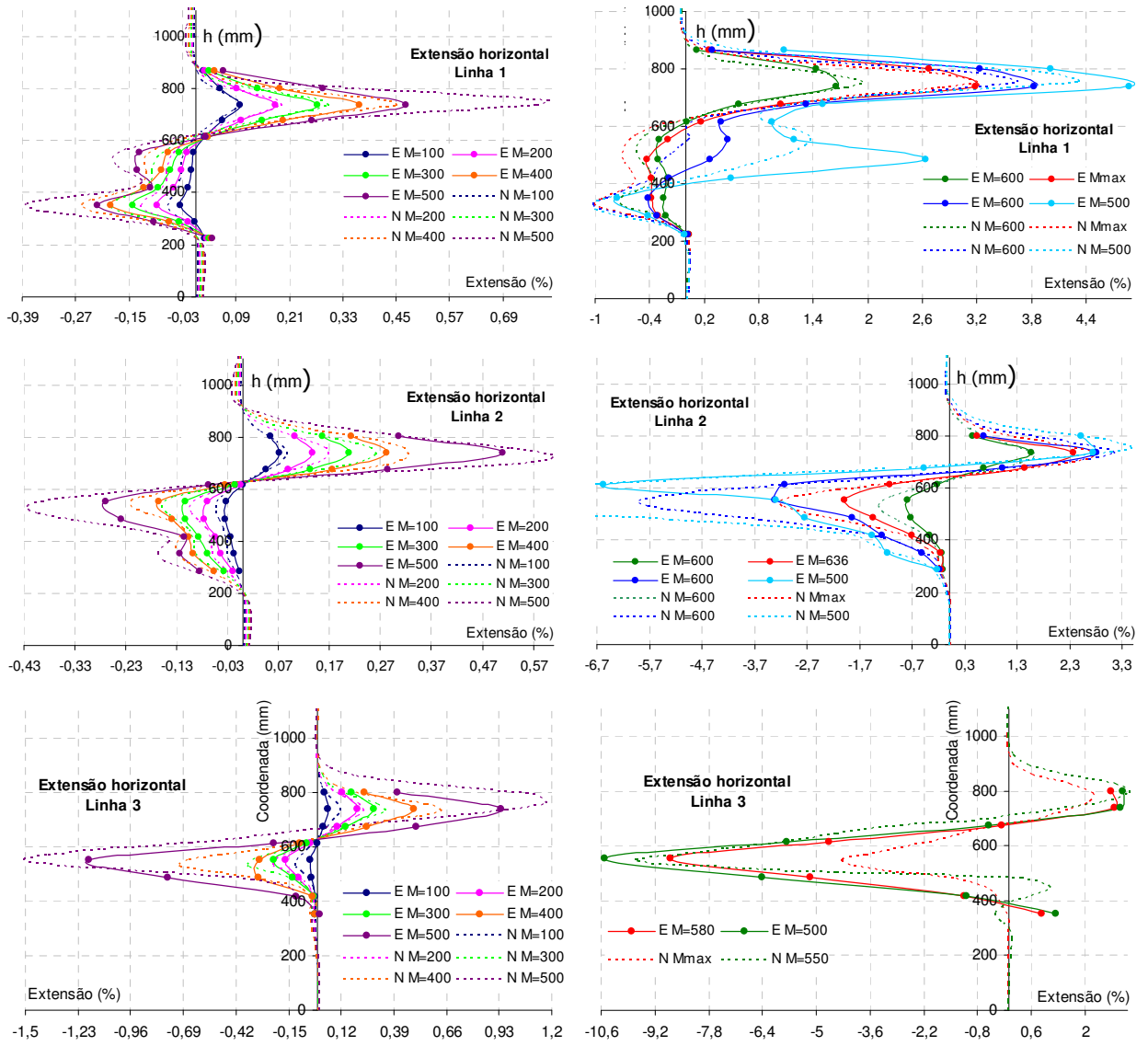
**Figura 37** . Comparação entre deslocamentos experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E2B)

Para ambos os modelos, o ajuste é semelhante ao que se verificou no comportamento global, sendo que a zona da rigidez elástica apresenta um melhor ajuste. Em termos de deslocamento do painel fora do seu plano, tem-se, em fase elástica, as diferenças relativas à diferença entre o tipo de instabilidade nos dois modelos e aos deslocamentos espúrios, e em fase plástica um ajuste razoável para o modelo E2B, e um mau ajuste para o transdutor de deslocamentos D21 no modelo E2A. Este último poderá dever-se a um deslizamento do transdutor.

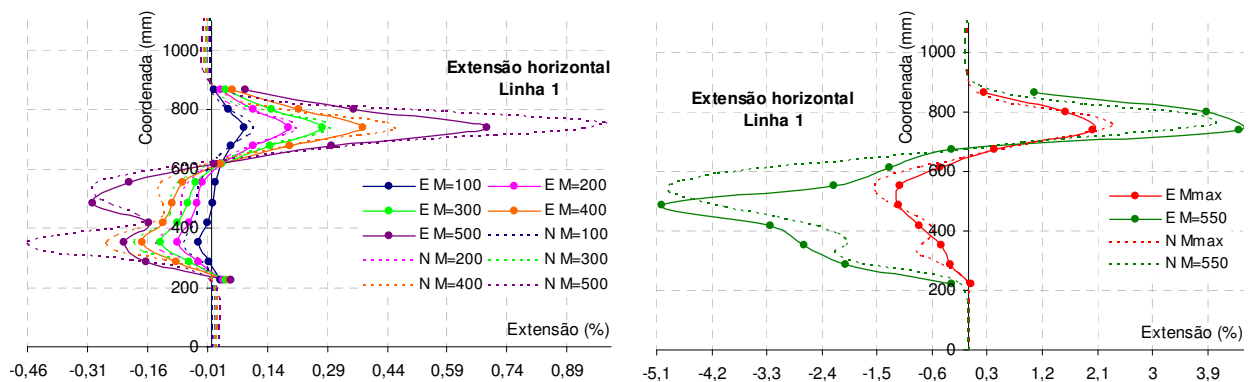
A Figura 38 e a Figura 39 apresentam a comparação entre os resultados do modelo numérico calibrado e os resultados homólogos dos ensaios experimentais, em termos de comportamento local, nas linhas 1, 2 e 3 do painel da alma do pilar, para os modelos S690E2A e S690E2B.

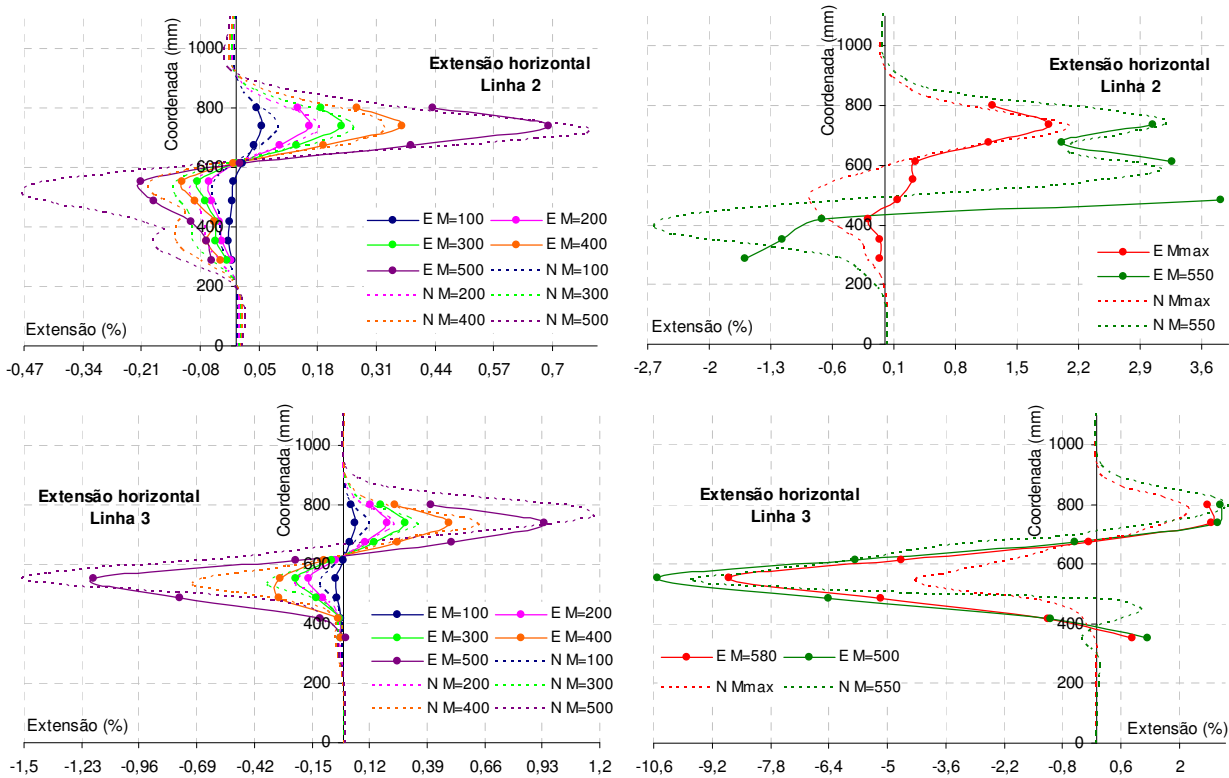
Verifica-se para ambos os ensaios um ajuste razoável relativamente aos zeros dos diagramas. O ajuste na zona da tracção piora em relação aos ensaios anteriores, pois dada a configuração do nó, a deformação por instabilidade propaga-se para a zona traccionada.

Os diagramas de ambos os ensaios são diferentes a partir da carga máxima, porque as deformações por instabilidade se dão para lados diferentes do plano do painel, conduzindo a que as extensões associadas à onda de instabilidade tenham sinais opostos. De qualquer forma, verifica-se que os modelos numéricos conseguem reproduzir os fenómenos de plasticidade e instabilidade associados à fase pós carga máxima.



**Figura 38 .** Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E2A) em termos de extensões: linhas verticais ao longo do painel (antes e depois da carga máxima)

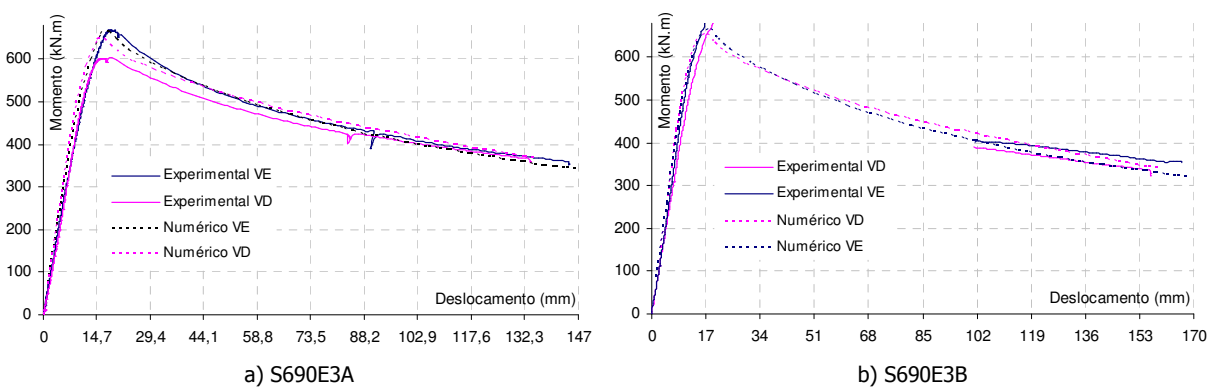




**Figura 39** • Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelos calibrados S690E2A e S690E2B) em termos de extensões: linhas verticais ao longo do painel (antes e depois da carga máxima).

### 3.4.2.3 Modelos S690E3A e S690E3B

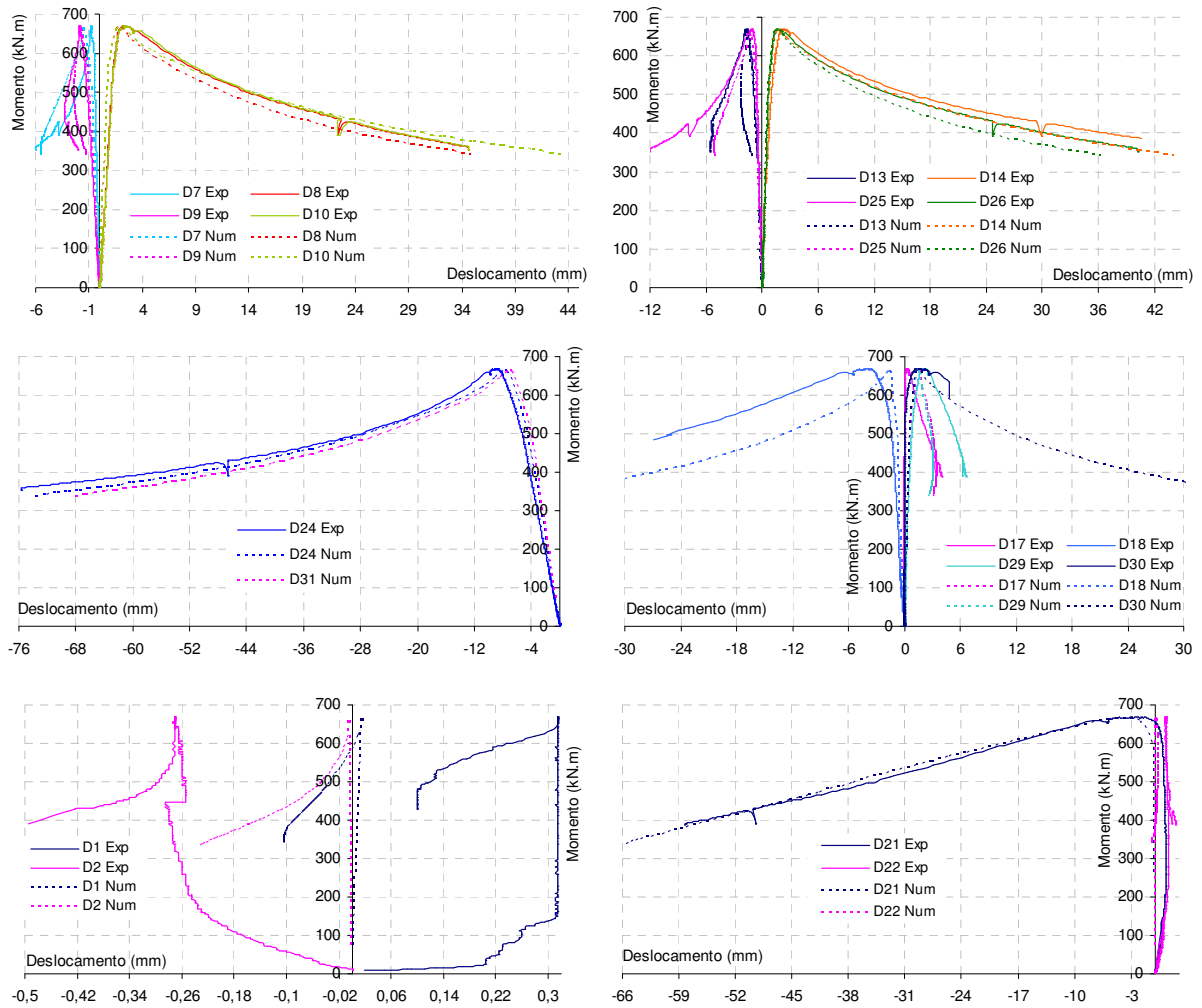
Na Figura 40 apresentam-se as curvas de comportamento global para ambos os modelos.



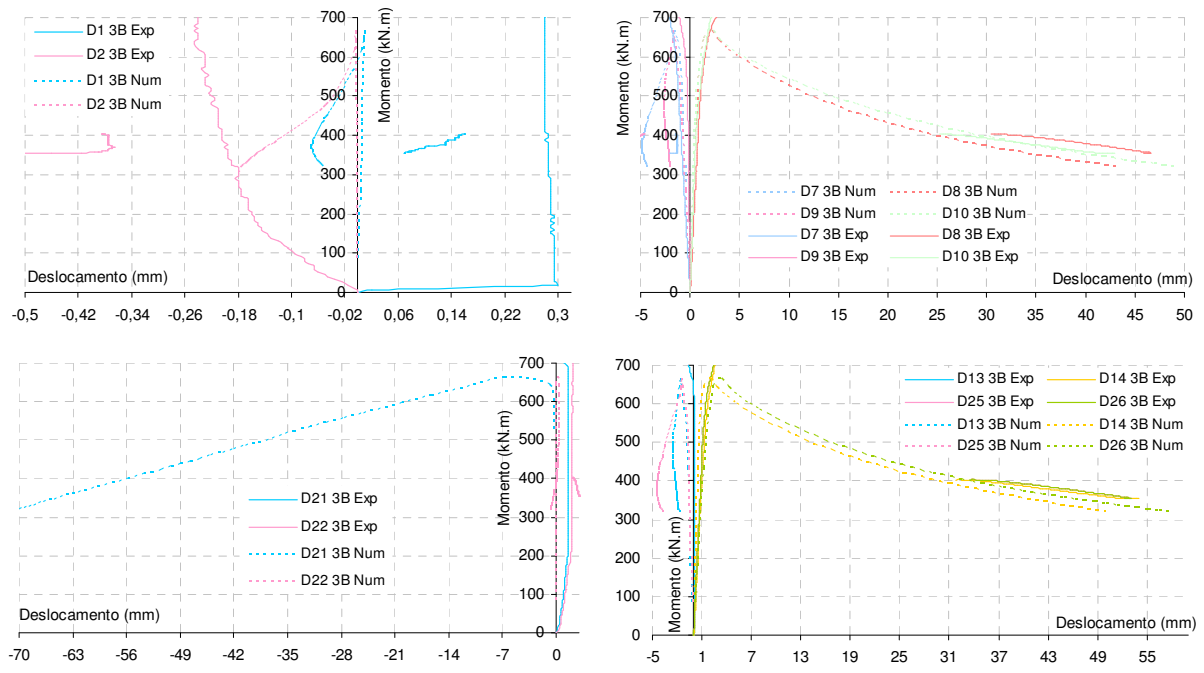
**Figura 40** • Comparação entre resultados experimentais e do modelo calibrado em termos comportamento global

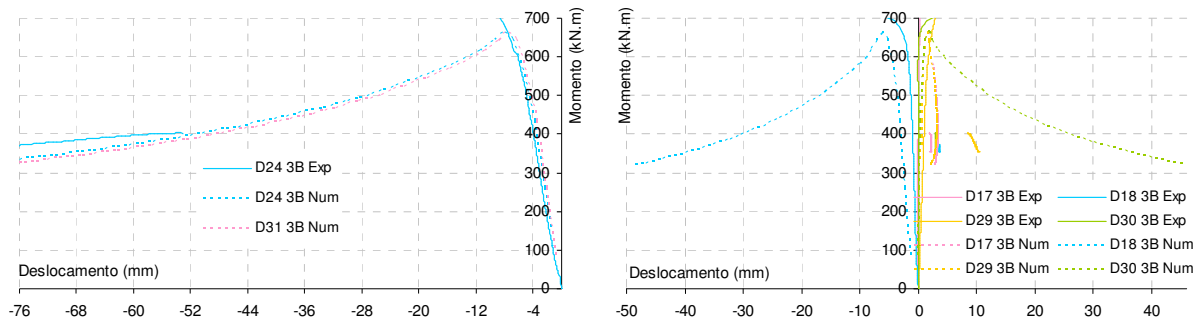
Verifica-se ajuste razoável da rigidez inicial no caso da viga da esquerda (VE) do ensaio E3A. No caso da viga da direita (VD) o ajuste é consideravelmente pior, provavelmente devido ao chamado efeito de baloiço, associado às configurações em nó interno. O ensaio E3B apresenta uma interrupção de resultados a partir da carga de instabilidade devido ao facto de a estrutura ter sofrido uma deformação súbita, imediatamente após a referida carga.

Na Figura 41 e na Figura 42 ilustram-se os deslocamentos para ambos os modelos.



**Figura 41 .** Comparação entre deslocamentos experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E3A)

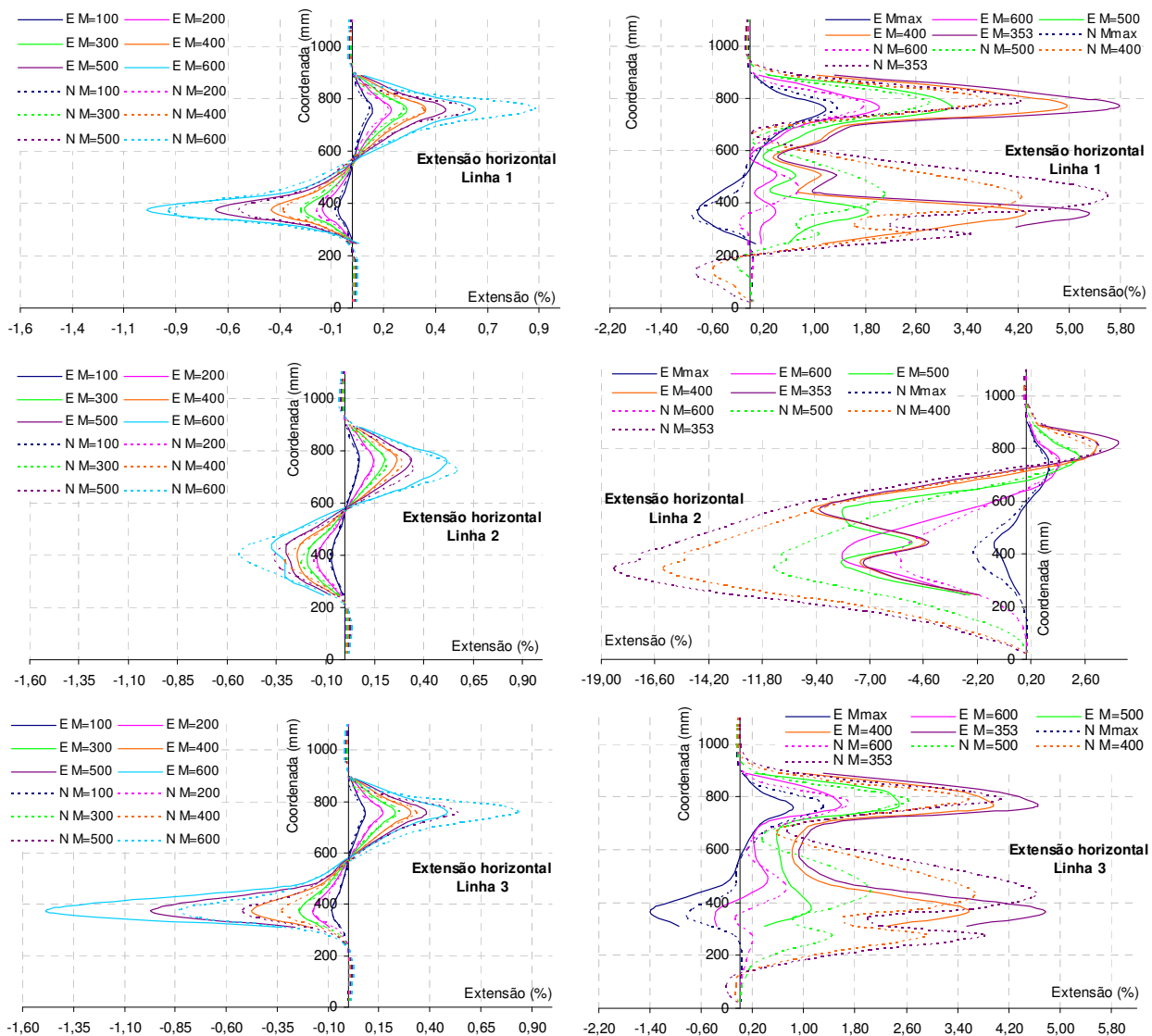




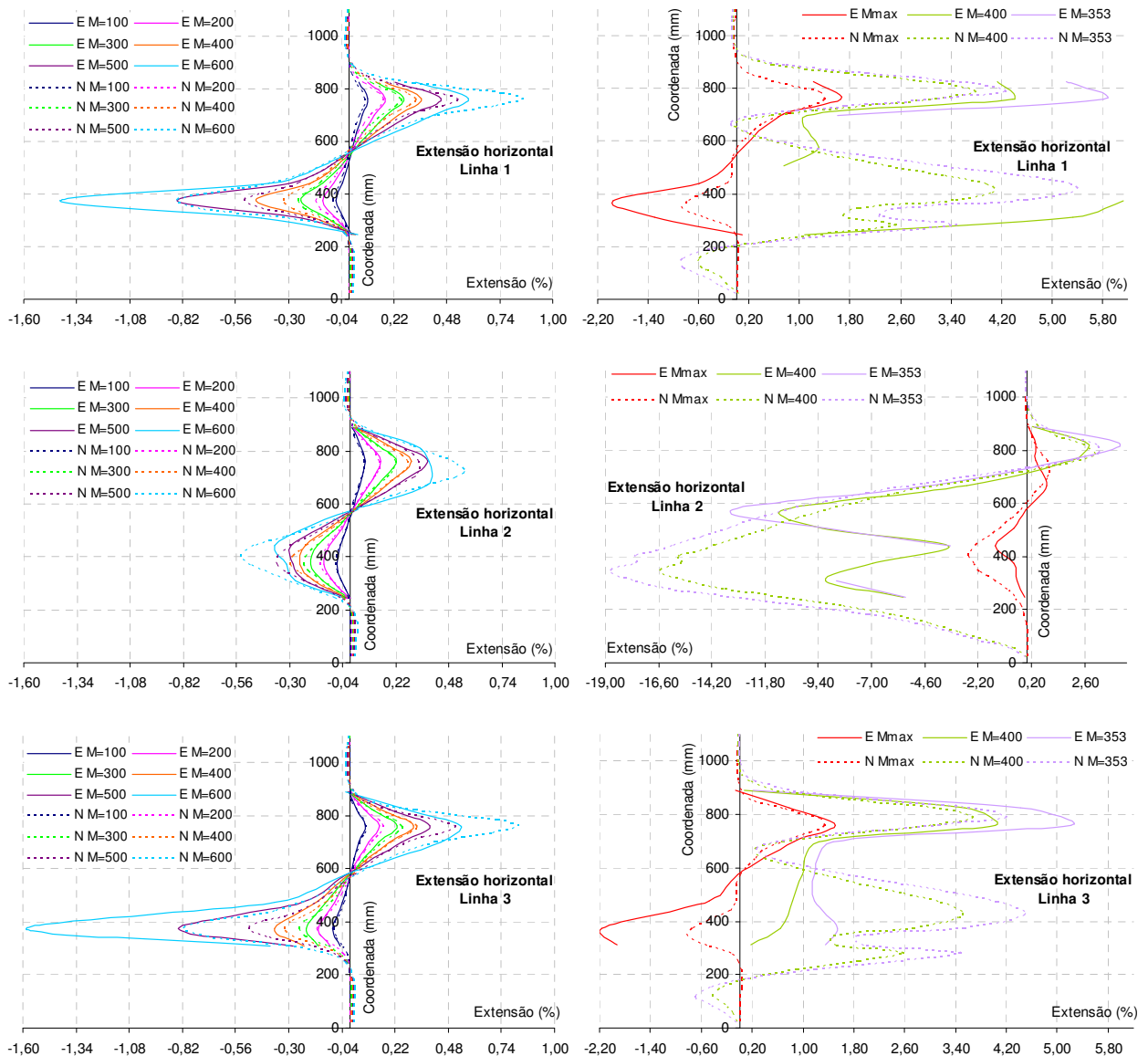
**Figura 42 .** Comparação entre deslocamento experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E3B)

Verifica-se um bom ajuste em termos de detecção da instabilidade, e relativamente às tendências gerais das curvas, para ambos os modelos. Os resultados para os deflectómetros D21 e D22, indica que a onda de instabilidade no modelo numérico tem um bom ajuste com o que foi verificado no ensaio.

A Figura 43 e a Figura 44 ilustram o comportamento em termos locais.



**Figura 43 .** Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E3A) em termos de extensões: linhas verticais ao longo do painel (antes e depois da carga máxima).

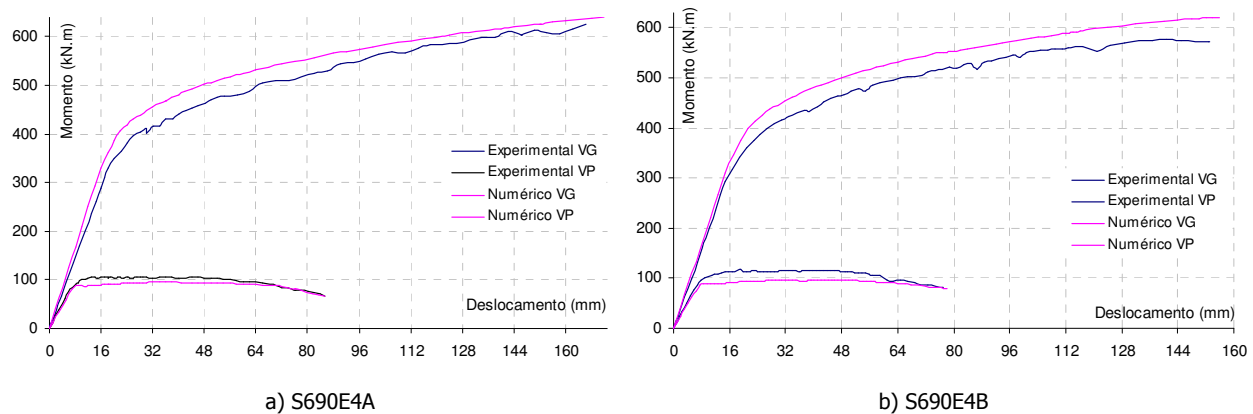


**Figura 44 .** Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E3B) em termos de extensões: linhas verticais ao longo do painel (antes e depois da carga máxima).

O ajuste verificado em regime elástico para estes modelos é melhor do que o que tem vindo a ser verificado noutras configurações. O motivo poderá prender-se com o facto de que o campo de tensões no painel destas juntas (nó interno simétrico) é menos complexo. De facto, o valor do esforço de corte é muito reduzido, e as direcções principais, junto à introdução de carga nos banzos são praticamente horizontais. Este facto poderá ser suficiente para que a instabilidade por divergência, verificada nos modelos experimentais, seja despoletada mais tarde, e daí o melhor ajuste em fase elástica. Para cargas próximas e posteriores à carga de instabilidade, o ajuste permanece bom na zona traccionada, enquanto que na zona comprimida se verificam diferenças que evidenciam alguma dificuldade do modelo numérico em reproduzir o estado de tensão associado à onda de instabilidade.

### 3.4.2.4 Modelos S690E4A e S690E4B

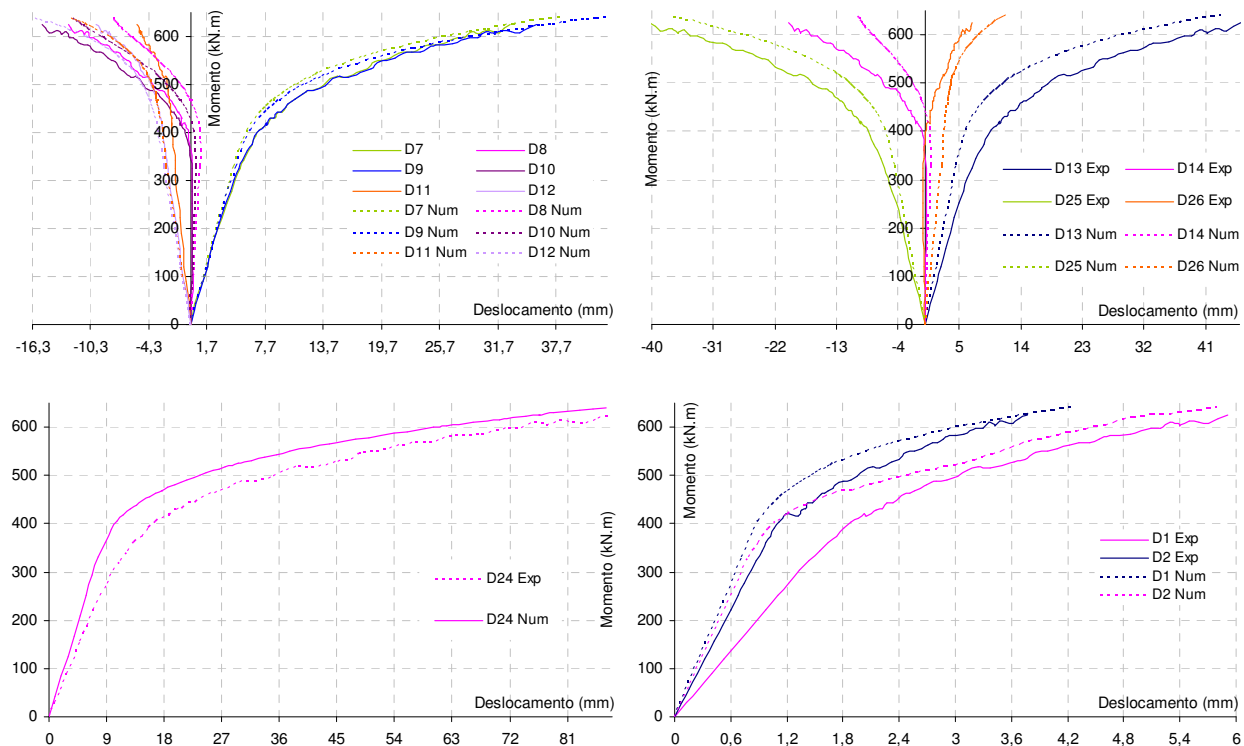
Na Figura 45 apresentam-se as curvas de comportamento global para ambos os modelos.

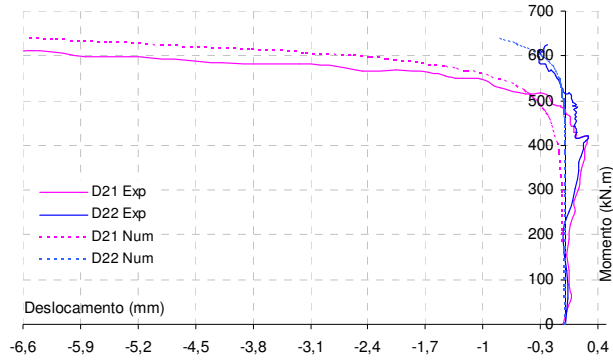


**Figura 45** . Comparação entre resultados experimentais e do modelo calibrado em termos comportamento global

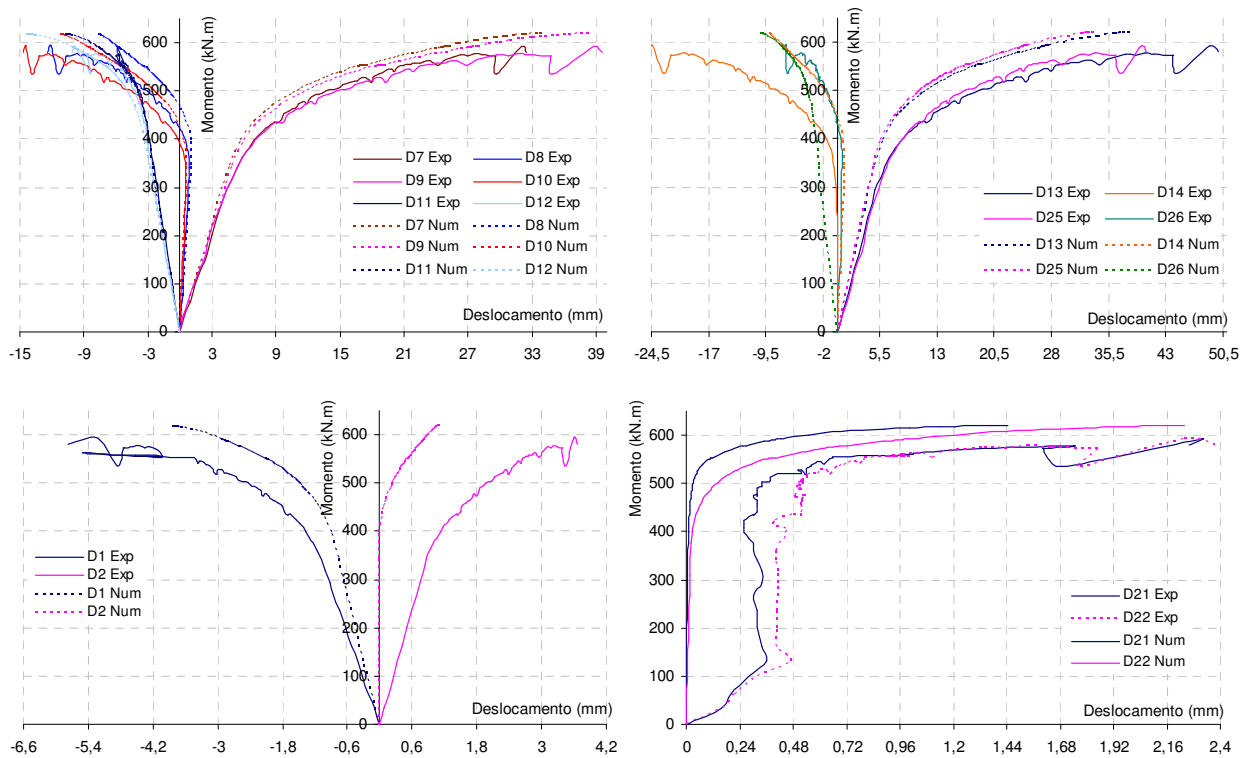
Neste caso tem-se um ajuste pobre, em termos de comportamento global, desde o início das curvas, que é no entanto um pouco melhor para o ensaio E2B, e que se deve ao efeito de baloiço.

Na Figura 46 e na Figura 47 ilustra-se a comparação entre valores numéricos e experimentais, em termos de deslocamentos, para os modelos S690E4A e S690E4B. Em termos locais, os transdutores de deslocamento apresentam o mesmo tipo de discrepância verificada para o comportamento global. De realçar, no entanto, que o modelo numérico detecta bem a carga de instabilidade e a evolução da deformação transversal do painel a ela devida, como se pode ver pelos gráficos relativos aos transdutores D21 e D22.





**Figura 46 .** Comparação entre deslocamentos experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E4A)

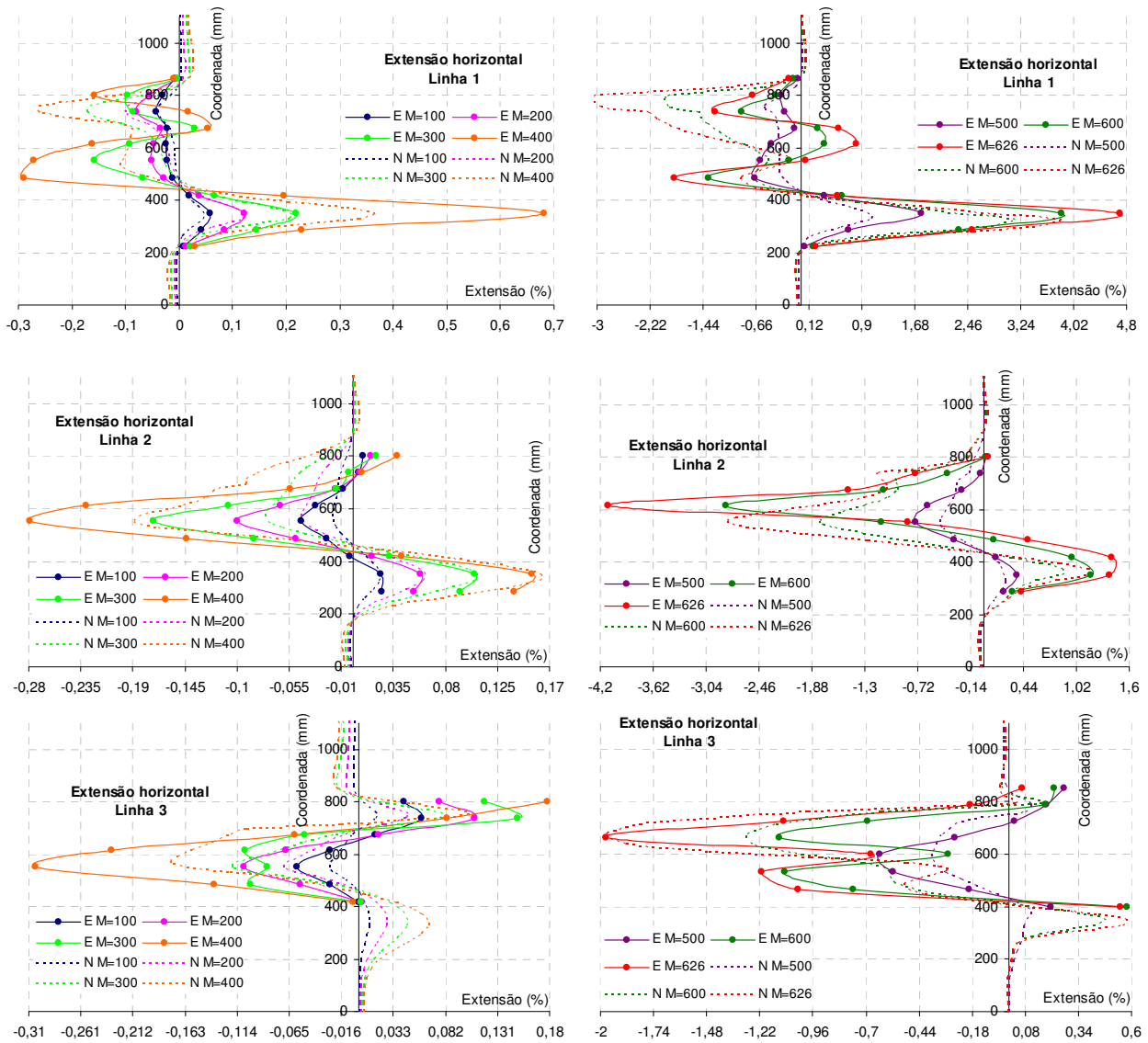


**Figura 47 .** Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E4B) em termos de deslocamentos.

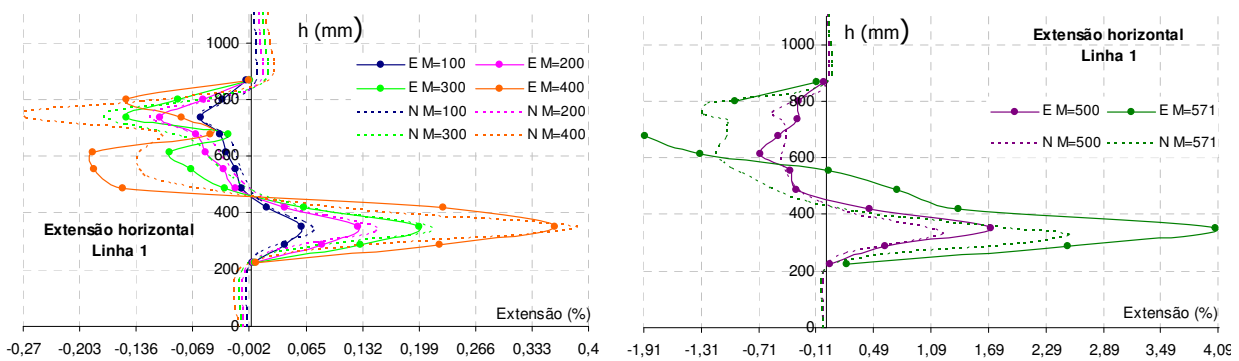
A Figura 48 e a Figura 49 ilustram o comportamento em termos locais.

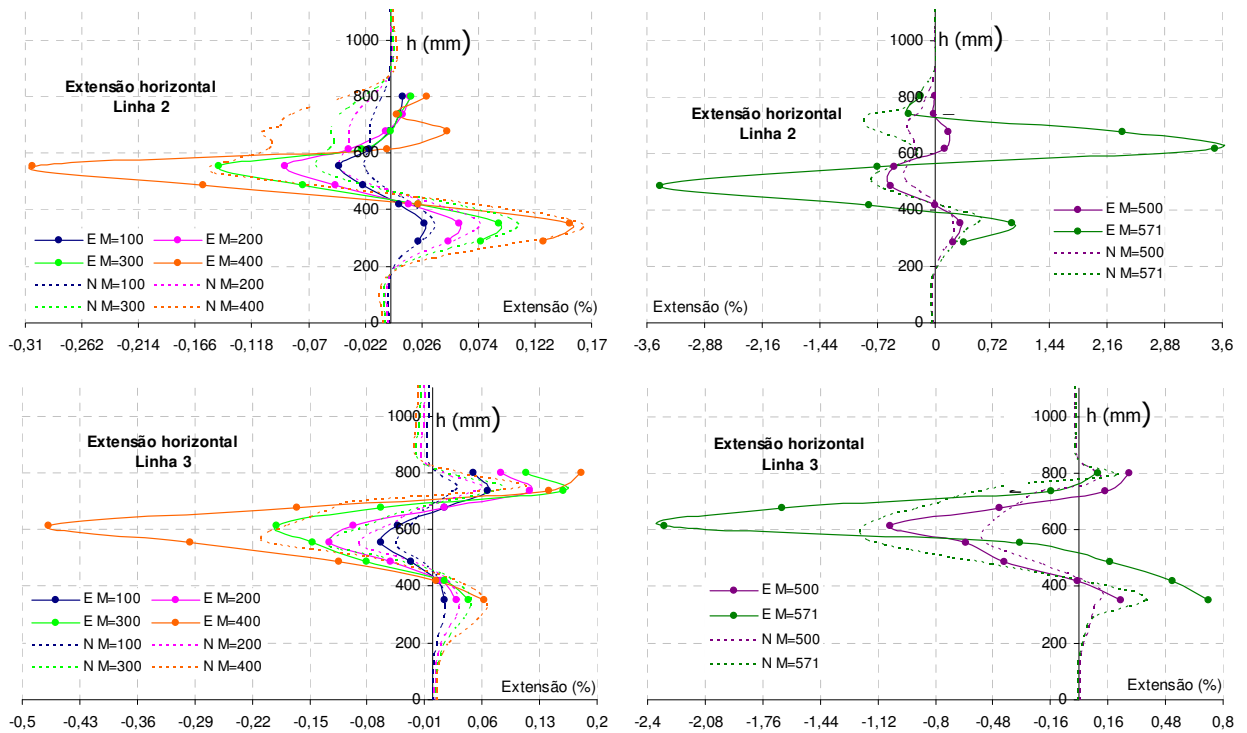
O ajuste é razoável para ambos os ensaios em regime elástico, piorando para cargas próximas e posteriores à carga máxima. A deformação por instabilidade verifica-se para o mesmo lado nos dois ensaios, sendo que se distinguem em termos de amplitude, forma e localização da onda de instabilidade. O efeito dessa diferença é visível nos cortes de extensões, particularmente junto na zona superior do painel (compressão).





**Figura 48 .** Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E4A) em termos de extensões: linhas verticais ao longo do painel (antes e depois da carga máxima).



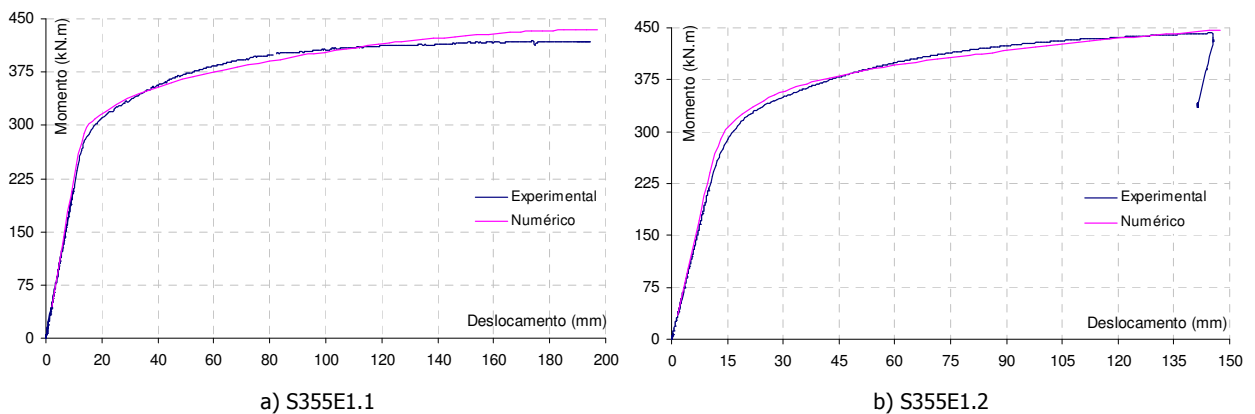


**Figura 49** . Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado S690E4B) em termos de extensões: linhas verticais ao longo do painel (antes e depois da carga máxima).

### 3.4.3 Modelos em aço da classe S355

#### 3.4.3.1 Modelos S355E1.1 e S355E1.2

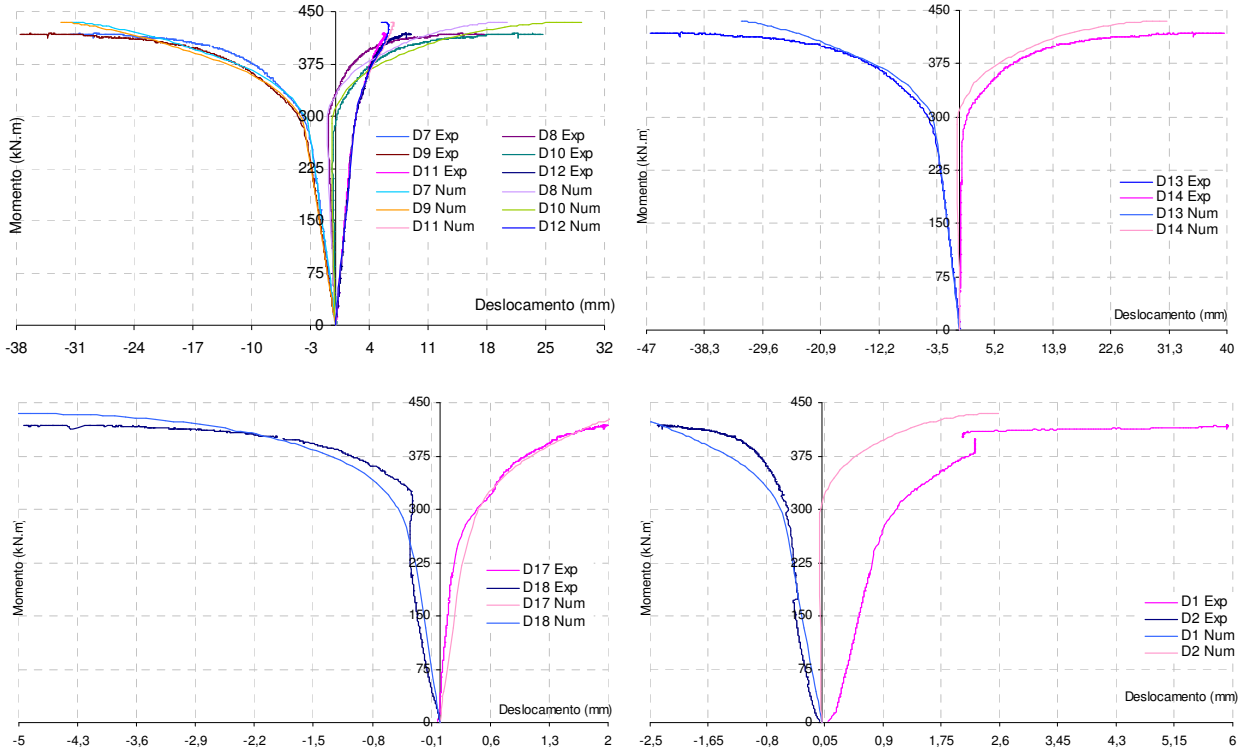
Na Figura 50 apresentam-se as curvas de comportamento global para ambos os modelos.



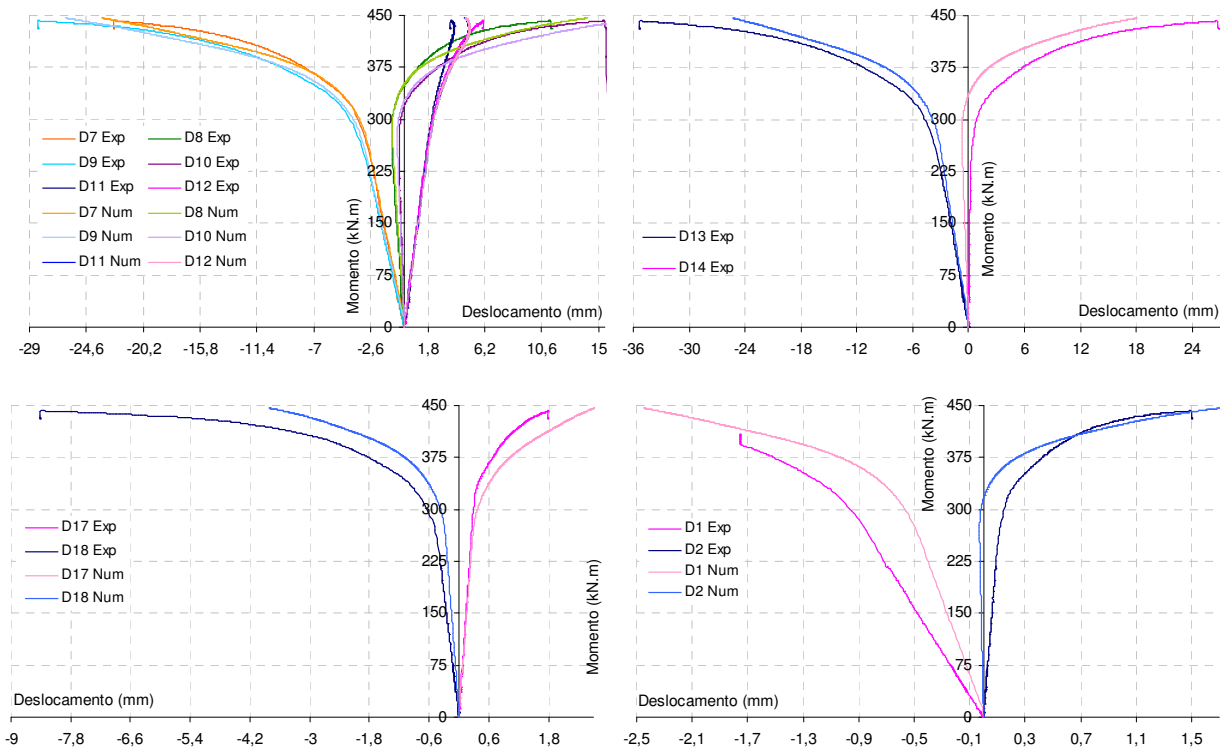
**Figura 50** . Comparação entre resultados experimentais e do modelo calibrado em termos comportamento global

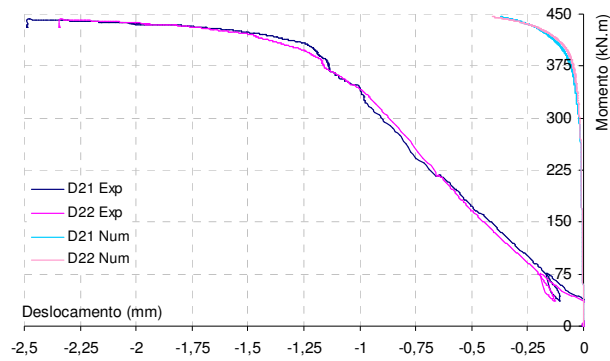
Relativamente ao comportamento global, podemos observar que o ajuste é razoável, com imperfeições em termos da deformação no ponto onde é detectada a cedência, e na zona de endurecimento da curva. Estas diferenças podem ter a ver com o comportamento do aço, que de uma maneira geral parece conduzir a resultados mais dispersos do que acontecia com o aço da classe S690. Esta situação poderá

prender-se com pequenas imprecisões da curva do material, ou com dificuldades do modelo numérico em lidar com as transições bruscas de rigidez da referida curva, que não existiam no aço de alta resistência. Na Figura 51e na Figura 52 ilustra-se a comparação entre valores numéricos e experimentais, em termos de deslocamentos, para os modelos S355E1.1 e S355E1.2.



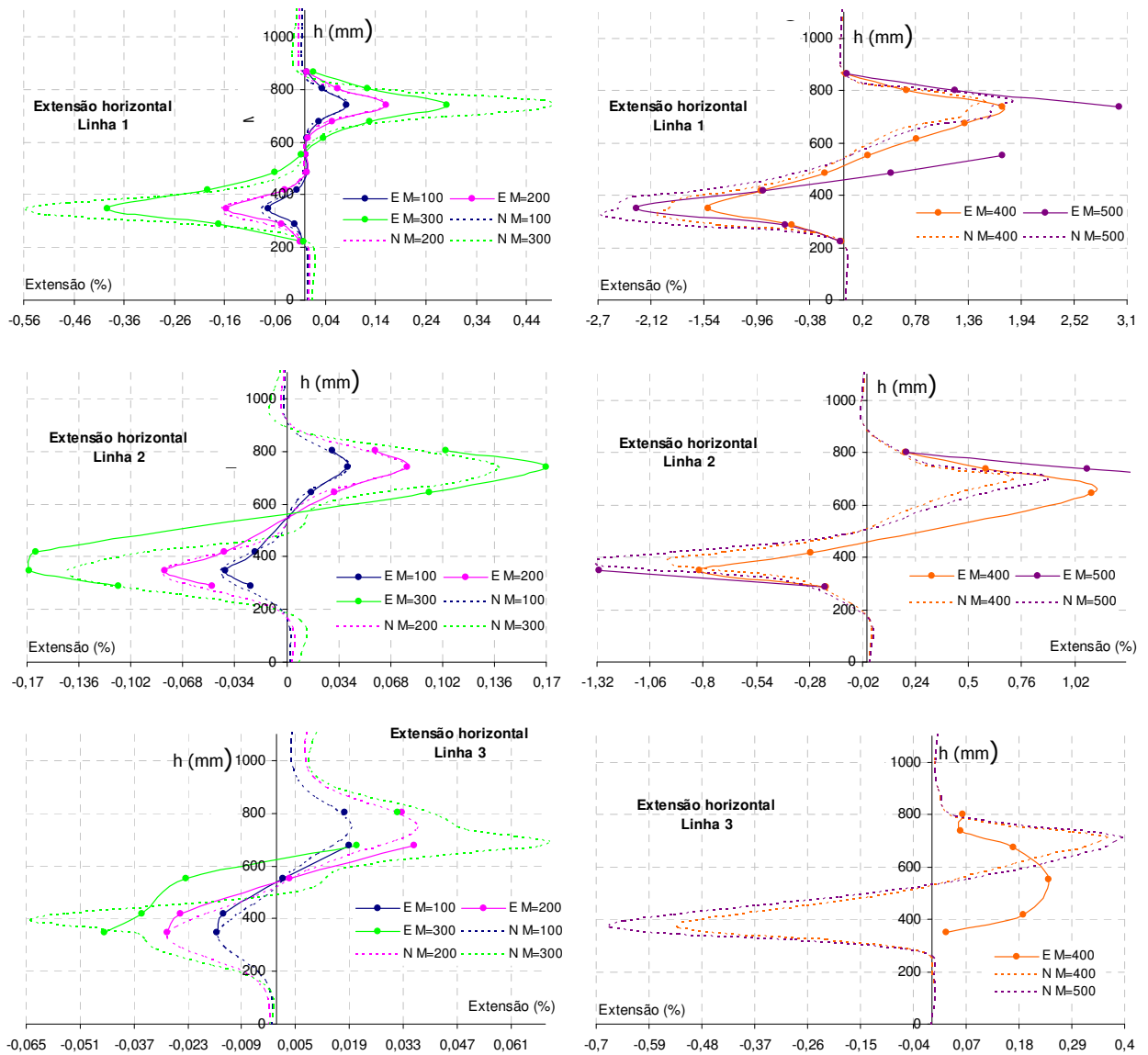
**Figura 51** • Comparação entre deslocamentos experimentais e numéricos (modelo calibrado S355E1.1)



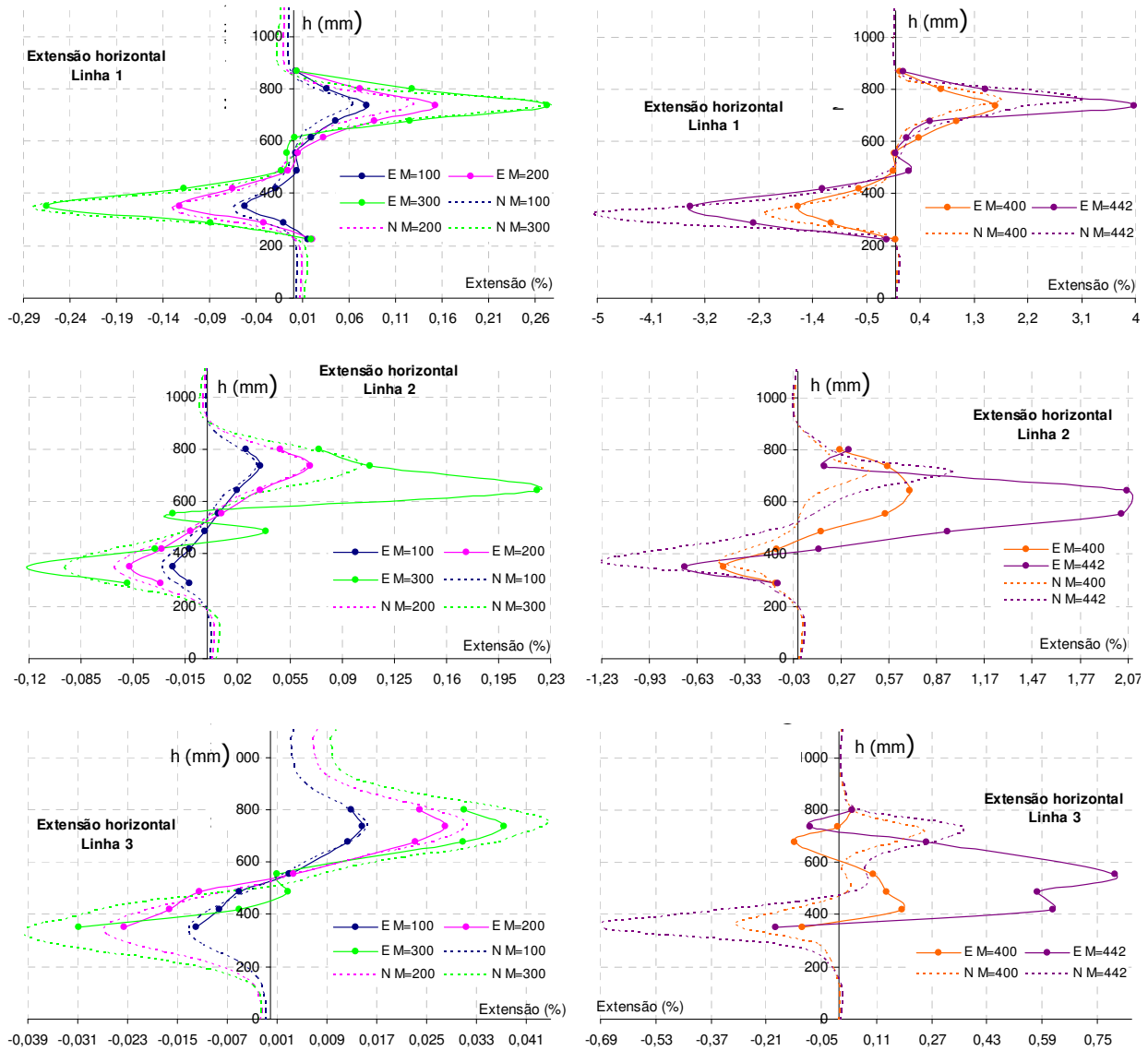


**Figura 52** • Comparação entre deslocamentos experimentais e numéricos (modelo calibrado S355E1.2)

Os ajustes são semelhantes para ambos os modelos e semelhantes ao ajuste do comportamento global. A Figura 53 e a Figura 54 ilustram o comportamento em termos locais.



**Figura 53** • Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado S355E1.1) em termos de extensões: linhas verticais ao longo do painel (antes e depois da carga máxima).



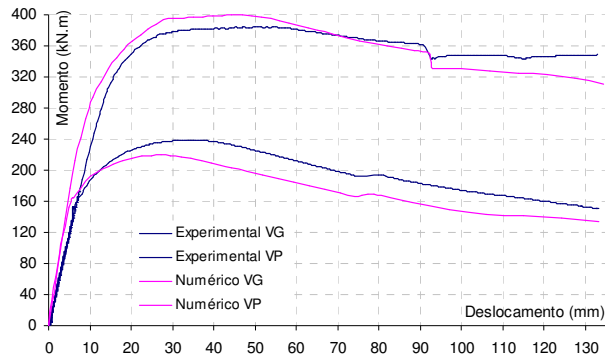
**Figura 54 .** Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado S355E1.2) em termos de extensões: linhas verticais ao longo do painel (antes e depois da carga máxima).

Verifica-se um ajuste aceitável em termos dos zeros dos diagramas, e em termos das tendências e valores máximos nas zonas de tracção e de compressão. A excepção verifica-se para o nível de momento de 300 kNm, que corresponde ao cotovelo da curva de comportamento global, e que como se viu anteriormente é um ponto onde o ajuste é menos bom.

Verifica-se uma diferença entre ambos os ensaios que diz respeito à distribuição de extensões a meio da altura da secção, que se torna mais irregular no caso do ensaio E1.2, devido ao facto de o modelo E1.1 ter a alma da viga recortada na zona da junta, e o modelo E1.2 ter a alma completa, provocando assim diferenças na introdução de carga no painel.

### 3.4.3.2 Modelo S355E2

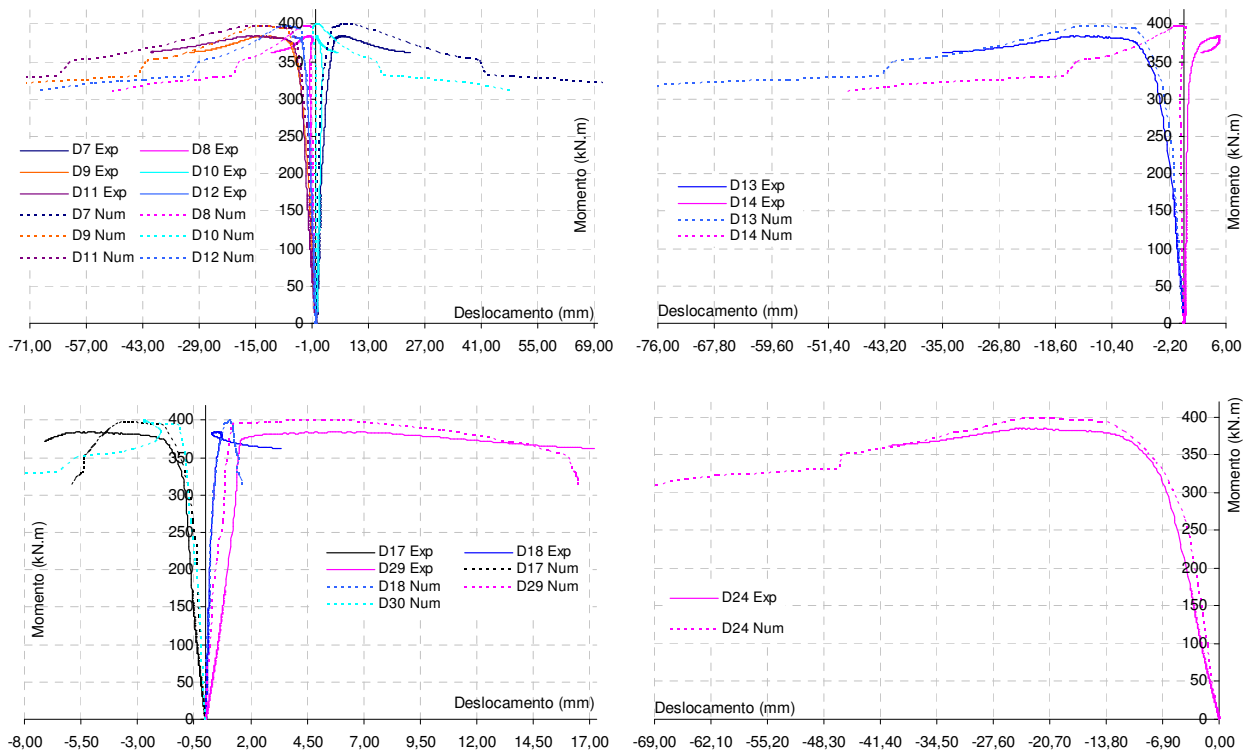
Na Figura 55 apresenta-se a curva de comportamento global.



**Figura 55** . Comparação entre resultados experimentais e do modelo calibrado em termos comportamento global

Nos modelos constituídos por aço da classe S355, a estratégia de controlo dos actuadores para aplicação da carga foi completamente automática, o que potenciou o chamado efeito de baloiço, pelo o modelo numérico não consegue reproduzir o comportamento experimental deste ensaio com a qualidade que garante para os outros casos.

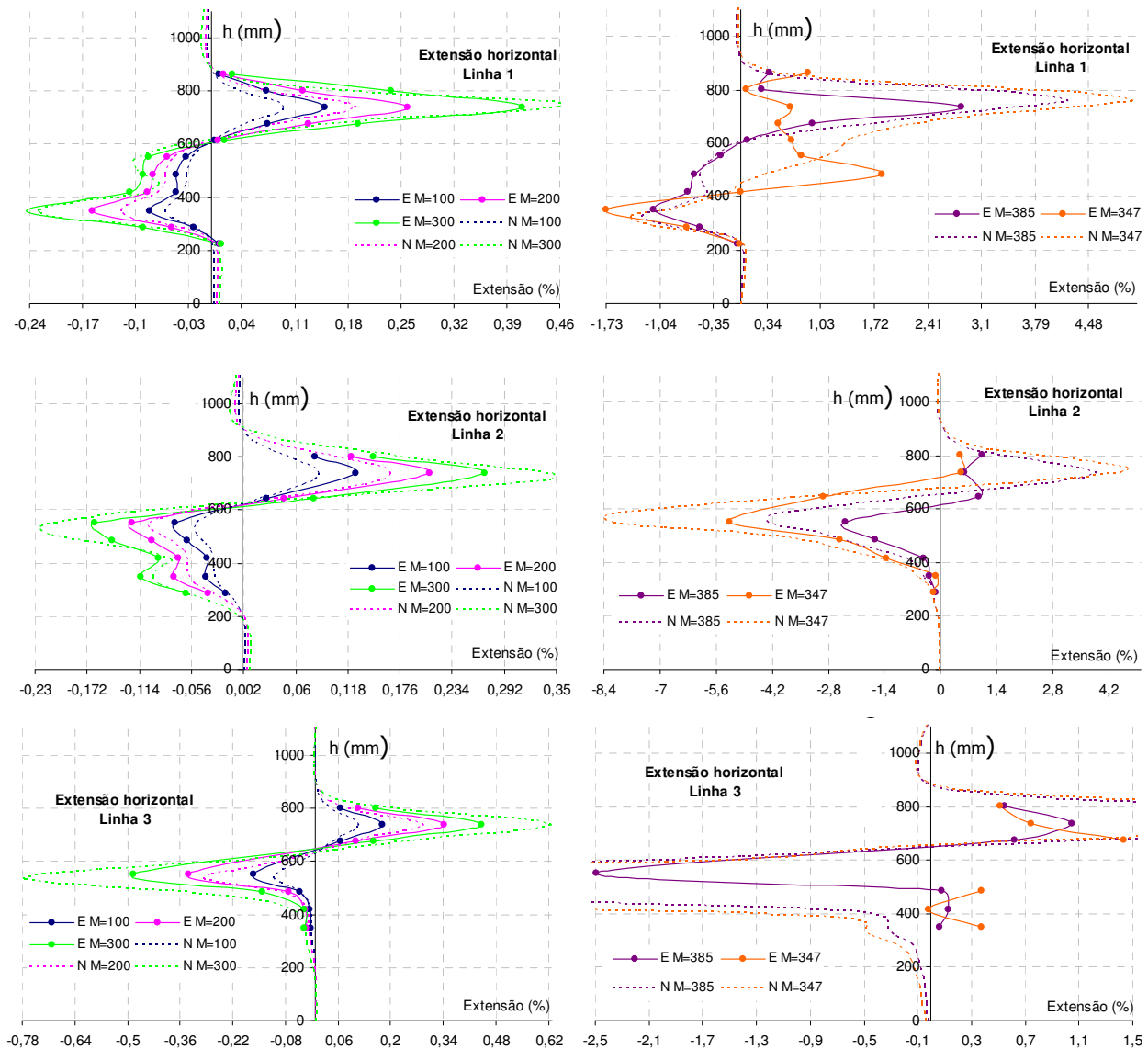
Na Figura 56 ilustra-se a comparação entre valores numéricos e experimentais, em termos de deslocamentos, para o modelo S355E2.



**Figura 56** . Comparação entre deslocamentos experimentais e numéricos (modelo calibrado S355E2)

Os resultados em termos de transdutores de deslocamento para comportamento local apresentam as mesmas deficiências do comportamento global, ainda que com uma magnitude mais reduzida.

A Figura 57 ilustra o comportamento em termos locais.

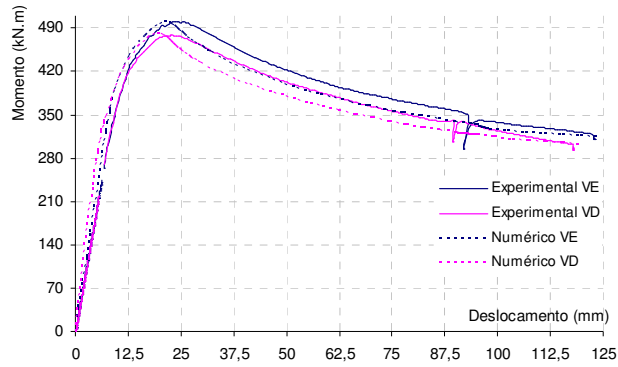


**Figura 57** • Resultados experimentais vs numéricos em termos de extensões: linhas verticais ao longo do painel

Dos gráficos anteriores pode observar-se que o ajuste é razoável em termos de tendências globais e zeros das curvas, particularmente em fase elástica. Para carga elevadas, faz-se sentir o efeito da instabilidade, particularmente para a linha 3, onde se localiza o ápice da onda de instabilidade.

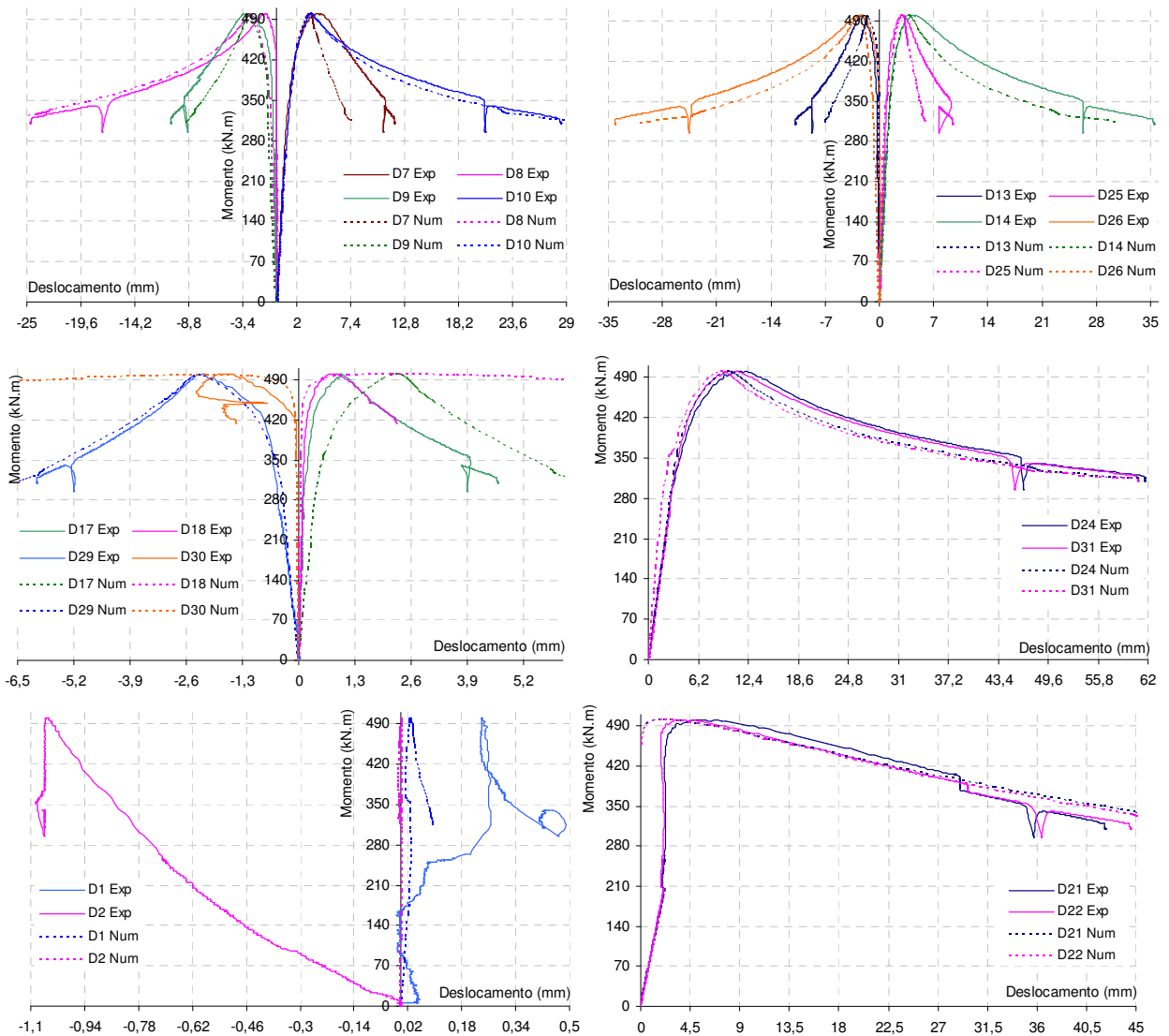
### 3.4.3.3 Modelo S355E3

Na Figura 58 apresenta-se a curva de comportamento global. Pode observar-se que apesar de as curvas experimentais e numéricas apresentarem tendências semelhantes e terem correspondência em termos de carga de instabilidade, o modelo numérico é menos flexível que o experimental, particularmente em termos de rigidez inicial e do troço pós instabilidade.



**Figura 58** . Comparação entre resultados experimentais e numéricos em termos de comportamento global

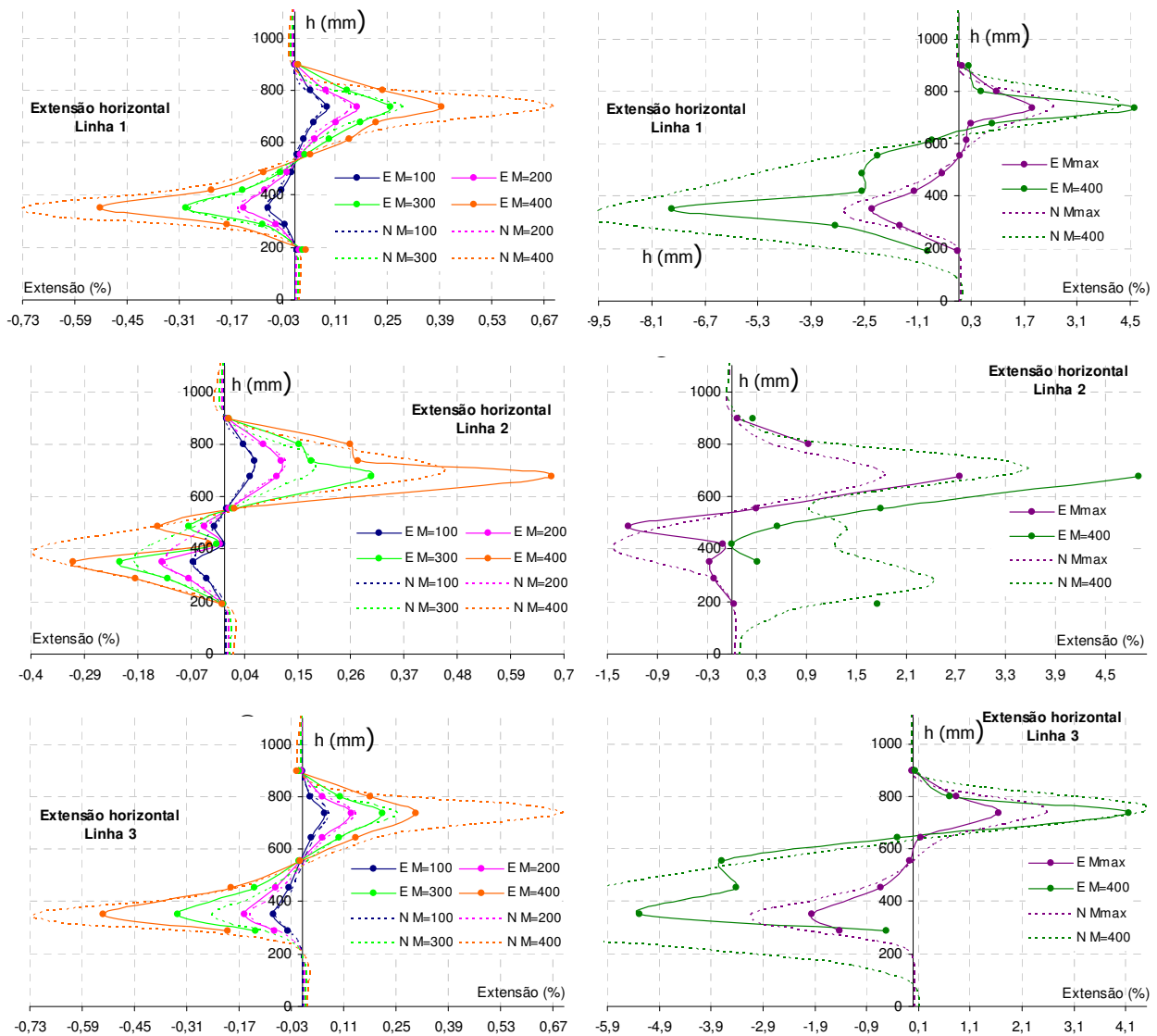
Na Figura 59 ilustra-se a comparação, em termos de deslocamentos, para o modelo S355E3. De uma maneira geral, os gráficos evidenciam um ajuste aceitável entre resultados numéricos e experimentais. De realçar ainda o bom ajuste em termos de detecção da carga de instabilidade e deformação fora do plano do painel, evidenciada pelos transdutores 21, e 22.



**Figura 59** . Comparação entre deslocamentos experimentais e numéricos (modelo calibrado S355E3)



A Figura 60 e ilustra o comportamento em termos locais.



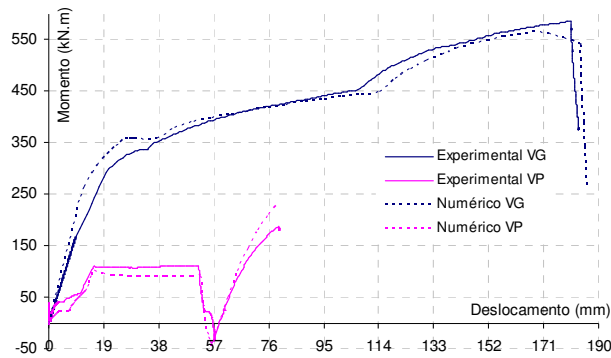
**Figura 60** • Resultados experimentais vs numéricos em termos de extensões: linhas verticais ao longo do painel

Dos gráficos anteriores verifica-se que o ajuste dos resultados do modelo numérico aos resultados do ensaio experimental é razoável, com exceção dos resultados a meio da linha 2, provavelmente por ser aí que se localiza o ápice da onda de instabilidade.

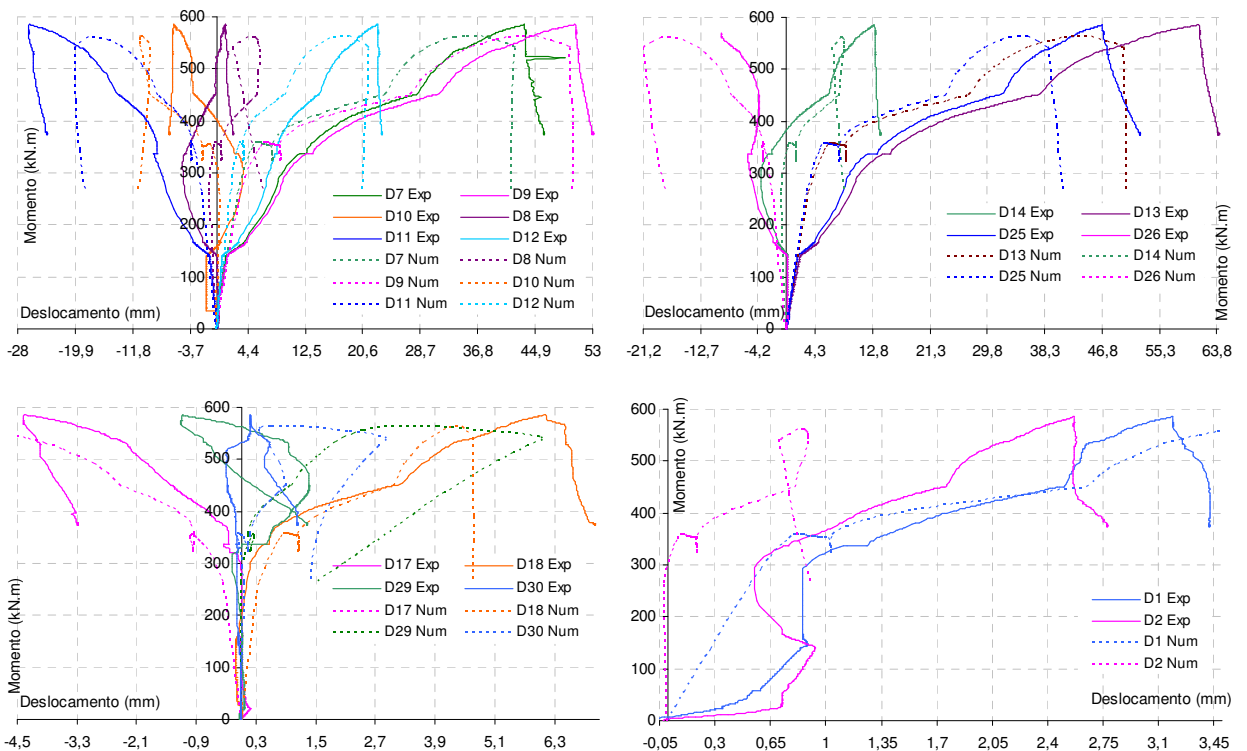
### 3.4.3.4 Modelo S355E4

Na Figura 61 apresenta-se a curva de comportamento global. Neste ensaio, além do efeito de baloço, verificou-se um problema associado com uma peça que se partiu durante o ensaio. Apesar disso, a curva numérica apresenta um traçado com tendência global semelhante à do ensaio experimental.

Na Figura 62 ilustra-se a comparação, em termos de deslocamentos, para o modelo S355E4, e o ajuste verificado, apresenta a mesma tendência verificada em termo de comportamento global.

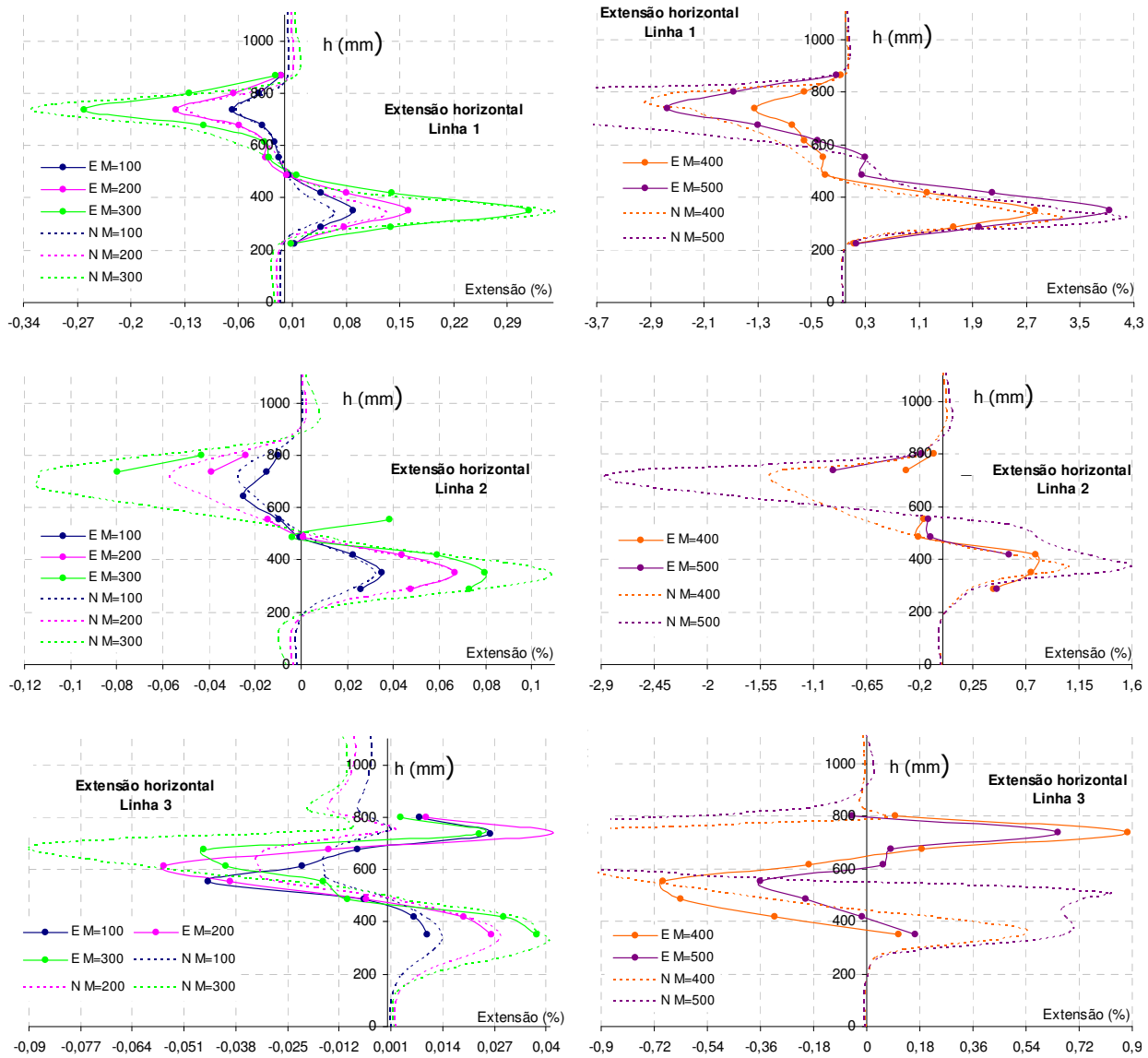


**Figura 61** • Comparação entre resultados experimentais e do modelo calibrado em termos de comportamento global



**Figura 62** • Comparação entre deslocamentos experimentais e numéricos (modelo calibrado S355E4)

A Figura 63 ilustra a comparação entre valores do modelo numérico calibrado e os valores homólogos dos ensaios experimentais, relativamente ao comportamento local. Dos gráficos referidos pode concluir-se que existe um ajuste razoável em termos dos pontos onde os digramas se anulam, das tendências das curvas, e até mesmo em termos de magnitude das extensões, entre os resultados do ensaio experimental e os resultados do modelo numérico. A exceção a este cenário é a distribuição de extensões na linha 3 em regime plástico, e os valores máximos de compressão nas linhas 1 e 3. As zonas referidas estão na área que sofreu deformação por instabilidade, podendo os resultados menos bons estar dever-se ao facto de o modelo numérico não ter conseguido reproduzir completamente a onda de instabilidade.



**Figura 63** . Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado) em termos de extensões: linhas verticais ao longo do painel (antes e depois da carga máxima).

### 3.5 Conclusões

O trabalho desenvolvido no presente capítulo divide-se em duas fases. A primeira diz respeito ao desenvolvimento de modelos de elementos finitos de cada tipologia ensaiada, e a segunda diz respeito à sua calibração com os resultados experimentais.

Relativamente ao modelo de elementos finitos procurou-se a solução que conduziria ao melhor equilíbrio entre o rigor pretendido e o volume de cálculo. Para tal realizou-se um estudo de convergência de malha e a análise comparativa entre resultados de modelações com elementos tipo casca e sólidos. Procurou-se ainda que os modelos numéricos correspondessem a réplicas rigorosas dos modelos ensaiados. Para tal procedeu-se a avaliações minuciosas do comportamento do material e da geometria das estruturas, e

reproduziram-se fielmente as condições de apoio, contraventamento e carregamento. Foi dada ainda particular atenção à modelação da soldadura de ligação viga-pilar, e da zona de transição entre a alma e o banzo do pilar, por se ter concluído terem um papel importante no comportamento do modelo.

O processo de calibração passou pela selecção dos parâmetros com peso mais significativo no comportamento estrutural dos modelos, a saber: perturbação inicial para detecção numérica da instabilidade da zona comprimida do painel, geometria da soldadura da ligação viga-pilar (banzo) e geometria da zona de transição entre alma e o banzo do pilar. Para cada parâmetro foi realizado um estudo inicial de âmbito, sensibilidade e interdependência em relação aos outros parâmetros, que permitiu recolher informação importante sobre os melhores procedimentos para o processo de calibração, e permitiu também estabelecer um intervalo mais definido para cada parâmetro em causa, que foi depois utilizado numa calibração final e global. O procedimento foi aplicado a todas as juntas em estudo. A qualidade da calibração conseguida é avaliada pela comparação entre os resultados experimentais e os dos modelos numéricos em termos de comportamento global (deslocamentos) e local (extensões).

Em termos de comportamento global (deslocamento) o ajuste entre resultados numéricos e experimentais é, de uma maneira geral, satisfatório. As excepções devem-se ao chamado efeito de baloço que o modelo numérico não conseguiu reproduzir.

Em termos de comportamento local (extensões) os resultados são, de uma maneira geral, bons em termos de tendências das curvas e seus zeros.

O ajuste em regime elástico é melhor que o verificado para valores de carga próximos ou posteriores à carga máxima. No entanto, mesmo em regime elástico, verificam-se diferenças entre as extensões numéricas e experimentais, que se prendem maioritariamente com o facto de os modelos experimentais apresentarem deformação do painel fora do seu plano desde o início do carregamento. Esta deformação pode dever-se a deslocamentos parasitas do conjunto ou ao facto de a instabilidade ser por divergência. No caso do modelo numérico a instabilidade é claramente por bifurcação, pois o deslocamento do painel fora do seu plano é nulo até muito próximo da carga de instabilidade, e aumenta subitamente a partir daí.

Para valores próximos ou posteriores à carga máxima de instabilidade, verificam-se, em alguns modelos, diferenças mais significativas entre os resultados numéricos e experimentais, porque neste âmbito se verificam grandes deformações associadas a plasticidade elevada e a instabilidade da zona comprimida do painel. Esta situação verifica-se apesar de os modelos numéricos conseguirem reproduzir com bastante rigor as deformações por instabilidade verificadas nos modelos experimentais, quer em termos de amplitude, quer em termos de forma. O que se passa é que a deformação sofrida pelo painel devida à instabilidade tem um efeito considerável sobre as extensões verificadas no painel, particularmente nas linhas de inflexão da deformada, que se encontram muito próximas ou mesmo coincidentes com as três

linhas de extensómetros do painel. Isto significa que, mesmo que a diferença entre a deformação de instabilidade nos modelos numérico e experimental seja muito pequena, a diferença em termos de extensão pode ser significativa.

De realçar que a calibração local realizada através das extensões do painel da alma do pilar, é uma calibração fina com um nível de detalhe considerável. Além disso, os modelos apresentam estados de tensão complexos, com plasticidade elevada e com instabilidade. Como tal, o ajuste conseguido em termos locais, ainda que apresente alguns desajustes, é sem dúvida um garante de que os modelos numéricos conseguem reproduzir o comportamento experimental até um detalhe assinalável, e servem para continuar o estudo pretendido.

**Bibliografia**

1. ELEMENT REFERENCE MANUAL. LUSAS Version 13 FEA
2. THEORY MANUAL. LUSAS Version 13 FEA
3. DIAS DA SILVA, V.: Introdução a Análise Não-Linear de Estruturas. Secção de Textos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade, 2002
4. SIMÕES DA SILVA, L. E GERVÁSIO, H. : Manual de dimensionamento de estruturas metálicas : Métodos avançados. CMM Associação Portuguesa de Estruturas Metálicas e Mistas, 2007
5. COELHO, A. M. G.: Characterization of the ductility of bolted beam-to-column steel connections. PhD Thesis, University of Coimbra, July 2004, Tese de doutoramento (em inglês).

## Índice

### Capítulo 4 Avaliação experimental e numérica do comportamento das componentes do painel da alma do pilar

4.1	Introdução .....	191
4.2	Metodologia utilizada para obtenção do comportamento das componentes .....	192
4.2.1	Avaliação do deslocamento.....	192
4.2.1.1	Introdução.....	192
4.2.1.2	Modelo de comportamento para as tipologias de junta previstas no EC3.....	192
4.2.1.3	Modelo de comportamento para nó interno assimétrico.....	193
4.2.2	Avaliação da força.....	194
4.2.2.1	Introdução.....	194
4.2.2.2	Forças de tracção e de compressão.....	195
4.2.2.3	Força de corte.....	198
4.3	Comparação entre valores analíticos e numéricos .....	200
4.3.1	Formulações.....	200
4.3.2	Forças de tracção e compressão.....	202
4.3.3	Momento na junta.....	203
4.3.4	Força de corte.....	204
4.4	Curvas F- $\Delta$ para as componentes da alma do pilar .....	206
4.4.1	Introdução.....	206
4.4.2	Curvas bilineares (método das componentes).....	206
4.4.3	Aplicação às juntas.....	207
4.4.3.1	Introdução.....	207
4.4.3.2	Nó externo.....	207
4.4.3.3	Nó interno simétrico.....	213
4.4.3.4	Nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico.....	216
4.4.3.5	Nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento assimétrico.....	222
4.5	Conclusões .....	227
	Bibliografia .....	229

## **Capítulo 4 Avaliação experimental e numérica do comportamento das componentes do painel da alma do pilar**

---

### **4.1 Introdução**

O objectivo do trabalho apresentado neste capítulo consiste na caracterização do comportamento das componentes do painel da alma do pilar, através de registos  $F-\Delta$  (Força-Deslocamento). A avaliação é realizada a partir dos resultados dos modelos numéricos de elementos finitos, para todo o âmbito de carregamento, resultando em curvas não lineares, com endurecimento, definidas até à rotura, que descrevem o verdadeiro comportamento das componentes.

A parte inicial do trabalho realizado neste capítulo consistiu em compreender as fontes de força e deformabilidade da junta e a forma como interagem no painel da alma do pilar, para poder extrair do modelo numérico os valores representativos das forças e das deformações associadas a cada componente. Para tal, e particularmente no caso da avaliação das deformações, foi necessário fazer uso de modelos de comportamento. No caso das configurações preconizadas no EC3 (nó externo e interno simétrico) foi utilizado o modelo de comportamento subjacente ao método das componentes. No caso das novas configurações, em nó interno assimétrico, foi estabelecido um novo modelo de comportamento, com base no anterior e na informação extraída dos ensaios experimentais e do modelo numérico sobre o comportamento do novo tipo de nó.

As forças foram avaliadas a partir da integração numérica dos campos de tensões associados a cada componente.

Foi estabelecida uma comparação crítica entre os resultados da metodologia referida e os valores analíticos das forças, obtidas por considerações de equilíbrio das forças que actuam no contorno do painel da alma do pilar.

Por último, estabelece-se uma comparação crítica entre as curvas  $F-\Delta$  de cada componente, provenientes dos resultados do modelo numérico, e as curvas homólogas, relativas à formulação do método das componentes.

Tendo em conta que as curvas apresentadas são obtidas a partir do modelo numérico de elementos finitos, e que a compreensão do estado de tensão no painel da alma do pilar é fundamental para desempenhar a tarefa proposta, apresentam-se representações do estado de tensão no painel (tensões normais horizontais, tensões de corte e direcções principais) para todas as juntas em estudo, e para vários níveis de carregamento ao longo da história de carga.

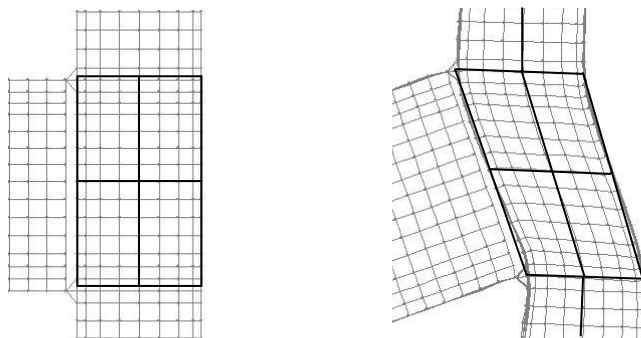


## 4.2 Metodologia utilizada para obtenção do comportamento das componentes

### 4.2.1 Avaliação do deslocamento

#### 4.2.1.1 Introdução

A caracterização do comportamento das componentes a partir dos resultados do modelo numérico implica a avaliação dos deslocamentos associados a cada componente. No entanto, perante uma situação real, não é imediata a forma como se pode contabilizar a deformação relativa a cada componente, na medida em que as deformações se encontram associadas (Figura 1).

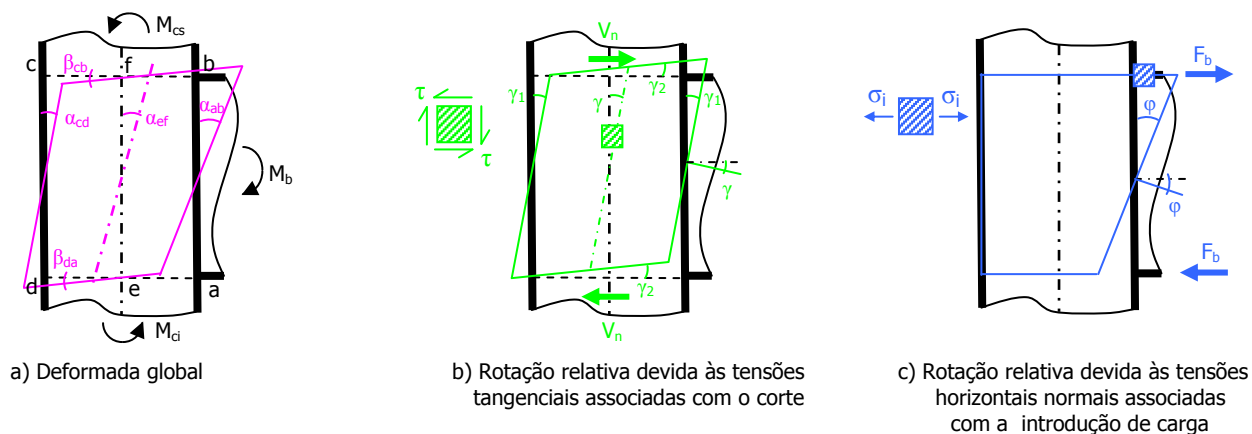


**Figura 1** . Comportamento rotacional do painel da alma da coluna: modelo numérico (nó externo)

A avaliação do deslocamento associado a cada componente pressupõe, portanto, a consideração de um modelo de comportamento que caracterize a deformabilidade da junta, em função das deformações de cada uma das componentes flexíveis, e que caracterize também a forma como essas deformações se influenciam mutuamente.

#### 4.2.1.2 Modelo de comportamento para as tipologias de junta previstas no EC3

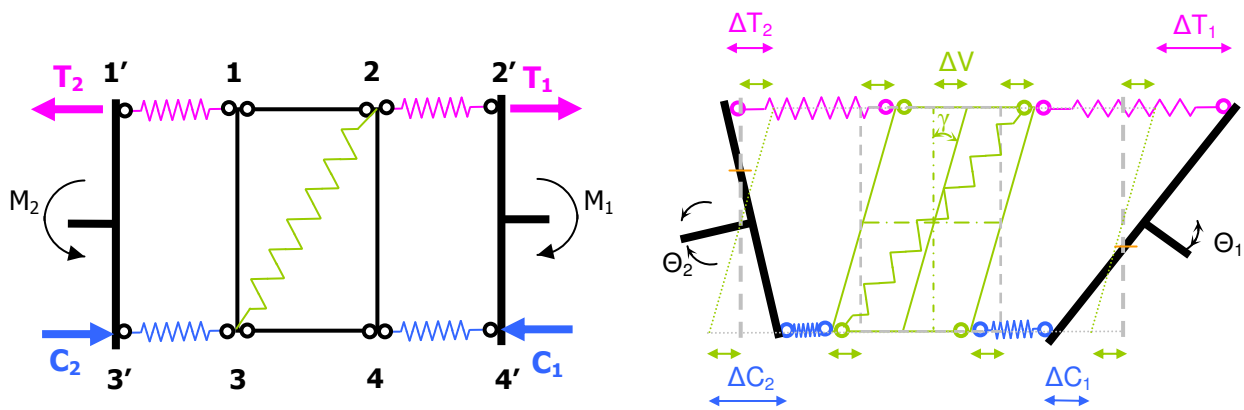
O modelo escolhido para a avaliação das deformações associadas a cada componente é o modelo teórico que serve de base ao método das componentes (Atamaz [1,1987], Jaspert [3,1991] e Jaspert [4,1996]), preconizado na Parte 1-8 do EC3 (CEN [2,2005]). No caso de uma junta soldada, o referido modelo, (apresentado no Capítulo 1) considera que a rotação da junta (Figura 2a)) é igual à soma da rotação por corte (Figura 2b)) com a rotação associada à introdução de carga (Figura 2c)).



**Figura 2** . Comportamento rotacional do painel da alma da coluna de uma junta soldada

O modelo supracitado considera que a deformação de corte é constante em todo o painel, e que a deformação devida à introdução de carga tem carácter localizado e está associada ao lado da junta em causa. O que significa que a deformação por corte pode ser avaliada pelos deslocamentos do eixo do painel ao nível dos banzos das vigas, e que a deformação devida à introdução de carga pode ser avaliada pela diferença entre os deslocamentos dos contornos do painel e os deslocamento do eixo do painel ao nível dos banzos das vigas.

A conceptualização destas premissas, em termos de um modelo de comportamento, conduz ao modelo de representado na Figura 3, que corresponde ao modelo de molas subjacente ao método das componentes.



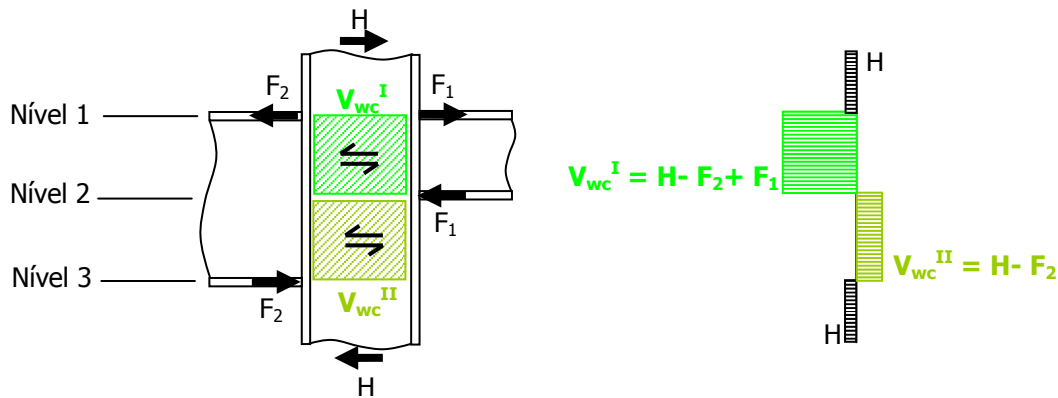
**Figura 3** • Modelo mecânico de molas para reproduzir o comportamento de um nó interno simétrico

O modelo anterior caracteriza a deformabilidade da junta, em função das deformações de cada uma das componentes flexíveis, tendo em conta a forma como essas deformações se influenciam mutuamente, pelo que servirá de orientação para a determinação da deformabilidade de cada componente flexível da junta a partir dos resultados do modelo numérico.

#### 4.2.1.3 Modelo de comportamento para nó interno assimétrico

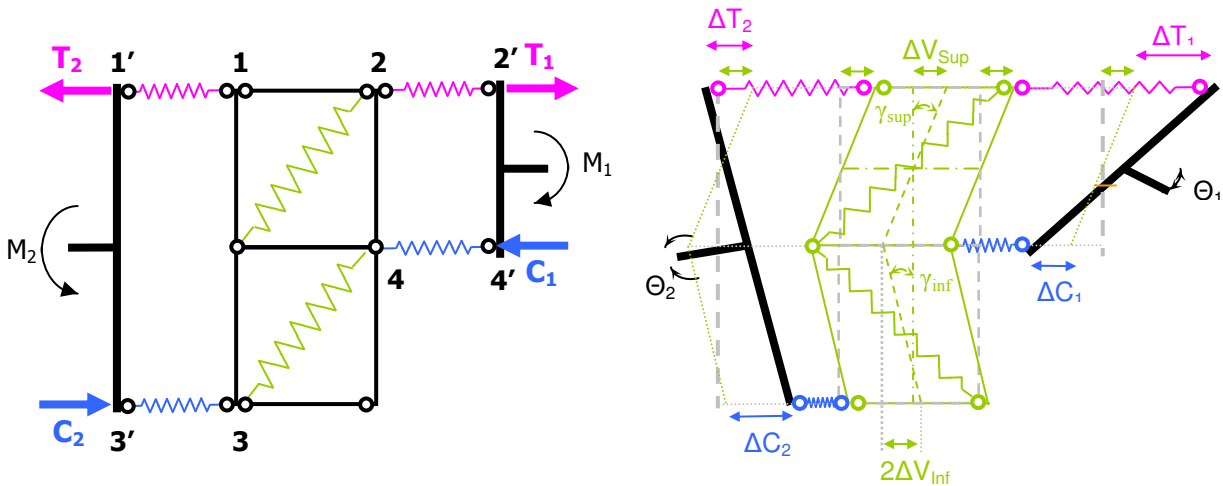
O modelo anterior, destina-se apenas a nós externos e internos simétricos, pelo que é necessário estabelecer um novo modelo para o caso de nós internos assimétricos.

A concepção do modelo para o novo tipo de nó apoiou-se, por um lado, nos conceitos subjacentes ao modelo anterior, e, por outro lado, na informação sobre o comportamento deste novo tipo de nó, recolhida a partir dos ensaios experimentais e das simulações realizadas com o modelo numérico de elementos finitos. A informação referida permitiu concluir sobre a importância fundamental do esforço de corte (em termos de magnitude e distribuição no painel da alma do pilar), e da localização das deformações associadas com a introdução de carga. Assim, para o novo tipo de nó, considera-se que o painel da alma do pilar se encontra dividido em dois (superior e inferior) (Figura 4). A divisão proposta representa a diferença em termos de esforço de corte nos dois sub-painéis, e os níveis a que se encontram as fontes de deformabilidade por introdução de carga.



**Figura 4** • Subdivisão do painel (junta em nó interno assimétrico) em dois sub-painéis em função da distribuição de esforço de corte e da posição das deformações associadas com as componentes tracção e compressão

Assim, propõe-se um novo modelo de comportamento para nós internos com vigas de alturas distintas (Figura 5).



**Figura 5** • Modelo mecânico de molas usado para reproduzir o comportamento do um nó interno assimétrico

O modelo representado na figura anterior permitirá avaliar as deformações associadas a todas as componentes flexíveis do novo tipo de nó <sup>Nota1</sup>.

## 4.2.2 Avaliação da força

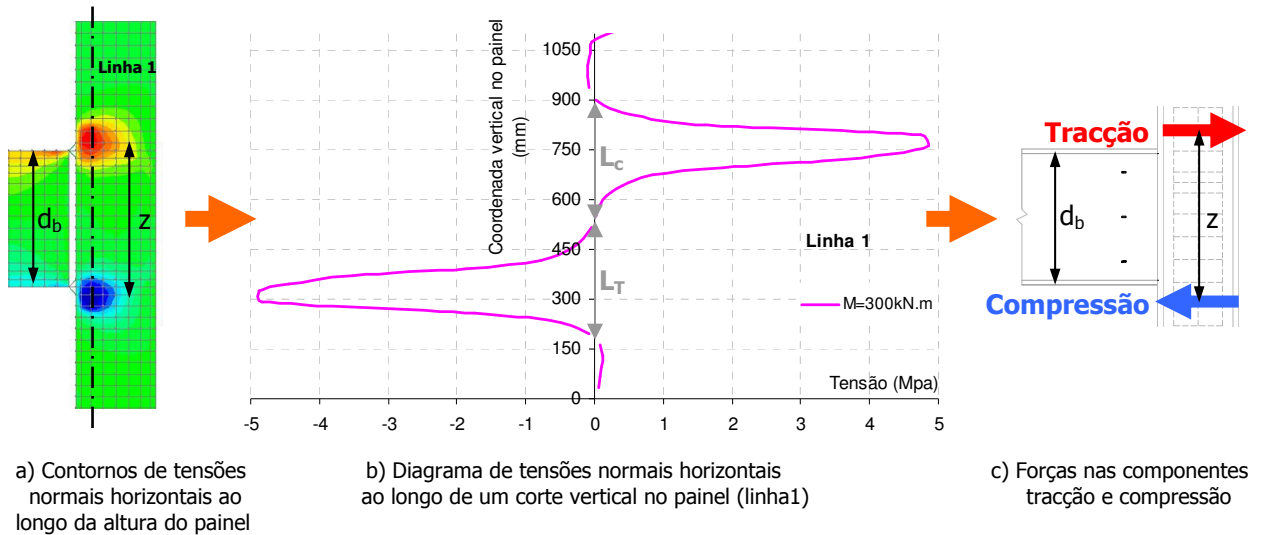
### 4.2.2.1 Introdução

As forças relativas a cada componente do painel da alma do pilar são obtidas por integração dos campos de tensões associados a cada uma das componentes. Esta forma tem a vantagem de permitir ter em conta a interacção de esforços entre as componentes, e o valor real da força que é transportada pela alma do pilar, já que parte dessa força é transmitida pelos banzos, e, portanto, não está associada às componentes do painel da alma do pilar. Nos pontos seguintes ilustra-se o processo de obtenção das forças nas componentes através dos integrais dos campos de tensões.

<sup>Nota1</sup> Os modelos de molas apresentados como auxiliares para determinação das deformações associadas a cada componentes, serão utilizados no Capítulo 6 para determinação da resposta da junta (\$M/\varphi\$).

#### 4.2.2.2 Forças de tracção e de compressão

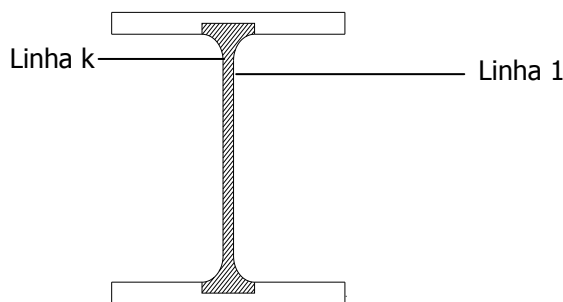
Para a avaliação da força nas componentes de tracção e compressão, através da integração numérica dos diagramas de tensões, consideram-se as tensões normais ao longo de secções verticais próximas do banço ao longo da altura do painel (Eq. 1 e Eq. 2), do lado em que se encontra a junta (Figura 6).



**Figura 6** • Processo de obtenção das forças nas componentes tracção e compressão

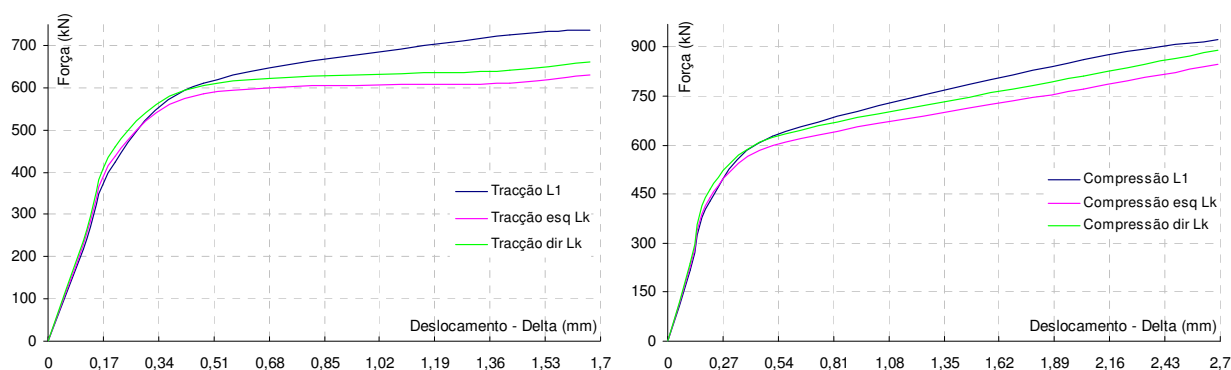
$$F_{\text{compressão}} = \left( \int_0^{L_c} \sigma_x dz \right) \cdot e \quad F_{\text{tracção}} = \left( \int_{L_c}^{L_T} \sigma_x dz \right) \cdot e \quad (1) \quad (2)$$

A localização da secção transversal vertical ao longo da qual se contabilizam os diagramas de tensões normais, para avaliação das forças nas componentes tracção e compressão, é escolhida de forma a que fique o mais próximo possível do banço do pilar, de modo a ser representativa da força que entra no painel proveniente da viga. A hipótese mais evidente para a sua localização seria a linha k (transição entre a alma e o banço), que representa o fim da zona de transição circular entre a alma e o banço do pilar, e onde é feita a avaliação do comprimento efectivo associado às componentes tracção e compressão, no método das componentes do EC3. No entanto, uma vez que a avaliação dos diagramas de tensões normais é realizada num modelo numérico/experimental, que mimetiza o comportamento real da junta, o campo de tensões normais na linha k encontra-se perturbado pela presença da descontinuidade geométrica e material consubstancializada pela zona de transição entre a alma e o banço. Como tal, esta não é a posição ideal para avaliar o diagrama de tensões a partir do qual se pretende avaliar a força nas componentes. Optou-se então por realizar a referida avaliação numa secção o mais próxima possível da linha k, mas onde os campos de tensões se encontram mais uniformes (linha 1). Na Figura 7 indicam-se as posições das linhas 1 e k, relativamente à secção transversal do pilar.



**Figura 7** • Posição da linha 1 e da linha k

No sentido de avaliar se, de facto, a linha 1 é a posição ideal para realizar a contabilização dos integrais, procede-se à avaliação em três posições, a saber: 1. na linha 1; 2. entre o eixo do banzo e a linha k (esq Lk); 3. entre a linha k e a linha 1 (dir Lk). Na Figura 8 apresentam-se gráficos dos diagramas F-Δ para as componentes tracção e compressão, avaliadas nas posições referidas.



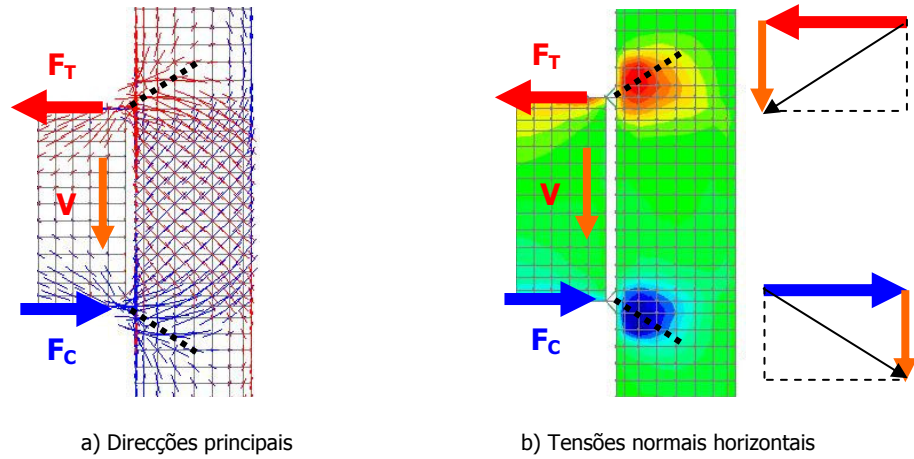
**Figura 8** • Diagramas F-Δ para as componentes tracção e compressão avaliados em três secções distintas

Como se pode avaliar pelos gráficos anteriores, o corte realizado ao longo da secção associado à linha 1, é aquele que conduz a uma carga mais elevada. Este resultado parece controverso, na medida em que as outras duas linhas consideradas se encontram mais próximas da junta, pelo que deveriam conduzir a forças mais elevadas. A justificação prende-se com o facto, referido atrás, de o campo de tensões na zona de transição ser mais errático, dada a secção variável, as concentrações de tensões, e as tensões residuais verificadas nessa zona. Esta constatação corrobora a hipótese de que a linha 1 é a posição mais adequada para avaliar a força na componente.

Indicam-se em seguida algumas situações particulares relativas à forma como se propõe avaliar a força:

- Posição do centro de gravidade das zonas de tracção e compressão

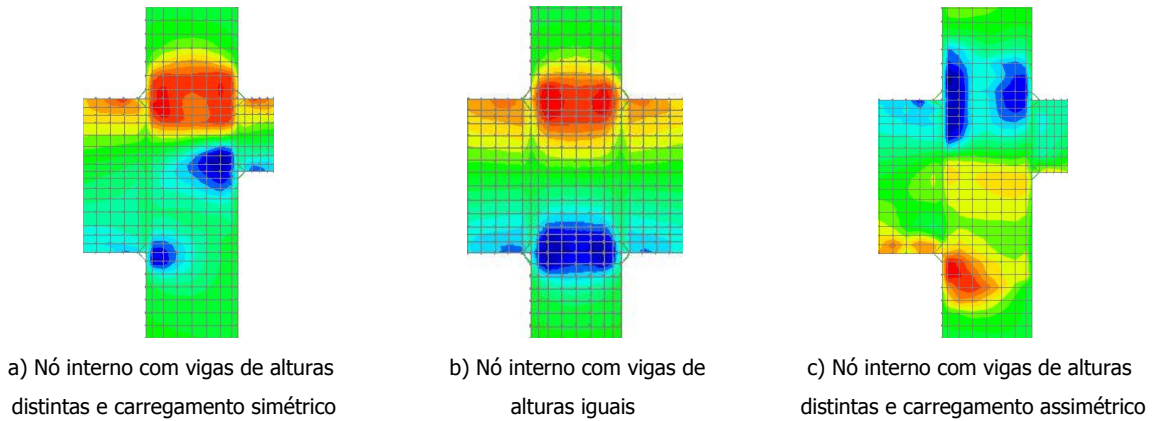
A distância entre os centros de gravidade dos diagramas de tensões normais na zona de tracção e de compressão ( $z$ ), não é igual à distância entre os eixos dos banzos da viga ( $d_b$ ). A justificação tem a ver com a inclinação da força que entra no painel proveniente das vigas. De facto, a presença de esforço transversal na viga, conduz a uma inclinação da força que entra no painel que justifica que o centro de gravidade dos diagramas de tensões normais não se encontre alinhado com o banzo da viga (Figura 9).



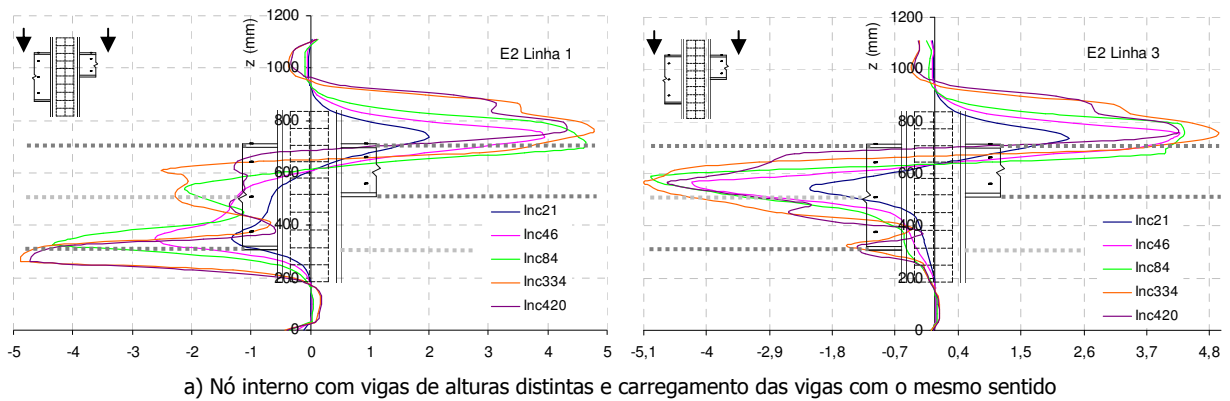
**Figura 9** . Influência da inclinação da força que entra no painel, proveniente das vigas, na posição do centro de gravidade dos diagramas de tensões normais no painel

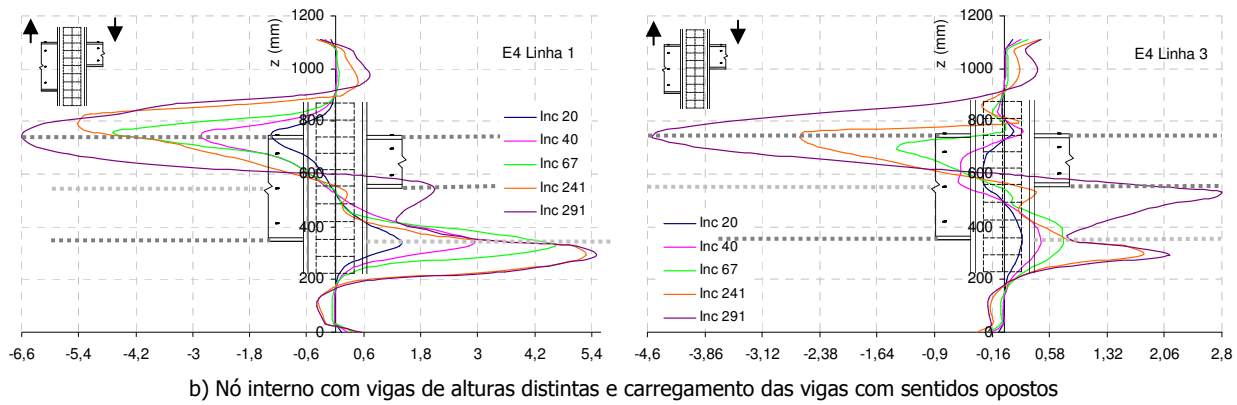
• Avaliação das forças nas componentes tracção e compressão em nós internos

Nas situações em nó interno (Figura 10), as forças nas componentes são avaliadas em ambos os lados da junta. No caso de as vigas terem alturas diferentes, os níveis de compressão (carregamento simétrico Figura 10a)) ou de tracção (carregamento assimétrico Figura 10c)) podem não se encontrar alinhados de ambos os lados da junta, conduzindo a distribuições de tensões mais complexas (Figura 11).



**Figura 10** . Contornos de tensões normais horizontais para nós internos



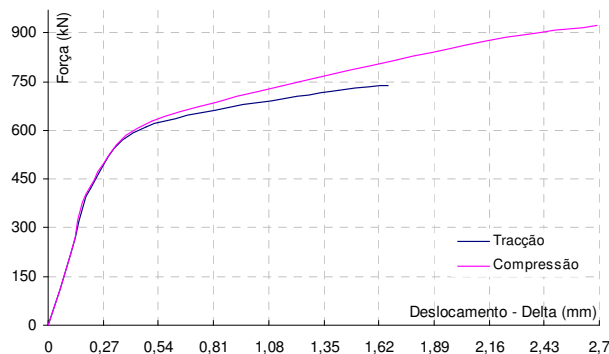


**Figura 11** . Diagramas de tensões normais de cada lado da junta em nós internos não simétricos

Dos gráficos anteriores verificar-se que, para valores baixos de carregamento, os diagramas correspondentes a cada lado da junta são influenciados pela acção da viga desse lado, e para valores mais elevados, faz-se sentir uma influência considerável da viga do outro lado da junta.

• Diferença entre as forças nas componentes tracção e compressão

Relativamente à força nas componentes de tracção e compressão, verifica-se que existe semelhança entre estas na fase elástica, mas em fase plástica a força de compressão apresenta valores consideravelmente superiores aos da força de tracção (Figura 12).



**Figura 12** . Diagramas F-Δ para as componentes tracção e compressão em nó externo

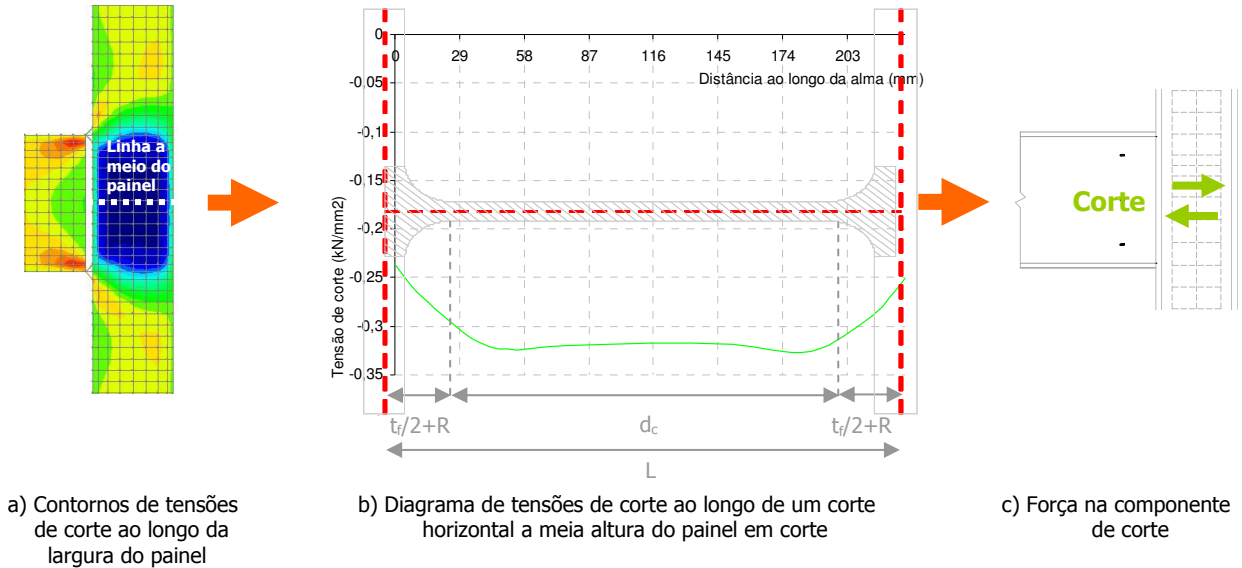
A diferença verificada entre as forças, justifica-se com as alterações do estado de tensão na zona comprimida devidas ao efeito de onda, associado à instabilidade da zona comprimida do painel.

**4.2.2.3 Força de corte**

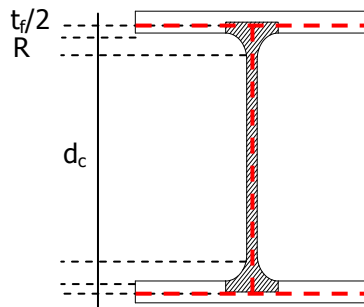
Relativamente à força na componente corte, a avaliação é feita numa linha situada a meio do painel, onde o esforço de corte é máximo (Figura 13). Neste caso as componentes do estado de tensão envolvidas são as tensões de corte, e a secção transversal ao longo da qual são contabilizadas é horizontal.

Tendo em conta que o elemento finito usado no modelo numérico é do tipo casca, a modelação é realizada pelas linhas médias de cada parte da secção. De forma, para ter em conta o espessamento na

zona de transição entre a alma e o banzo, a zona correspondente foi modelada com uma espessura superior à espessura da alma. Como tal, ao realizar a integração numérica das tensões de corte ao longo da alma, há que considera espessuras distintas, em função da zona em causa (Figura 14). Assim, a força de corte é dada pela Eq. 3.



**Figura 13 .** Processo de obtenção da força na componente corte



**Figura 14 .** Área de corte da secção transversal do pilar

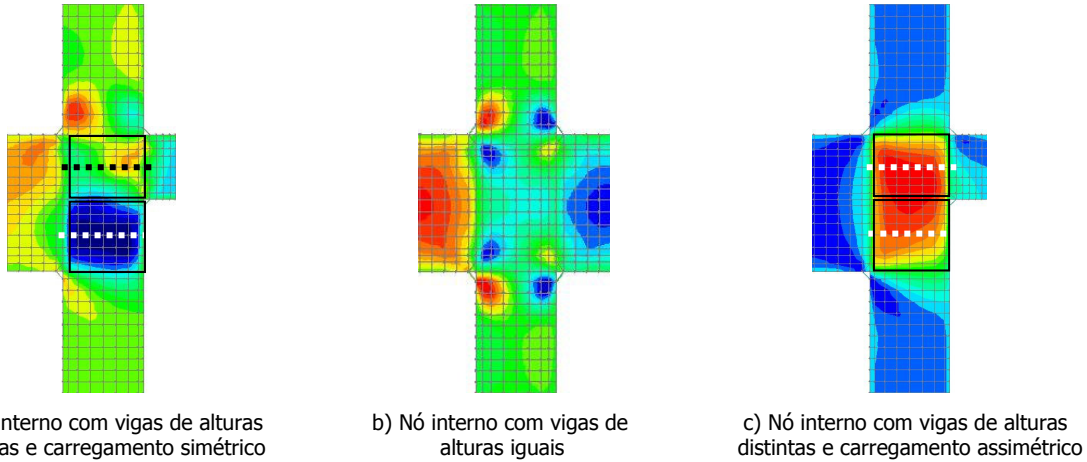
$$V = \left( \int_0^{t_f/2+R} \sigma_{xz} dx \right) \cdot e_1 + \left( \int_R^{d_c} \sigma_{xz} dx \right) \cdot e + \left( \int_L^{d_c + \frac{t_f}{2} + R} \sigma_{xz} dx \right) \cdot e_1 \quad (3)$$

No caso da junta em nó externo, a zona sujeita a corte corresponde ao painel completo, como se pode ver pela distribuição de tensões de corte ilustrada na figura anterior. Para as configurações em nó interno a situação é diferente, pelo que a secção transversal considerada, para avaliar as tensões de corte, tem necessariamente uma localização diferente.

No caso de juntas em nó interno simétrico em termos de geometria e carga (Figura 15 b)), o valor do esforço de corte no painel é praticamente nulo, apresentado apenas valores diferentes de zero nos cantos do painel, devido à concentração de tensões aí verificadas. Neste caso não é necessário contabilizar a força, pois esta é desprezável.

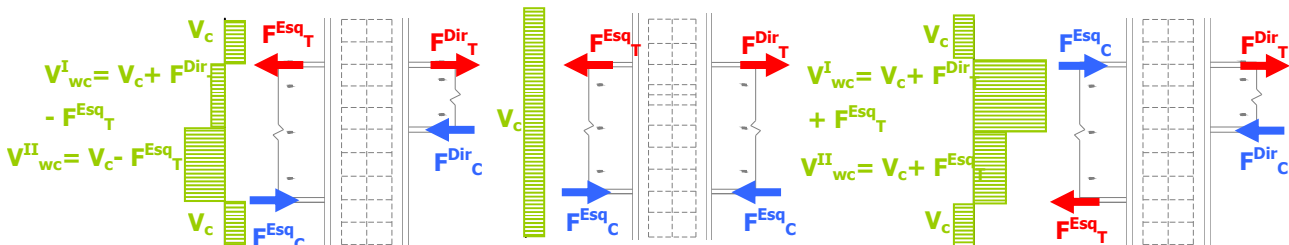


No caso de nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico (Figura 15 a)) ou assimétrico (Figura 15 c)), cada sub-painel apresenta valores de esforço de corte distintos, pelo que é necessário proceder à avaliação da força associada a cada painel. Assim a avaliação é realizada nas linhas a meio da altura de cada sub-painel.



**Figura 15** . Contornos de tensões de corte e localização da linha usada na avaliação da força

Os contornos de tensões representados na Figura 15 correspondem aos diagramas de esforço transversal representados na Figura 16, obtidos por considerações de equilíbrio no contorno do painel, e considerando variação linear de esforço transversal ao longo da altura do pilar.



**Figura 16** . Diagramas de esforço transversal no painel para os outros casos em estudo

### 4.3 Comparação entre os valores analíticos e numéricos

#### 4.3.1 Formulações

Neste ponto estabelece-se uma comparação entre valores das forças nas componentes obtidas analiticamente (por equilíbrio das forças no contorno do painel), e obtidas através do processo de integração dos campos de tensões do modelo numérico de elementos finitos. A Figura 17 e a Figura 18 ilustram os esquemas estruturais e forças a considerar na obtenção dos valores analíticos das forças, para o caso de nó externo e nó interno assimétrico, respectivamente. O Quadro 1 e o Quadro 2 listam as formulações analítica e numérica para nó externo e nó interno assimétrico, respectivamente.

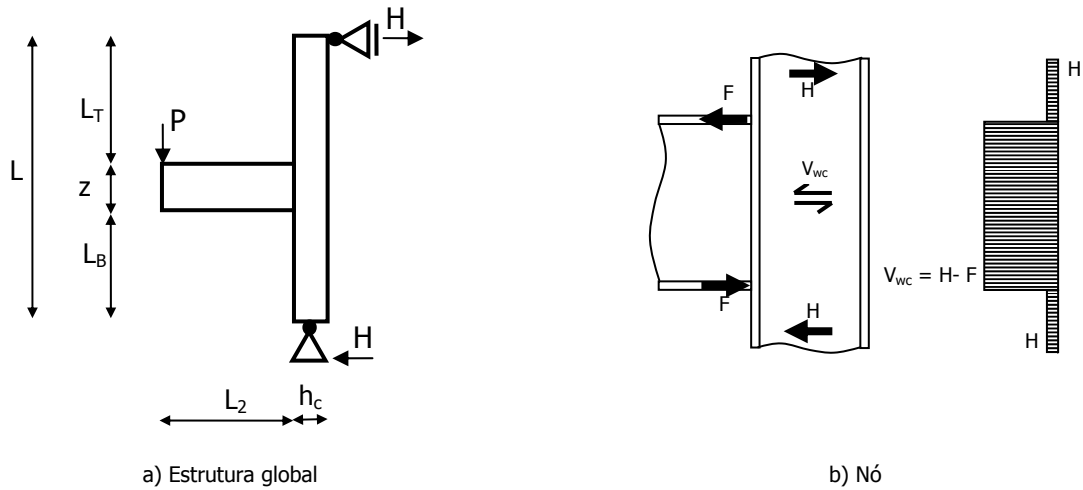


Figura 17 • Equilíbrio estrutural (nó externo)

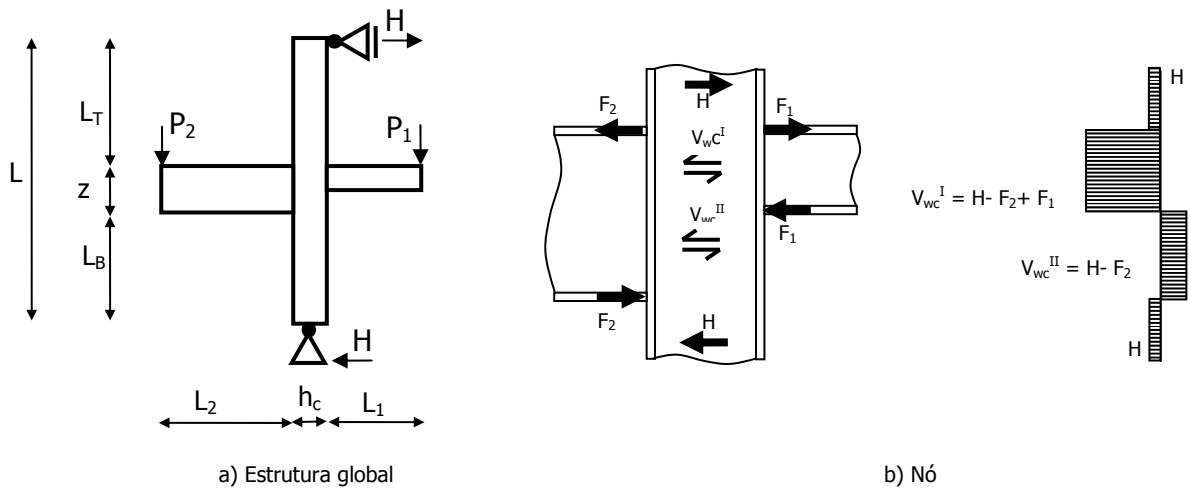


Figura 18 • Equilíbrio estrutural (nó interno assimétrico)

Quadro 1 • Formulação analítica e numérica para cálculo de esforços na junta (nó externo)

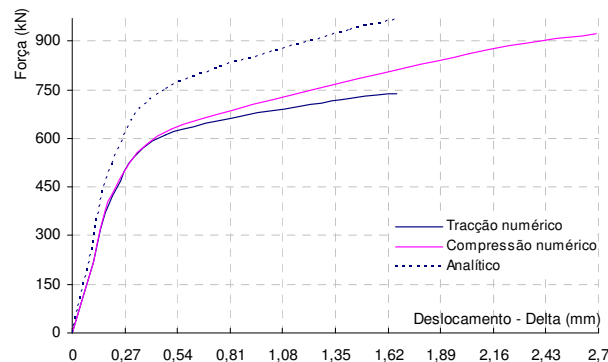
	Analítico	Numérico
Reacção horizontal		$H = \frac{P(L_2 + \frac{h_c}{2})}{L}$
Força de tracção	$F = \frac{PL_2}{z}$	$F_{\text{tracção}} = \sum_i \left( \int_{L_c}^{L_t} \sigma_x dz \right) \cdot e$
Força de compressão	$F = \frac{PL_2}{z}$	$F_{\text{compressão}} = \sum_i \left( \int_{L_0}^{L_c} \sigma_x dz \right) \cdot e$
Esforço de corte actuante no painel	$V_{wc} = \frac{P(L_2 + \frac{h_c}{2})}{L} - \frac{PL_2}{z}$	$V_{\text{alma}} = \sum_i \left( \int \tau_{xz} dz \right) \cdot e_i \quad V_{\text{banzo}} = \sum_i \left( \int \tau_{xz} dy \right) \cdot e_i$ $V_{\text{Total}} = V_{\text{alma}} + V_{\text{BanzoEsq}} + V_{\text{BanzoDir}}$
Momento na junta	$M = Fz$	$M = \left[ \sum_i \left( \int_0^{L_c} \sigma_x dz \right) \cdot e \right] h' + \left[ \sum_i \left( \int_{L_c}^{L_t} \sigma_x dz \right) \cdot e \right] h''$

**Quadro 2.** Formulação analítica e numérica para cálculo de esforços na junta (nó interno assimétrico)

	Analítico	Numérico
Reacção horizontal	$H = \frac{P_2(L_2 + \frac{h_c}{2}) - P_1(L_1 + \frac{h_c}{2})}{L}$	
Força de tracção à esquerda	$F_2 = \frac{P_2 L_2}{z_2}$	$F_{\text{tracção}}^{\text{Linha1}} = \sum_i \left( \int_{L_c}^{L_t} \sigma_x dz \right) \cdot e$
Força de tracção à direita	$F_1 = \frac{P_1 L_1}{z_1}$	$F_{\text{tracção}}^{\text{Linha3}} = \sum_i \left( \int_{L_c}^{L_t} \sigma_x dz \right) \cdot e$
Força de compressão à esquerda	$F_2 = \frac{P_2 L_2}{z_2}$	$F_{\text{compressão}}^{\text{Linha1}} = \sum_i \left( \int_{L_c}^{L_t} \sigma_x dz \right) \cdot e$
Força de compressão à direita	$F_1 = \frac{P_1 L_1}{z_1}$	$F_{\text{compressão}}^{\text{Linha3}} = \sum_i \left( \int_{L_c}^{L_t} \sigma_x dz \right) \cdot e$
Esforço de corte e no painel superior	$V_{wc}^I = \frac{P_2(L_2 + \frac{h_c}{2}) - P_1(L_1 + \frac{h_c}{2})}{L} - \frac{P_2 L_2}{z_2} + \frac{P_1 L_1}{z_1}$	$V_{\text{alma}}^I = \sum_i \left( \int \tau_{xz} dz \right) \cdot e_i \quad V_{\text{banzo}}^I = \sum_i \left( \int \tau_{xz} dy \right) \cdot e_i$ $V_{\text{Total}}^I = V_{\text{alma}}^I + V_{\text{BanzoEsq}}^I + V_{\text{BanzoDir}}^I$
Esforço de corte actuante no painel inferior	$V_{wc}^{II} = \frac{P_2(L_2 + \frac{h_c}{2}) - P_1(L_1 + \frac{h_c}{2})}{L} - \frac{P_2 L_2}{z_2}$	$V_{\text{alma}}^{II} = \sum_i \left( \int \tau_{xz} dz \right) \cdot e_i$ $V_{\text{banzo}}^{II} = \sum_i \left( \int \tau_{xz} dy \right) \cdot e_i$ $V_{\text{Total}}^{II} = V_{\text{alma}}^{II} + V_{\text{BanzoEsq}}^{II} + V_{\text{BanzoDir}}^{II}$
Momento na junta à esquerda	$M_2 = F_2 z_2$	$M^{\text{Linha1}} = \left[ \sum_i \left( \int_0^{L_c} \sigma_x dz \right) \cdot e \right] h' + \left[ \sum_i \left( \int_{L_c}^{L_t} \sigma_x dz \right) \cdot e \right] h''$
Momento na junta à esquerda	$M_1 = F_1 z_1$	$M^{\text{Linha2}} = \left[ \sum_i \left( \int_0^{L_c} \sigma_x dz \right) \cdot e \right] h' + \left[ \sum_i \left( \int_{L_c}^{L_t} \sigma_x dz \right) \cdot e \right] h''$

### 4.3.2 Forças de tracção e compressão

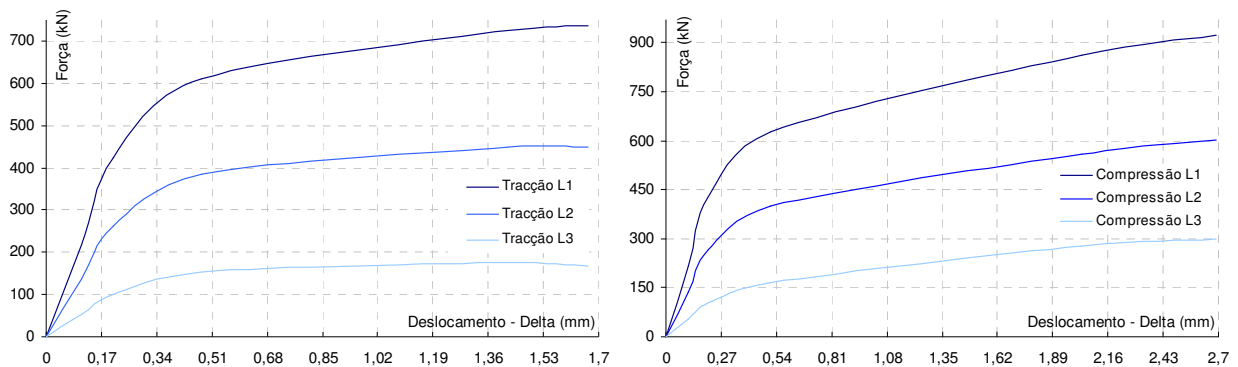
Em seguida comparam-se as formulações analítica e numérica, para avaliação das forças nas componentes, por aplicação ao caso de nó externo. A Figura 19 ilustra a comparação com as curvas F-Δ.



**Figura 19 .** Componentes tracção e compressão: comparação entre valores numéricos e analíticos

A comparação revela um ajuste sofrível na zona elástica, e uma diferença significativa em regime plástico. A diferença entre os referidos valores prende-se com várias causas, a saber:

1. A secção onde são avaliados os cortes de tensões normais localiza-se na alma do pilar junto ao banzo (linha 1), pelo que existe alguma distância entre esta secção e a face do pilar do lado da junta. Quanto mais longe da junta for feita a avaliação dos integrais, mais pequenas serão as forças resultantes (Figura 20), pois a parcela de carga transmitida por corte aumenta. Esta situação é mais notória em regime plástico, dada a evolução dos contornos de tensões.



**Figura 20** • Avaliação analítica da força nas componentes tracção e compressão em várias secções

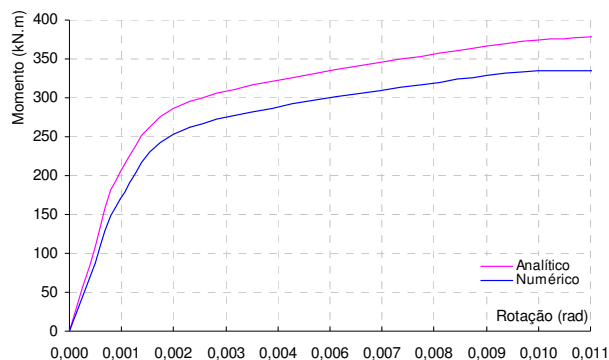
No entanto, como se viu anteriormente, a linha 1 é a secção do painel mais próxima da junta onde é possível avaliar os integrais sem que haja interferência da irregularidade material e geométrica associada à zona de transição entre a alma e o banzo.

2. A inclinação da viga, no âmbito de grandes deformações, é considerável, pelo que a força que entra no painel passa a ser inclinada, conduzindo a que a sua componente horizontal seja menor que o valor avaliado por equilíbrio da viga.
3. A distância entre os centros de gravidade dos diagramas de tensões normais é maior do que o braço do momento na viga (distância entre as linhas médias dos banzos da viga). Como tal, a força calculada através dos diagramas de tensões, terá que ser necessariamente menor que a que provém da viga, pois o seu braço é maior.
4. Em fase plástica, a deformação da junta e do painel aumentam, pelo que a parcela de força que passa pelo banzo aumenta também.
5. Em fase plástica, as interações entre os vários esforços fazem reduzir o esforço associado a cada componente. Esta situação não é tida em conta na força avaliada por equilíbrio da viga.
6. A deformação da zona comprimida do painel fora do seu plano, faz com que haja flexão do painel, o que provoca alteração no esquema de transmissão de forças, e nos campos de tensões (efeito de bolha).

### 4.3.3 Momento na junta

Relativamente à comparação entre o momento na junta avaliado com os valores analíticos ou numéricos da força (Figura 21), a diferença é menor do que a que havia sido obtida para a força, porque o momento avaliado através da força numérica foi calculado com um braço correspondente à distância entre os

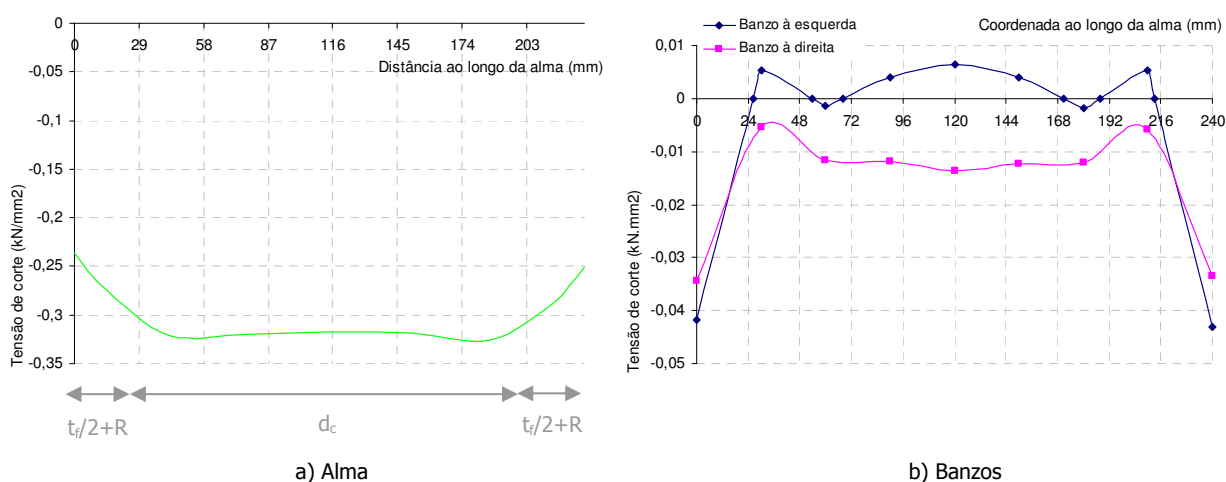
centros de gravidade dos diagramas de tensões normais horizontais (a partir dos quais foram obtidas as forças), e não do braço da viga (distância entre as linhas médias dos banzos). Desta forma foi corrigida a situação referida no ponto 3 da lista acima, o que conduz a que a diferença entre valores analíticos e numéricos seja menor.



**Figura 21** . Comparação entre valores numéricos e analíticos para o momento

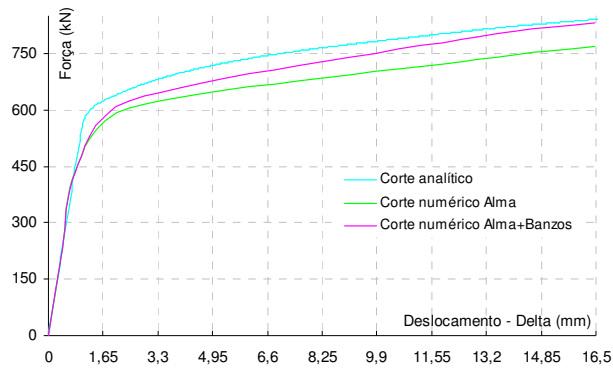
#### 4.3.4 Força de corte

Ao estabelecer a comparação entre valores numéricos e analíticos, no caso da força de corte, há que ter em conta que o valor numérico contabiliza apenas o esforço de corte que solicita a alma, enquanto que o valor analítico corresponde a todo o esforço de corte que solicita o pilar na zona da junta, incluindo o que passa pelos banzos. Os valores só serão semelhantes se o esforço de corte que passa pelos banzos for desprezável. Na Figura 22 apresenta-se a distribuição de tensões de corte ao longo da alma e ao longo dos banzos, para uma secção do pilar a meio da altura do painel.



**Figura 22** . Diagramas de tensões de corte ao longo da secção transversal do pilar (na junta)

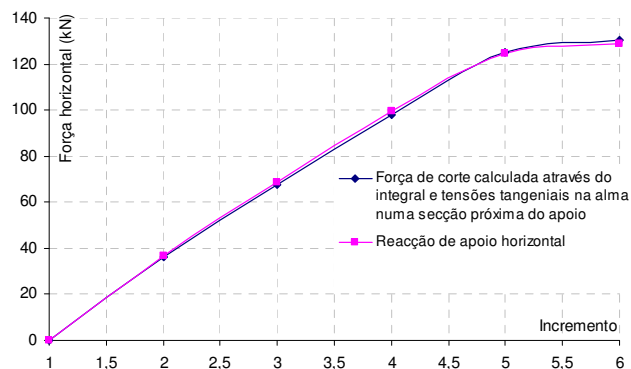
No gráfico da Figura 23 ilustra-se a comparação entre valores numéricos e analíticos, para as curvas  $F-\Delta$ , relativamente ao esforço de corte, numa secção a meio da altura do painel. Os valores numéricos são calculados só com a alma ou com a alma e os banzos.



**Figura 23 .** Comparação entre o valor do esforço de corte avaliado analiticamente por considerações de equilíbrio, e avaliado numericamente através dos integrais de tensões de corte

Os valores apresentam um excelente ajuste em regime elástico, e um ajuste razoável em regime plástico. Como se pode verificar, a abordagem que conduz a melhores resultados, em regime plástico, é aquela que utiliza a área de toda a secção, o que leva a concluir que para deformações elevadas os banzos têm um papel activo na transferência de esforço de corte na zona da junta.

Para confirmar se, de facto, a força de corte transmitida pelos banzos só é significativa no âmbito da plasticidade e grandes deformações, estabelece-se uma comparação análoga numa secção fora da zona da junta, junto ao topo do pilar, entre o valor do esforço de corte analítico (que nessa secção é igual ao valor da reacção de apoio) e o valor numérico (Figura 24).



**Figura 24 .** Comparação entre o valor do esforço de corte avaliado analiticamente por considerações de equilíbrio, e avaliado numericamente através dos integrais de tensões de corte

Neste caso foi contabilizado apenas o integral das tensões tangenciais na alma, e verifica-se um bom ajuste para todo o âmbito de carregamento. Pode então concluir-se que o esforço de corte é absorvido maioritariamente pela alma, desde que não haja deformações ou plasticidade significativa da zona do pilar solicitada, e também que, no âmbito de grandes deformações, o valor analítico não corresponde ao esforço na componente, porque nesse caso, uma parte significativa do esforço de corte passa pelos banzos do pilar.

## 4.4 Curvas F-Δ para as componentes da alma do pilar

### 4.4.1 Introdução

Neste ponto procede-se à avaliação das curvas F-Δ para as componentes da alma do pilar. A avaliação das forças é realizada pelo método de integração dos campos de tensões, exposto e analisado atrás. Para cada curva F-Δ numérica é estabelecida a comparação com a curva homóloga obtida com base na formulação de elemento mola, subjacente ao método das componentes, e exposta a seguir.

### 4.4.2 Curvas bilineares (método das componentes)

A curva bilinear de cada componente é definida em termos de força pela Eq. 4 e Eq. 8 a Eq. 11, em termos de rigidez inicial pela Eq. 5, Eq. 6 e Eq. 7.

$$F_i = k_i \Delta_i E \quad (4)$$

Onde F e Δ representam, respectivamente, a força e o deslocamento na componente, E representa o módulo de elasticidade, e k representa a rigidez inicial elástica associada a cada componente ( $k_1$  – Corte;  $k_2$  – Compressão;  $k_3$  – Tracção).

$$k_1 = \frac{0.38A_{vc}}{\beta z} \quad k_2 = \frac{0.7b_{\text{eff},c,wc} t_{wc}}{d_c} \quad k_3 = \frac{0.7b_{\text{eff},t,wc} t_{wc}}{d_c} \quad (5) \quad (6) \quad (7)$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 \frac{f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (8)$$

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{y,wc} k_{wc}}{\gamma_{M0}} \quad F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{y,wc} K_{wc}}{\gamma_{M0}} \quad (9) \text{ e } (10)$$

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (11)$$

$$A_{vc} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \geq \eta h_w t_w$$

$$b_{\text{eff},c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + s)$$

$$b_{\text{eff},t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + s)$$

$$d_c = h_c - 2(t_{fc} + r_c)$$

Algumas das juntas em estudo não se encontram preconizadas no EC3 (nó interno com vigas de alturas diferentes e aço de alta resistência). No entanto, tendo em conta que o trabalho desenvolvido pretende seguir a abordagem do método das componentes, seria interessante estabelecer uma comparação dos resultados obtidos, para todos os casos, com a formulação do método das componentes, e avaliar o grau de ajuste. O parâmetro β, incluído na formulação da rigidez inicial da componente corte, é considerado apenas nos casos de nó externo e interno simétrico, pois são os únicos indicados no EC3. No caso de nós internos com vigas de alturas diferentes, o EC3 não indica valor para este parâmetro, pelo que ele não será considerado. Este facto conduzirá necessariamente a desajuste

entre a rigidez inicial da curva  $F-\Delta$  da componente corte e a rigidez inicial da curva bilinear, para o tipo de nó referido.

### 4.4.3 Aplicação às juntas

#### 4.4.3.1 Introdução

Os resultados serão apresentados por tipologia de nó, simultaneamente para os dois tipos de aço. No caso dos modelos de S690 apresenta-se apenas os resultados para um modelo de cada tipologia. Para cada caso, caracteriza-se o estado de tensão (contornos de tensões normais horizontais e de corte, direcções principais, e deslocamento ortogonal ao painel devido à instabilidade). Nos casos mais complexos, que correspondem às tipologias em nó interno com vigas de alturas diferentes, apresentam-se também os diagramas de tensões normais verticais, a partir das quais se obtiveram as forças nas componentes tracção e compressão, para que se possa compreender mais facilmente os fenómenos envolvidos, e o ajuste às curvas bilineares.

Para cada tipologia apresenta-se a curva  $M-\Delta$  (modelo numérico), e os níveis de momento seleccionados para avaliar as curvas  $F-\Delta$ , e desses os escolhidos para representar o estado de tensão.

#### 4.4.3.2 Nó externo

Na Figura 25 apresentam-se os níveis de momento seleccionados para avaliar os valores de  $F$  e de  $\Delta$ , e para representar o estado de tensão (Figura 26, Figura 27, Figura 28 e Figura 29).

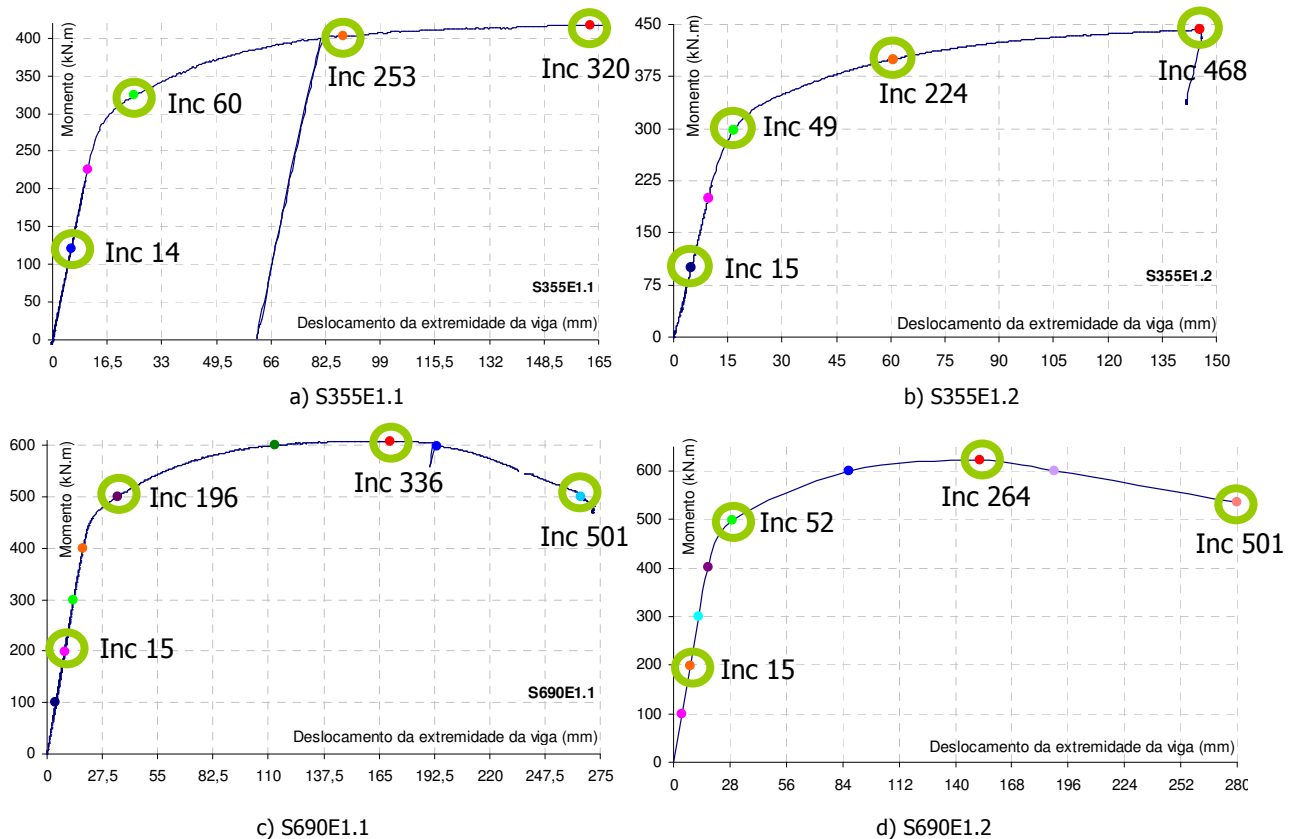
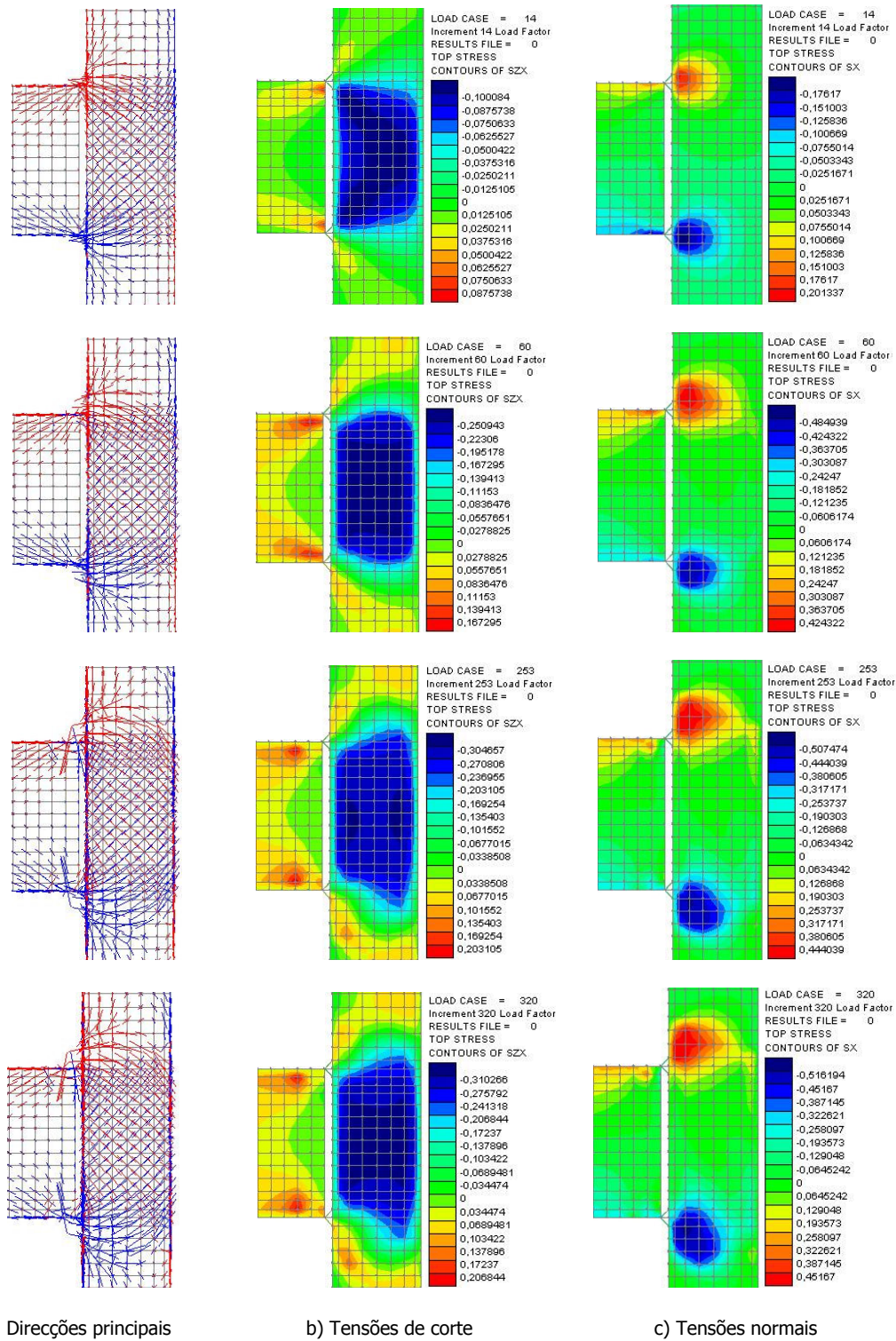
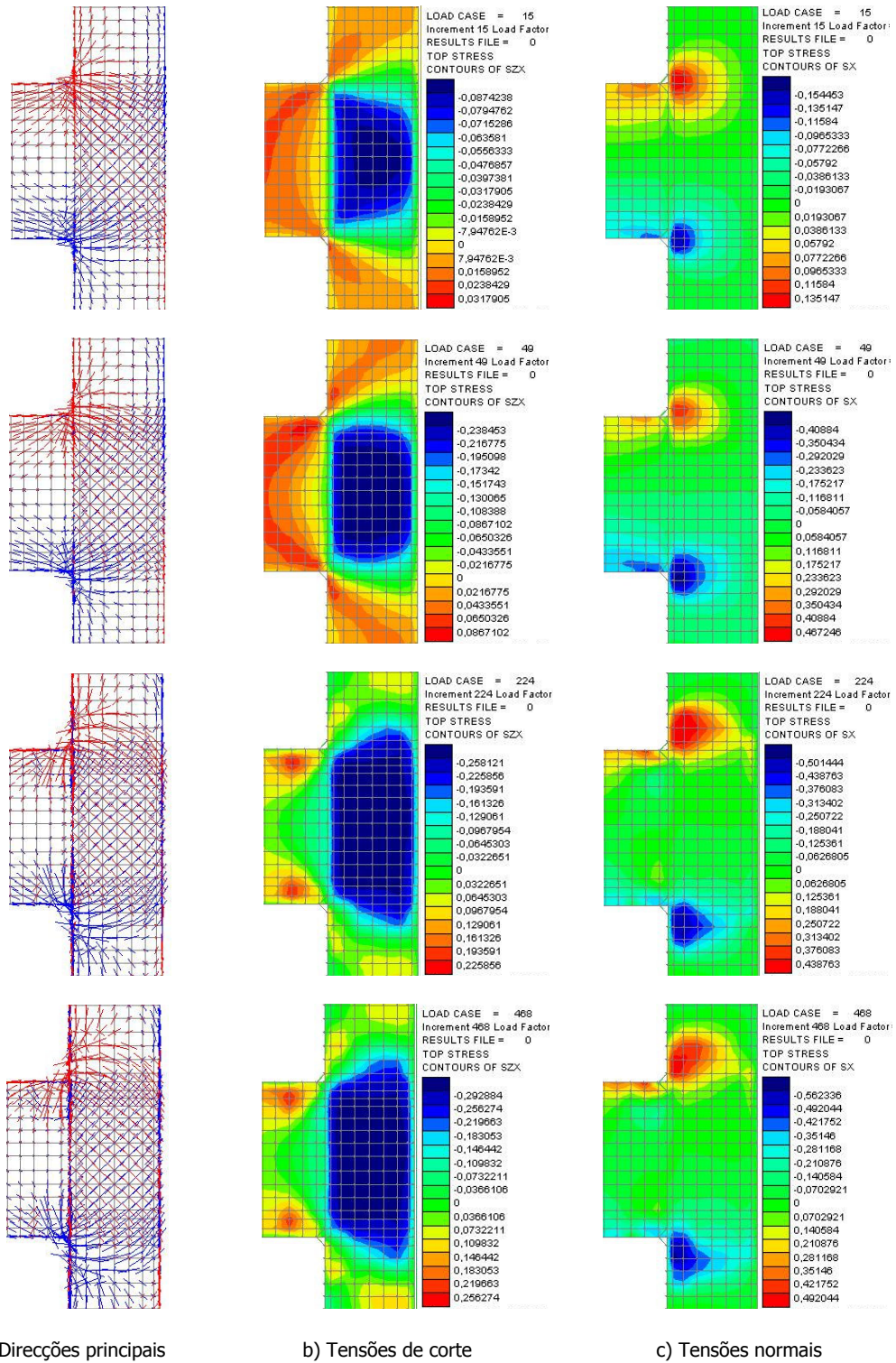


Figura 25 . Níveis de momento seleccionados (nó externo)





**Figura 26** . Caracterização do estado de tensão no nó para os níveis de carga seleccionados (S355E1.1)



**Figura 27** . Caracterização do estado de tensão no nó para os níveis de carga seleccionados (S355E1.2)

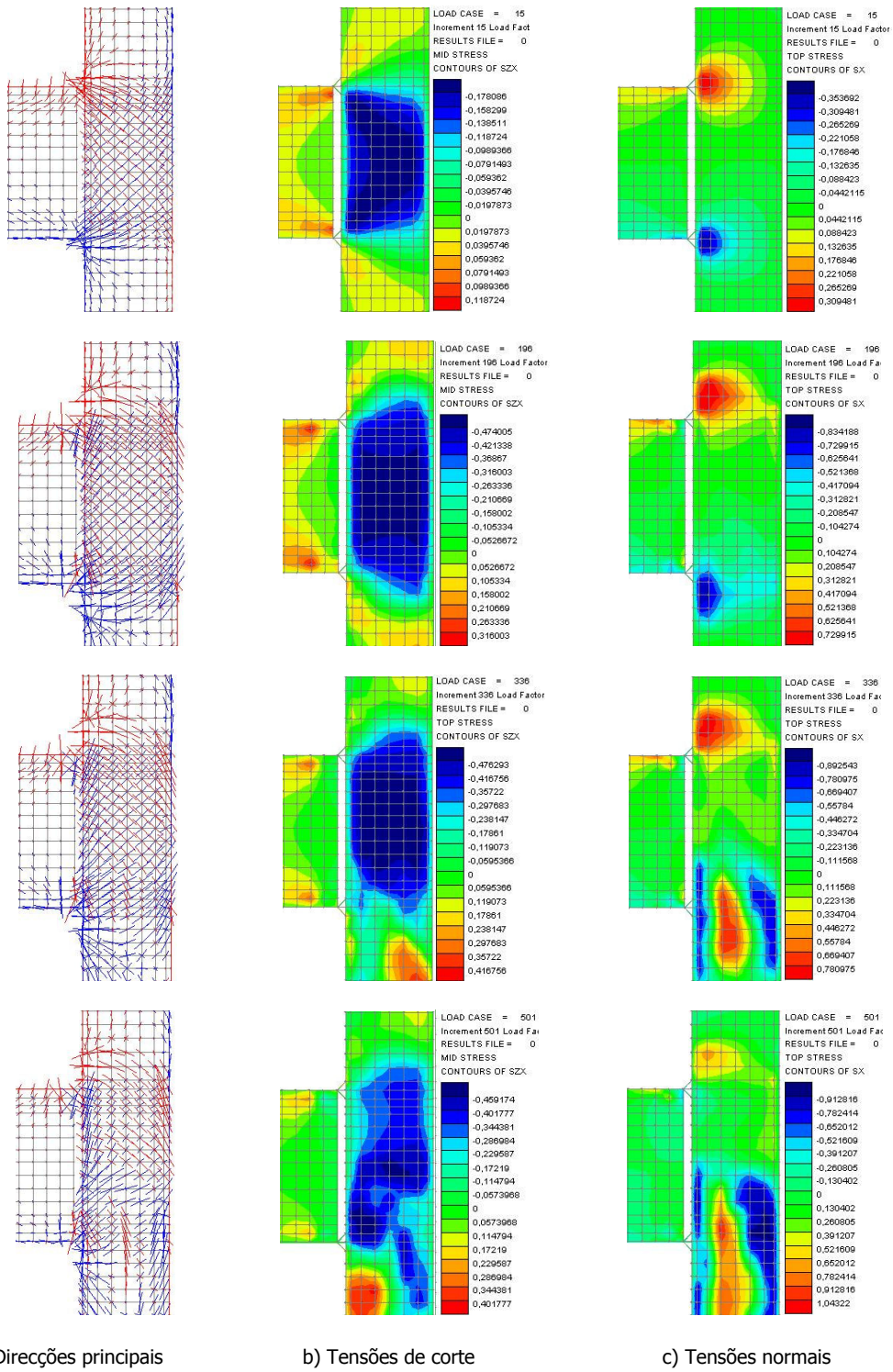
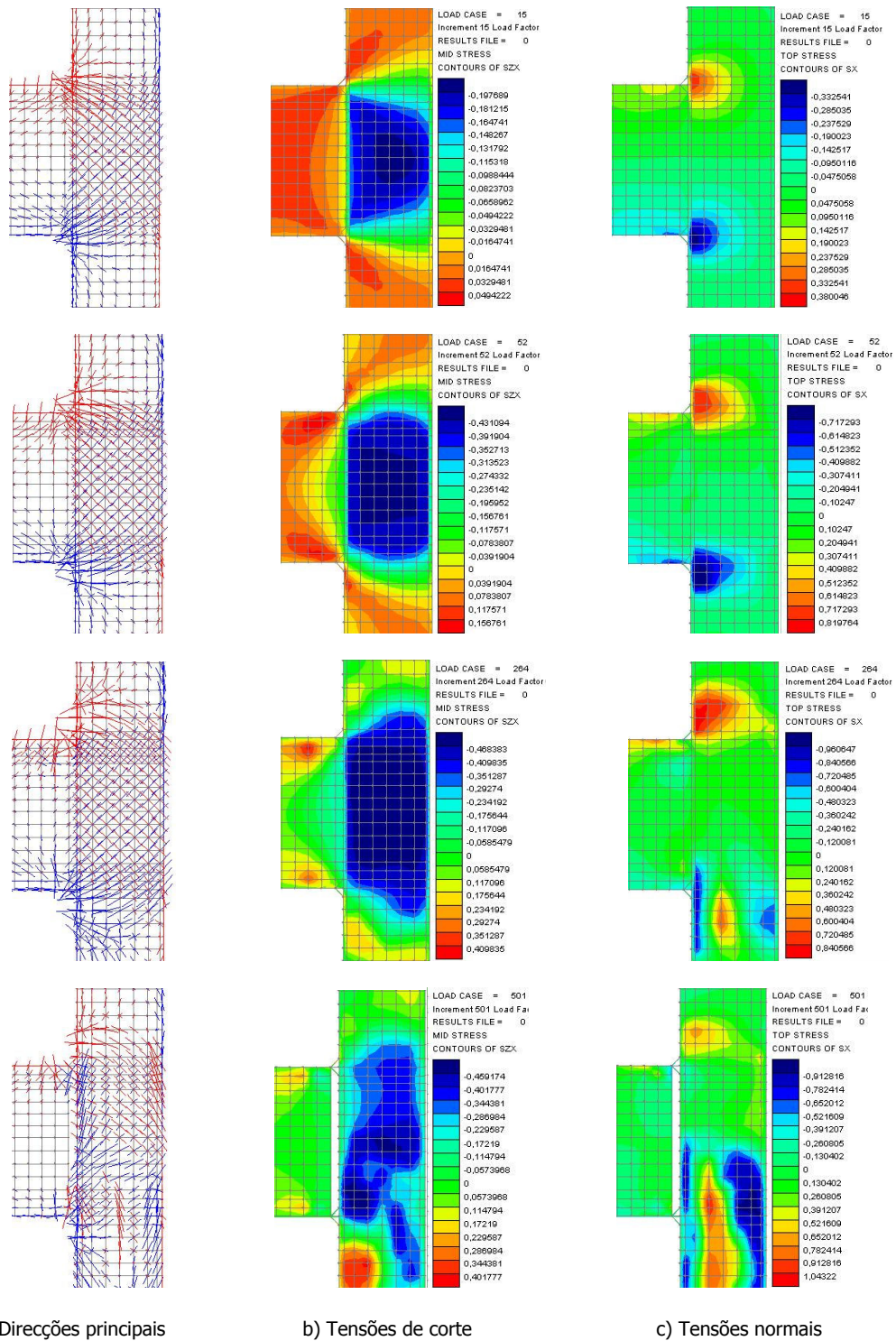


Figura 28 • Caracterização do estado de tensão no nó para os níveis de carga seleccionados (S690E1.1)



**Figura 29** . Caracterização do estado de tensão no nó para os níveis de carga seleccionados (S690E1.2)

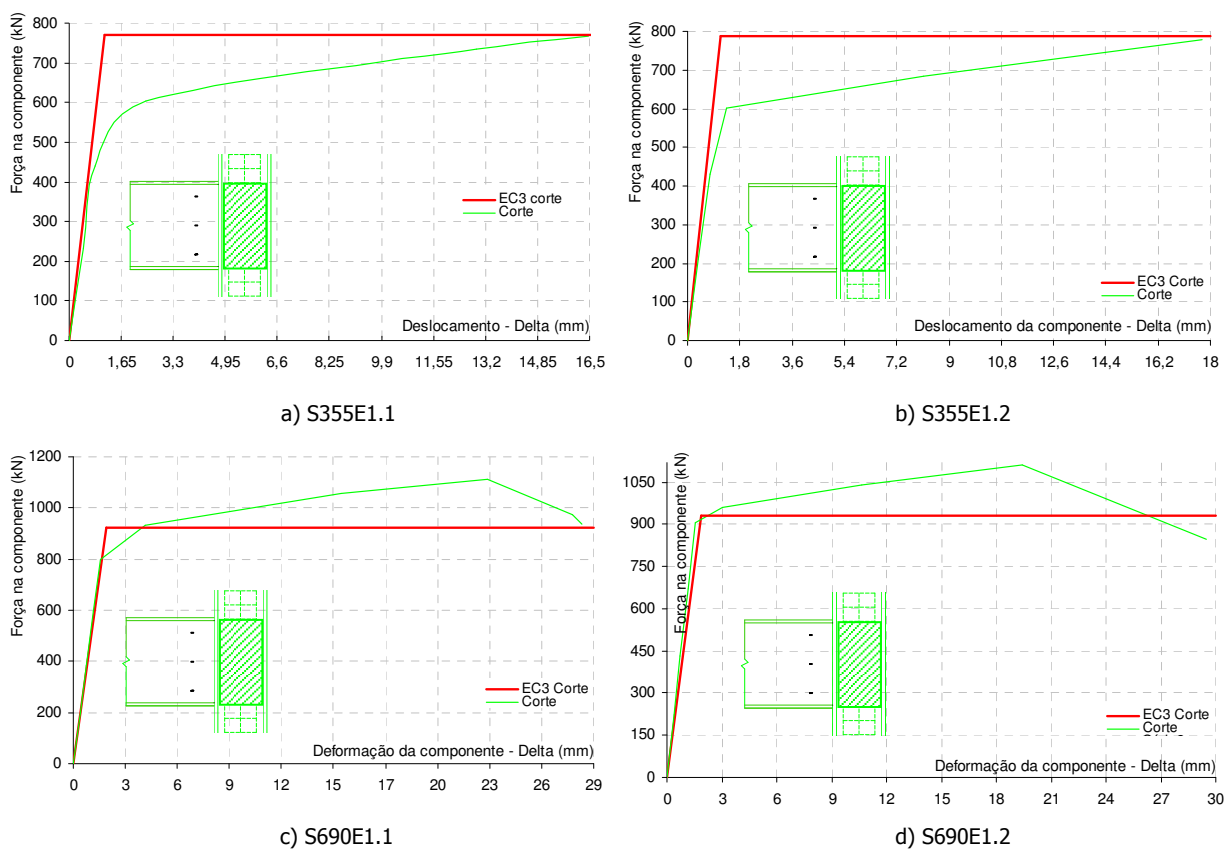
Em regime elástico, verifica-se, para os quatro modelos, que as representações das direcções principais apresentam uma configuração muito regular indicando direcções de aproximadamente  $45^\circ$  no painel, e um estado de tensão quase completamente unidireccional na direcção dos banços da viga. Esta constatação é corroborada pelos contornos de tensões que indicam tensões normais elevadas exclusivamente na direcção dos banços da viga, e tensões de corte aproximadamente constantes na área remanescente do painel.

No caso dos modelos em que a alma da viga se encontra ligada à junta, verifica-se uma maior perturbação dos campos de tensões ao logo da altura do painel, do lado da junta, na medida em que, nesse caso, a transmissão de forças entre a viga e o painel é feita ao longo de toda a altura da viga.

Nos modelos em que se verifica instabilidade da zona comprimida do painel, pode observar-se uma perturbação significativa das direcções principais e dos campos de tensões nessa zona, devidas à flexão do painel fora do seu plano.

**a) Corte**

Na Figura 30 caracteriza-se o comportamento do painel ao corte, através das curvas F- $\Delta$ , para todos os modelos em nó externo.

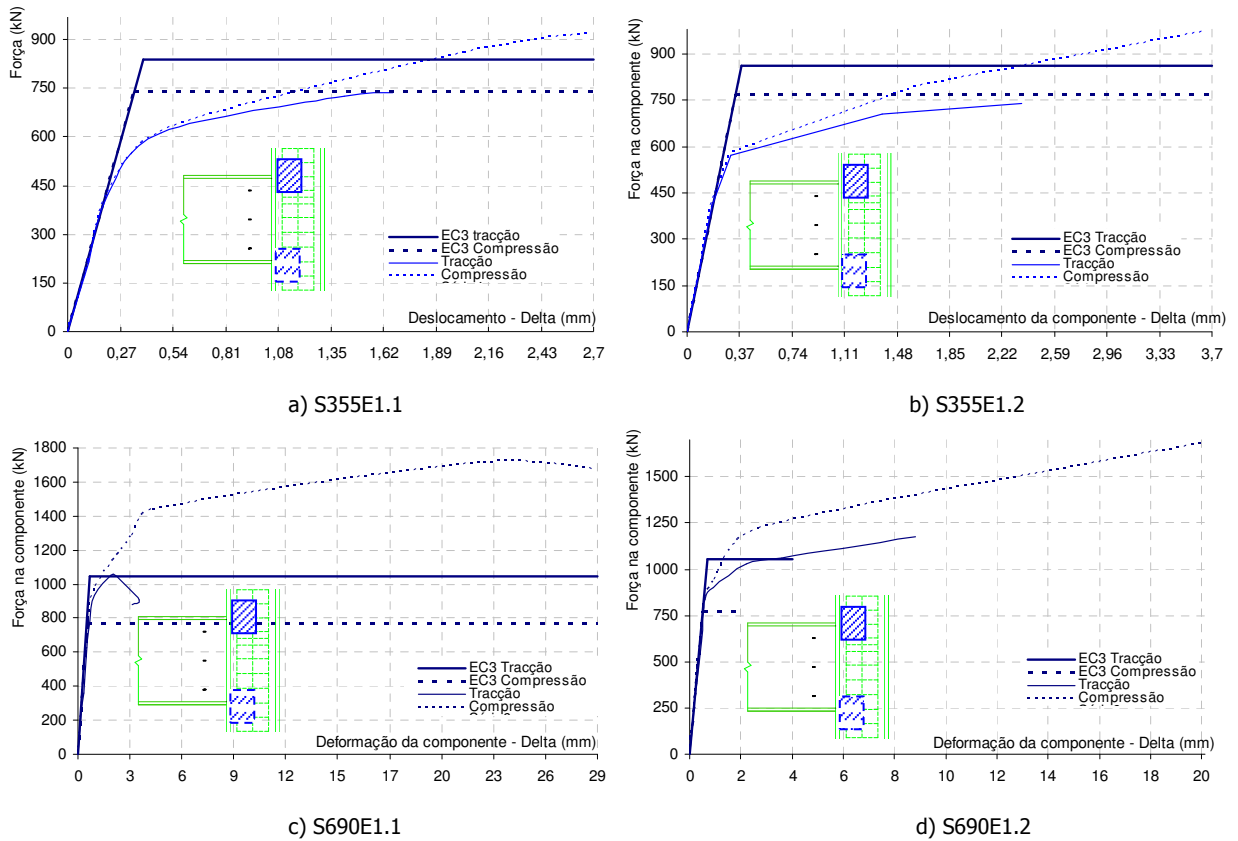


**Figura 30 .** Componente corte – Comparação entre a curva numérica/experimental e a curva bilinear (EC3)

Verificam-se deformações por corte bastante significativas e esforços elevados ao longo de todo o painel. Relativamente à comparação com o modelo bilinear do EC3, verifica-se um ajuste bom em termos de rigidez inicial para todos os modelos. No caso da detecção da cedência, os resultados são melhores no caso do aço da classe S690 do que no caso do aço da classe S355.

**b) Tracção e compressão**

Na Figura 31 caracteriza-se o comportamento do painel relativamente às suas componentes tracção e compressão, através das curvas F- $\Delta$ , e respectivos modelos bilineares, para todos os modelos em nó externo.

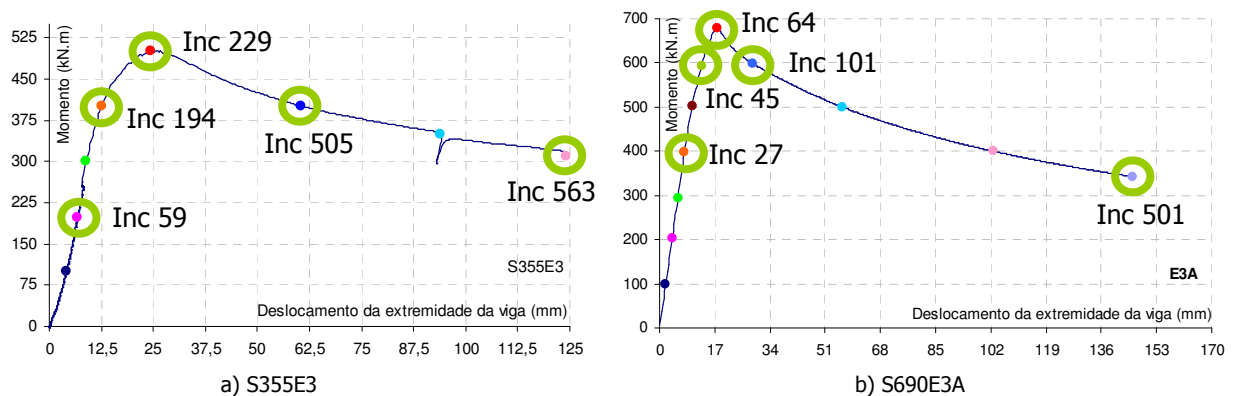


**Figura 31** . Componentes tracção e compressão – Comparação entre as curvas numéricas e a curva bilinear (EC3)

O ajuste é semelhante para todos os modelos. A partir do início da instabilidade a curva de tracção e de compressão tornam-se substancialmente diferentes, porque o processo de integração de tensões captura as deformações de flexão que se verificam na zona comprimida, devidas à deformação do painel fora do seu plano por instabilidade. No caso dos modelos de S690 o referido fenómeno é mais notório porque a deformação nestes modelos é muito superior à que se verificou nos modelos homólogos de S355.

**4.4.3.3 Nó interno simétrico**

Na Figura 32 apresentam-se os níveis de momento seleccionados para avaliar os valores de F e de  $\Delta$ , e desses os seleccionados para caracterizar o estado de tensão. Na Figura 33 e na Figura 34 ilustram-se os campos de tensões normais horizontais, de corte e direcções principais para cada incremento.



**Figura 32** . Níveis de momento seleccionados (nó interno simétrico)

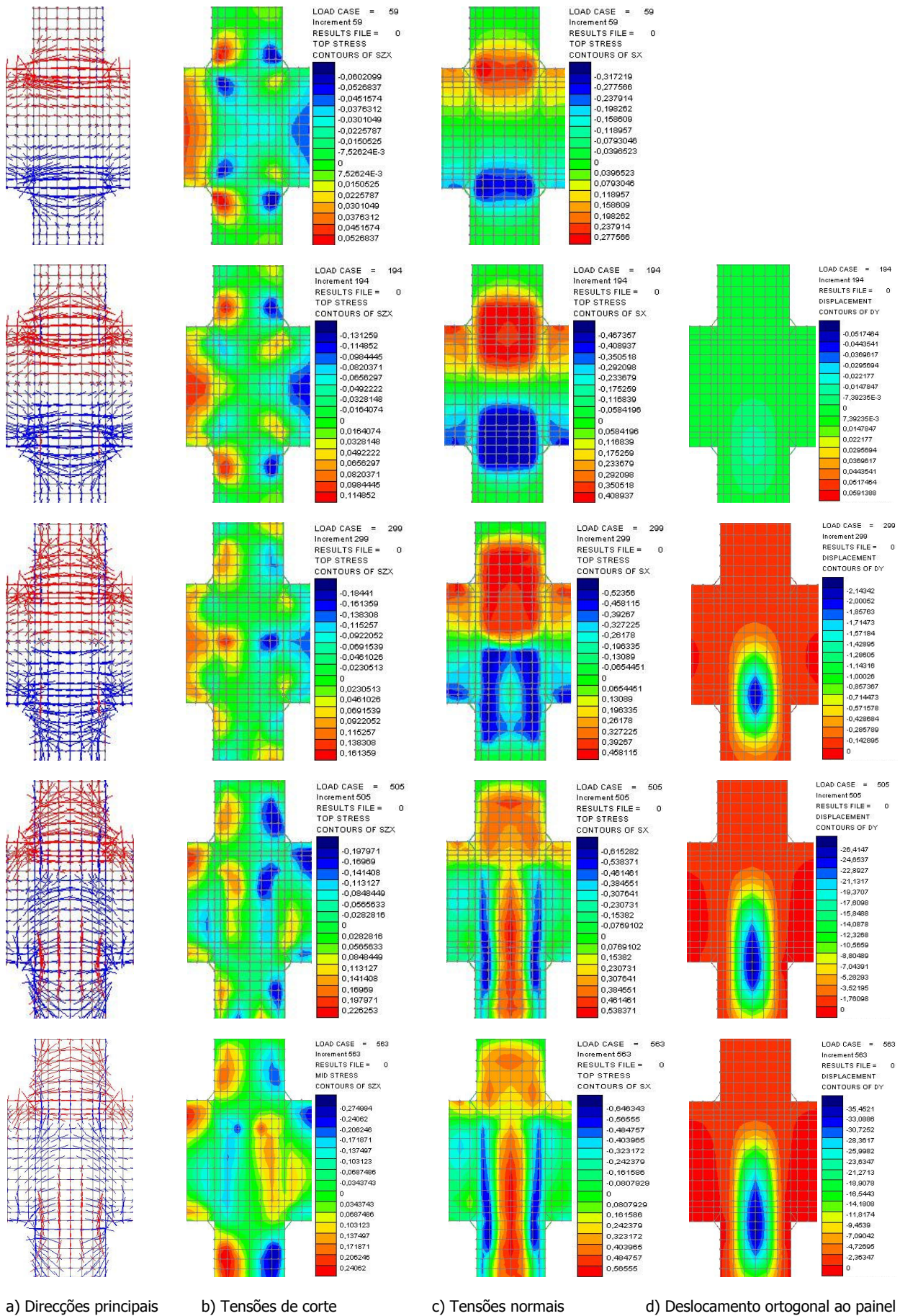


Figura 33 . Caracterização do estado de tensão no nó para os níveis de carga seleccionados (S355E3)

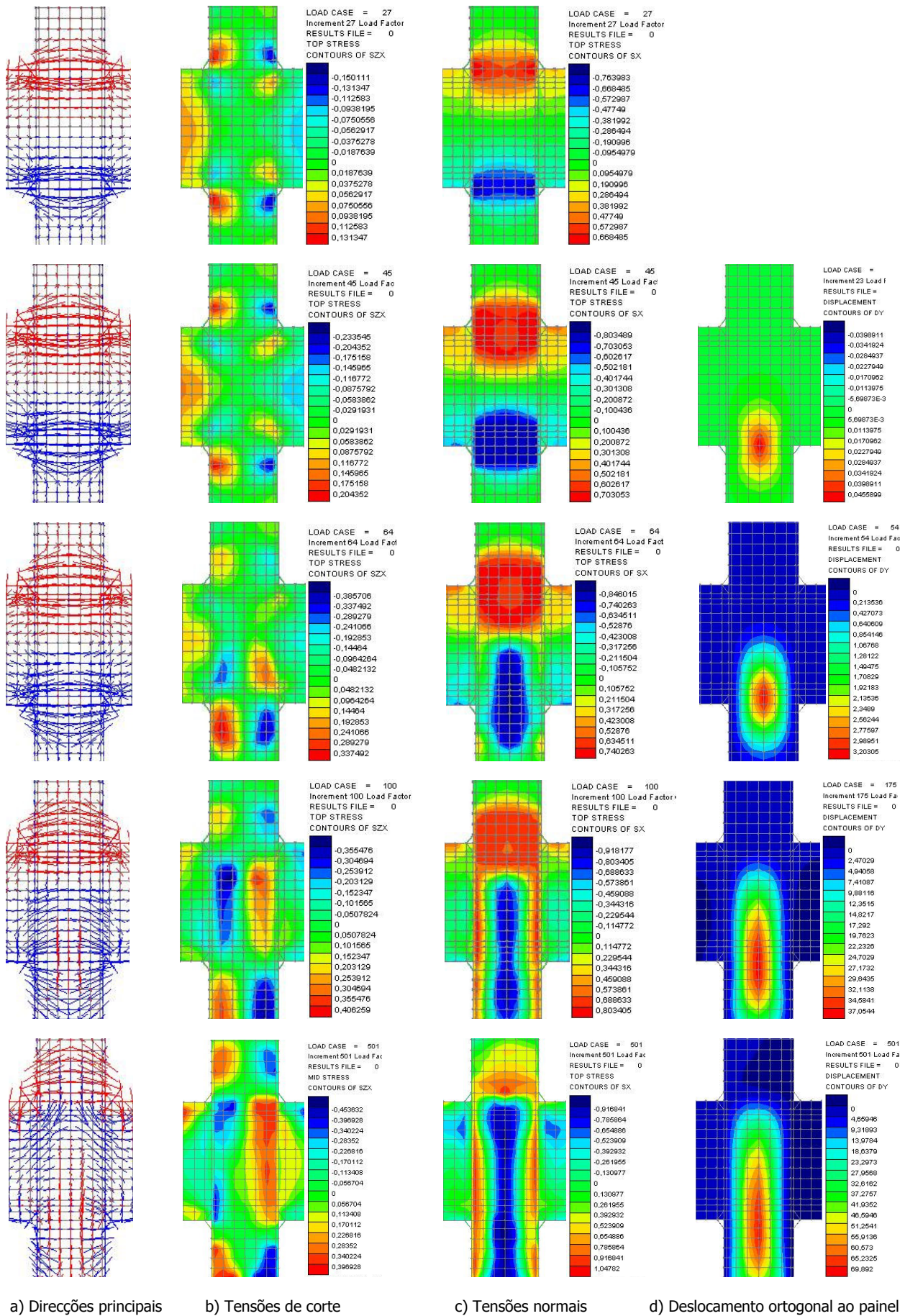


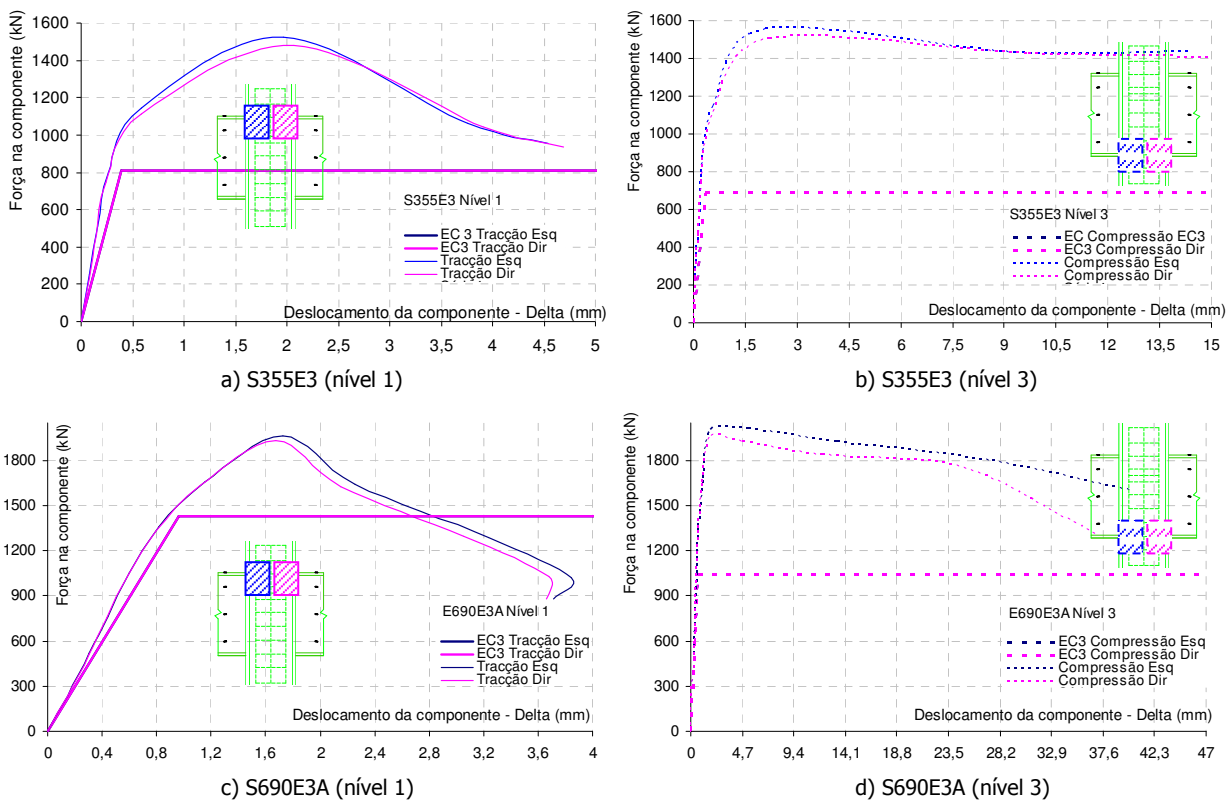
Figura 34 . Caracterização do estado de tensão no nó para os níveis de carga seleccionados (S36903A)



Neste caso, em regime elástico, as direcções principais são horizontais ou quase horizontais na maioria da área do painel, o que se deve à quase total ausência de tensões de corte. Para valores mais elevados de carregamento verifica-se uma alteração deste padrão que tem a ver com a deformação da zona comprimida do painel fora do plano deste.

**a) Tracção e compressão**

A Figura 35 ilustra as curvas F- $\Delta$  (tracção e compressão), e respectivos modelos bilineares, dos modelos em nó interno simétrico. A componente corte não é considerada, dada a simetria da junta.



**Figura 35 .** Componentes tracção e compressão – Comparação entre as curvas numéricas e a curva bilinear (EC3)

Verificam-se respostas semelhantes de ambos os lados da junta, e para ambos os tipos de aço. Em termos de comparação com o modelo bilinear verifica-se um ajuste relativo em termos de rigidez inicial e um mau ajuste em termos de resistência, que piora no caso da compressão. Os desajustes em fase plástica estão associados à variação do campo de tensões devida à deformação do painel fora do seu plano por instabilidade da sua zona comprimida, tal como o que se tem verificado nos outros nós.

**4.4.3.4 Nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico**

Na Figura 36 apresentam-se os níveis de momento seleccionados para avaliar os valores de F e de  $\Delta$ , e desses os seleccionados para caracterizar o estado de tensão. Na Figura 37 e na Figura 38 ilustram-se os campos de tensões normais horizontais, de corte e direcções principais para cada incremento seleccionado.

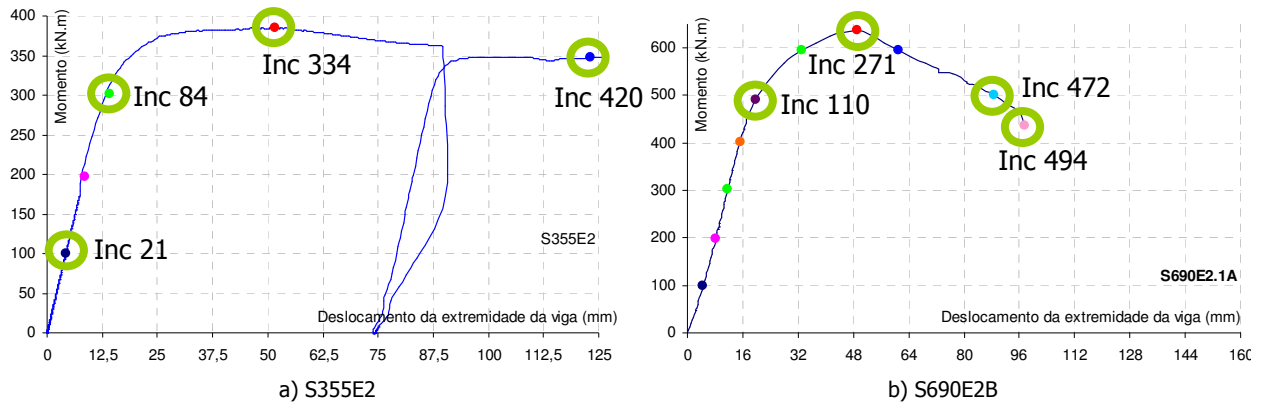
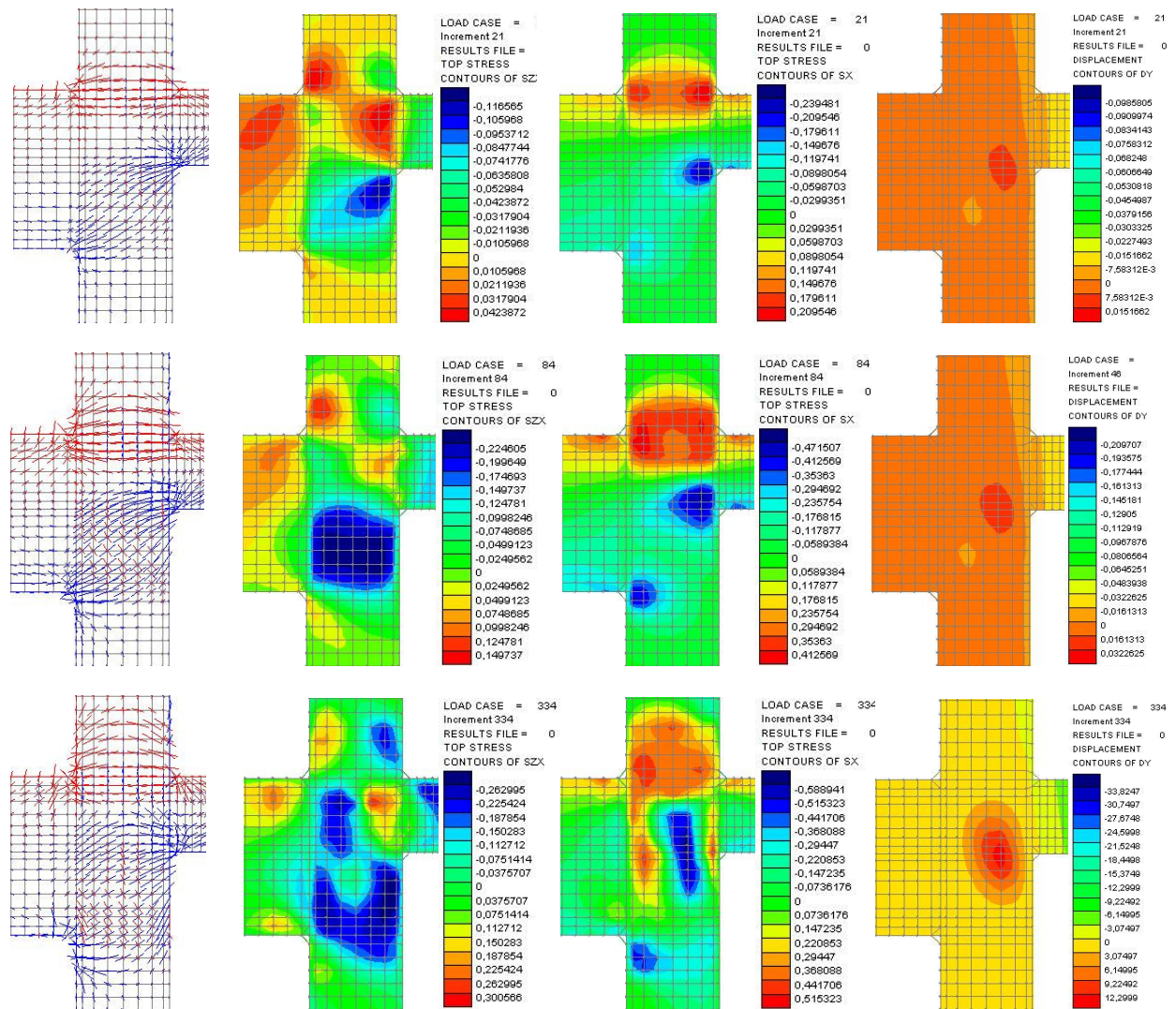


Figura 36 . Níveis de momento seleccionados (nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico)



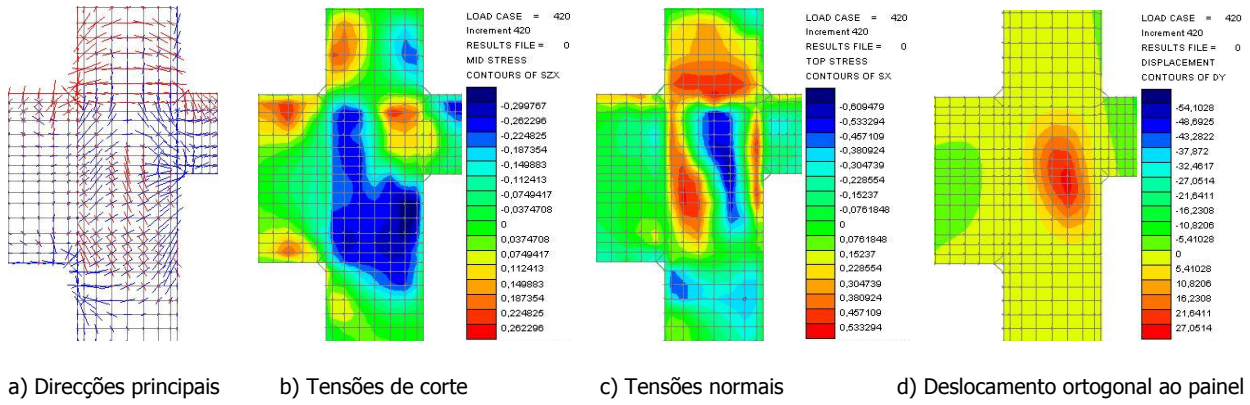
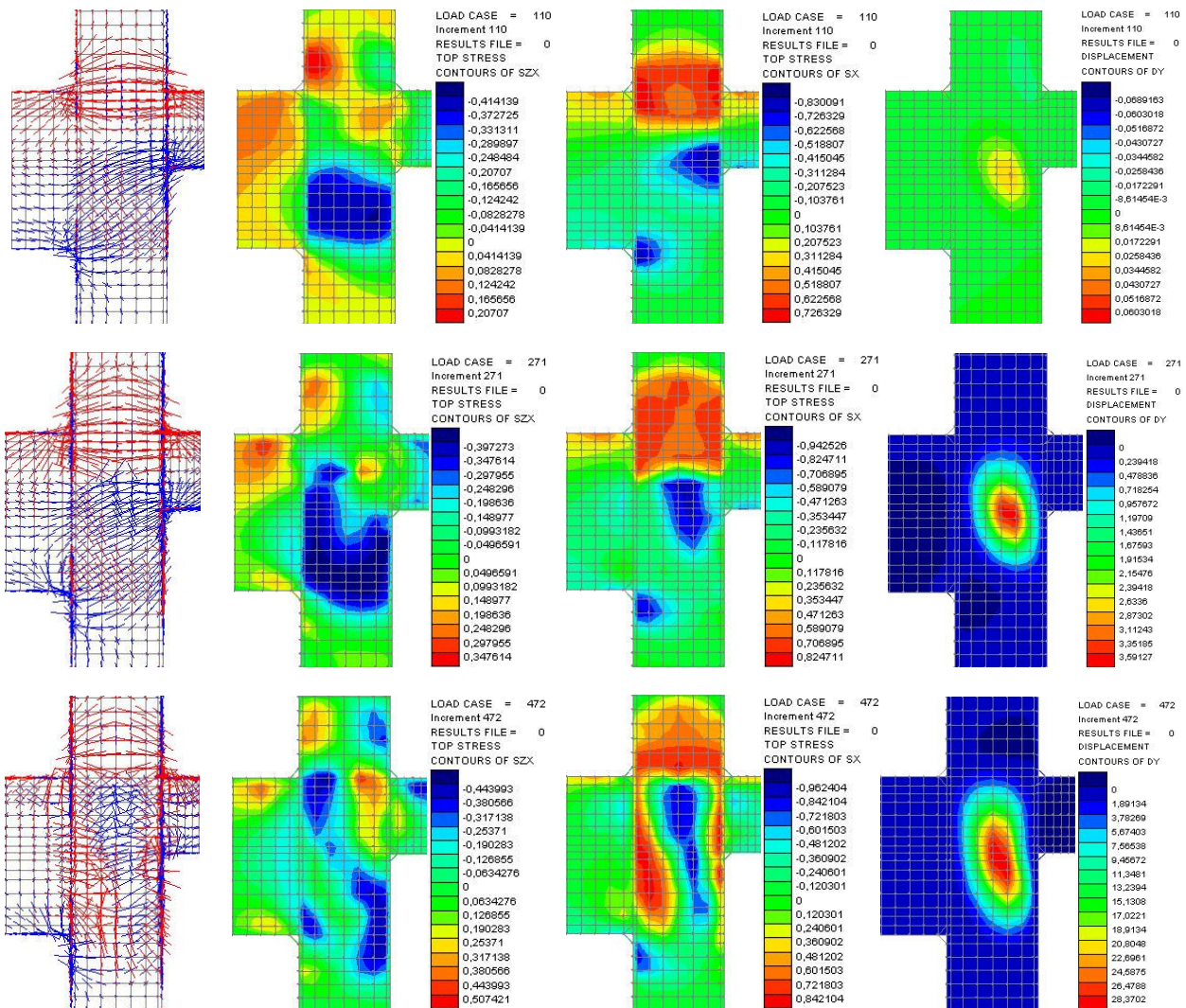
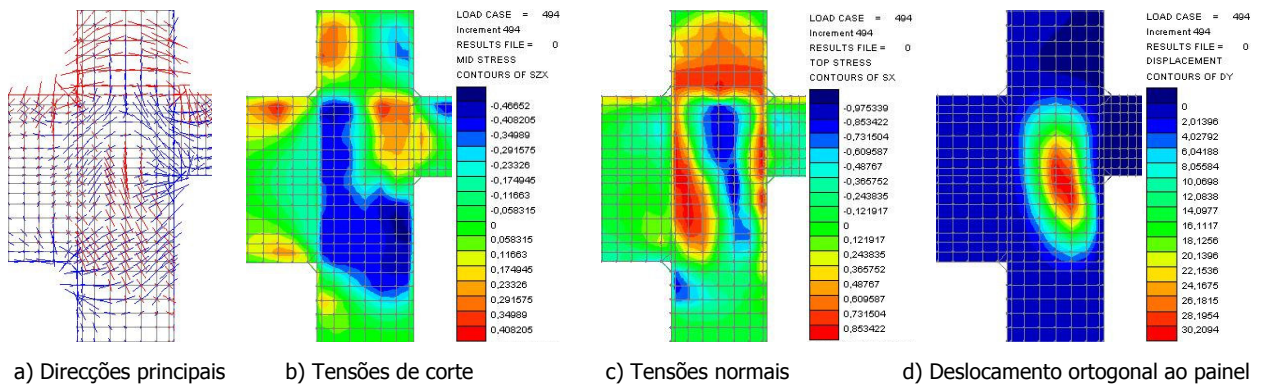


Figura 37 • Caracterização do estado de tensão no nó para os níveis de carga seleccionados (S355E2)



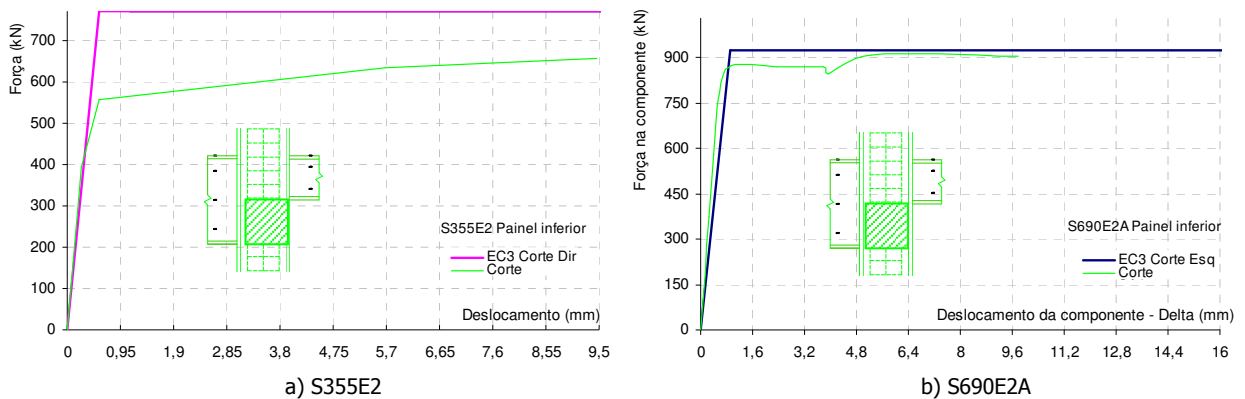


**Figura 38** . Caracterização do estado de tensão no nó para os níveis de carga seleccionados (S690E2B)

Na direcção dos banzos superiores das vigas as direcções principais são maioritariamente horizontais (em fase elástica), pois essa zona se encontra-se sujeita quase exclusivamente a tensões de tracção, como se pode verificar pela extensa mancha de tracção nessa zona e pelos contornos de corte com pequeno valor. Nas zonas de compressão as direcções principais apresentam maior inclinação pois no painel inferior o corte tem um valor apreciável. Para os últimos níveis de carregamento verificam-se alterações aos campos de tensões normais e de corte, na direcção que une os banzos inferiores das vigas, dado que esta zona representa a biela comprimida que sofre instabilidade.

**a) Corte**

Na Figura 39 caracteriza-se o comportamento do painel ao corte através das curvas  $F-\Delta$ , e modelos bilineares, para as juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico.



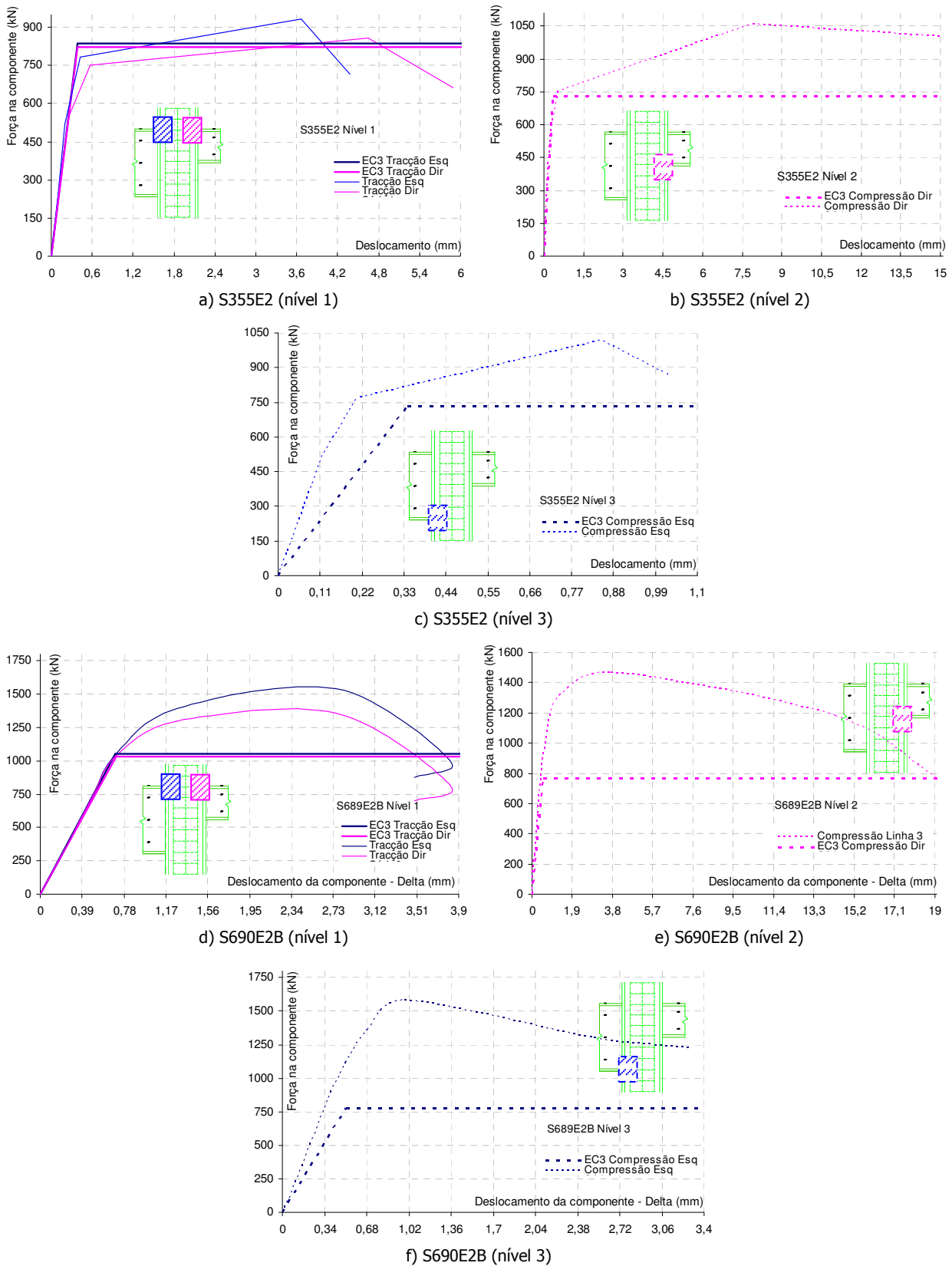
**Figura 39** . Componente corte – Comparação entre a curva numérica/experimental e a curva bilinear (EC3)

Os resultados são apresentados apenas para o sub-painel inferior, pois, no sub-painel superior, o valor do esforço de corte é desprezável.

Em termos de comparação com o modelo bilinear, e em termos de rigidez inicial, verifica-se um pior ajuste do que aquele que se havia obtido na juntas em nó externo e interno simétrico, analisadas atrás. Este facto prende-se com certeza com a geometria do nó. A comparação com o modelo bilinear, em termos de detecção de cedência, revela um ajuste excelente para os modelos constituídos por aço da classe S690, e uma diferença apreciável para o caso do aço macio.

**b) Tracção e compressão**

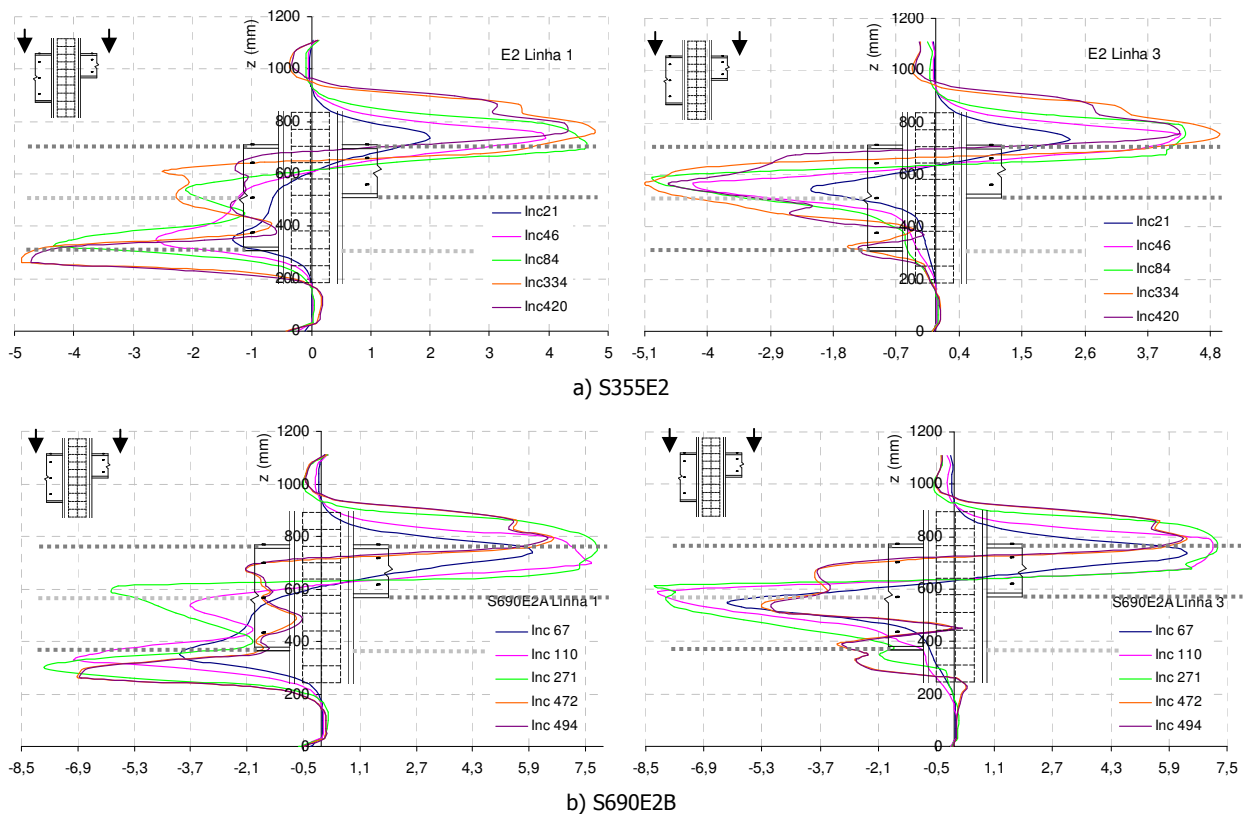
A Figura 40 exibe as curvas F- $\Delta$ , e respectivos modelos bilineares, para as componentes tracção e compressão, das juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico.



**Figura 40** . Componentes tracção e compressão – Comparação entre as curvas numéricas e a curva bilinear (EC3)

Os resultados são apresentados para os níveis 1, 2 e 3, os quais correspondem aos banzos das vigas de ambos os lados da junta. Dada a altura das vigas, considera-se que a viga da esquerda tem activos os níveis 1 e 3, e a viga da direita tem activos os níveis 1 e 2. Os resultados na zona de tracção (nível 1) de ambos os lados do painel são semelhantes em fase elástica, mas apresentam diferenças após essa fase, que podem dever-se à maior proximidade entre o campo de tracção e de compressão do lado direito da junta, e conseqüente influência da instabilidade da biela que une os banzos inferiores das vigas.

Em termos de comparação com o modelo bilinear do EC3 verifica-se, para o nível 1, um ajuste muito bom em termos de ambos os parâmetros, o que poderá justificar-se através da observação da Figura 41, que exhibe os diagramas de tensões normais à esquerda (linha 1) e à direita (linha 3), a partir dos quais foram obtidas as forças nas componentes. Os referidos diagramas mostram que na linha 1 os carregamentos estão alinhados de ambos os lados e não há influência "excêntrica" do lado oposto da junta. Para o nível 2, verifica-se um bom ajuste em termos de rigidez inicial e um ajuste menos bom em termos de resistência. No gráfico da figura seguinte podemos observar que para valores mais elevados de carregamento o diagrama do nível 2 à direita, mostra influência da acção da viga da esquerda e/ou da instabilidade da biela comprimida, provocando necessariamente uma alteração ao valor da força resultante do diagrama de tensões à direita, para o regime plástico. Para o nível 3 verifica-se um mau ajuste em relação a ambos os parâmetros. Na figura seguinte pode observar-se que o diagrama de tensões ao nível 3 à esquerda revela influência da viga da direita e/ou da instabilidade da biela comprimida, desde o início do carregamento, conduzindo necessariamente a uma alteração do valor da força resultante do diagrama de tensões à esquerda, logo desde a fase elástica.



**Figura 41 .** Diagramas de tensões normais no painel de ambos os lados da junta

### 4.4.3.5 Nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento assimétrico

Na Figura 42 apresentam-se os níveis de momento seleccionados para avaliar os valores de  $F$  e de  $\Delta$ , e destes os seleccionados para caracterizar o estado de tensão. Na Figura 43 e na Figura 44 ilustram-se os campos de tensões normais horizontais, de corte e direcções principais para cada incremento seleccionado.

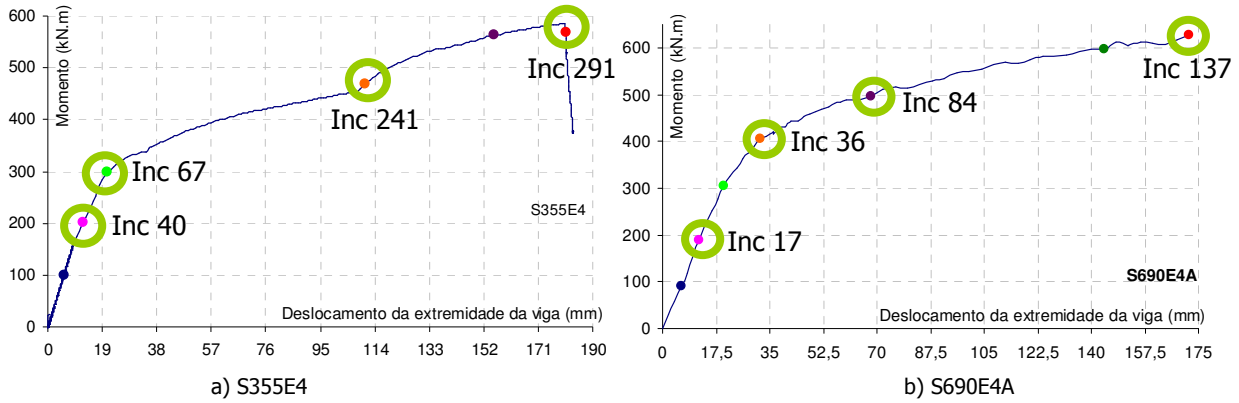
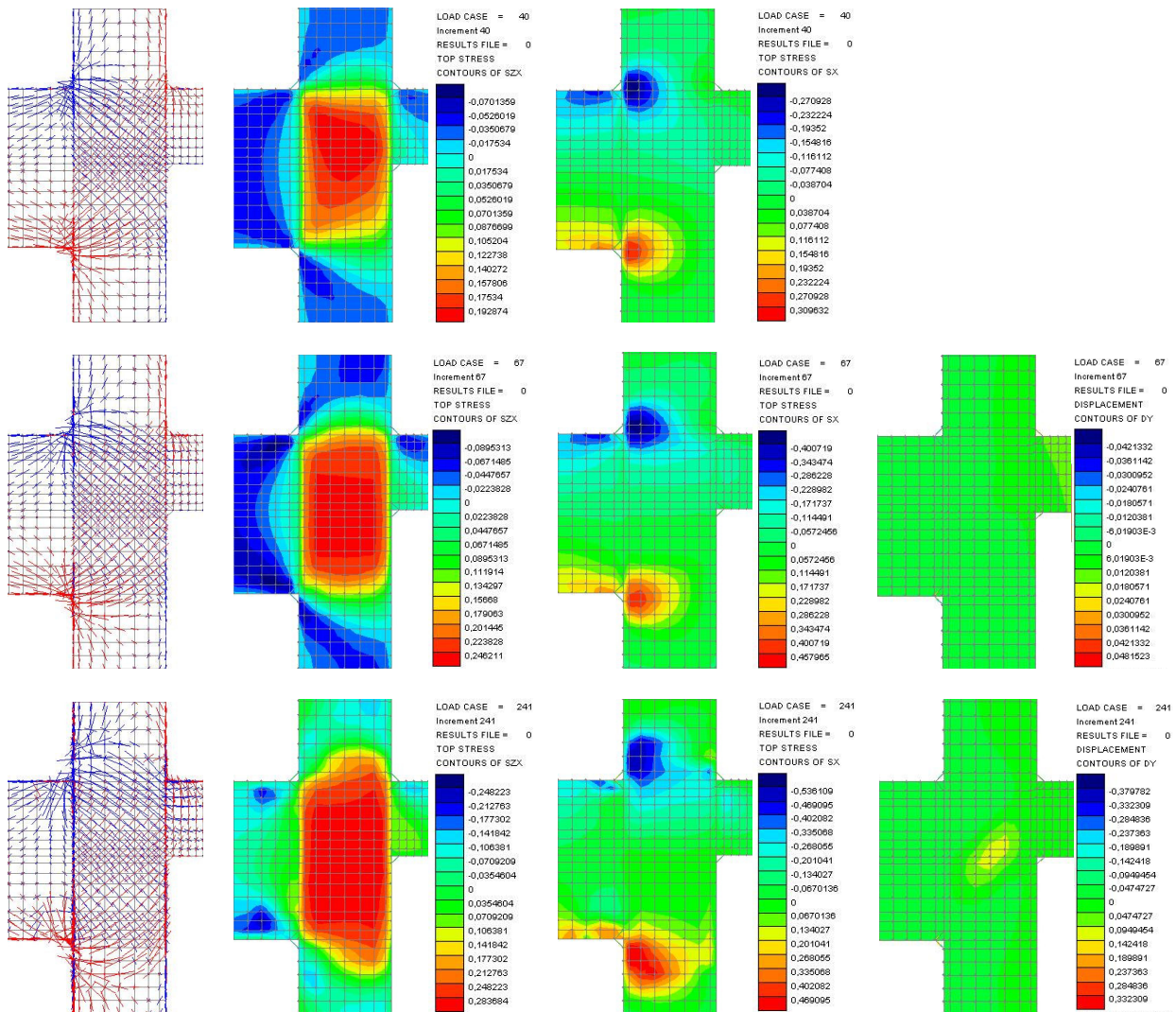


Figura 42 • Níveis de momento seleccionados (nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico)



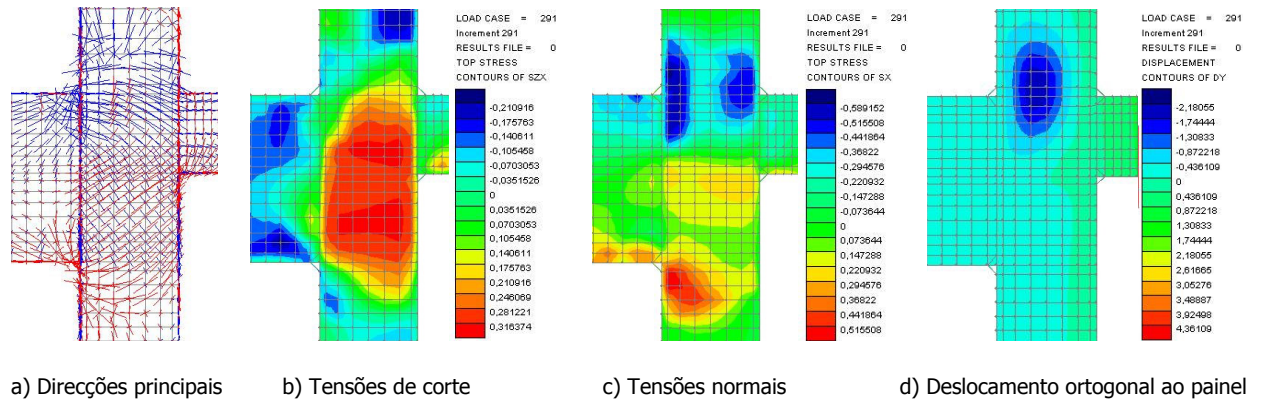
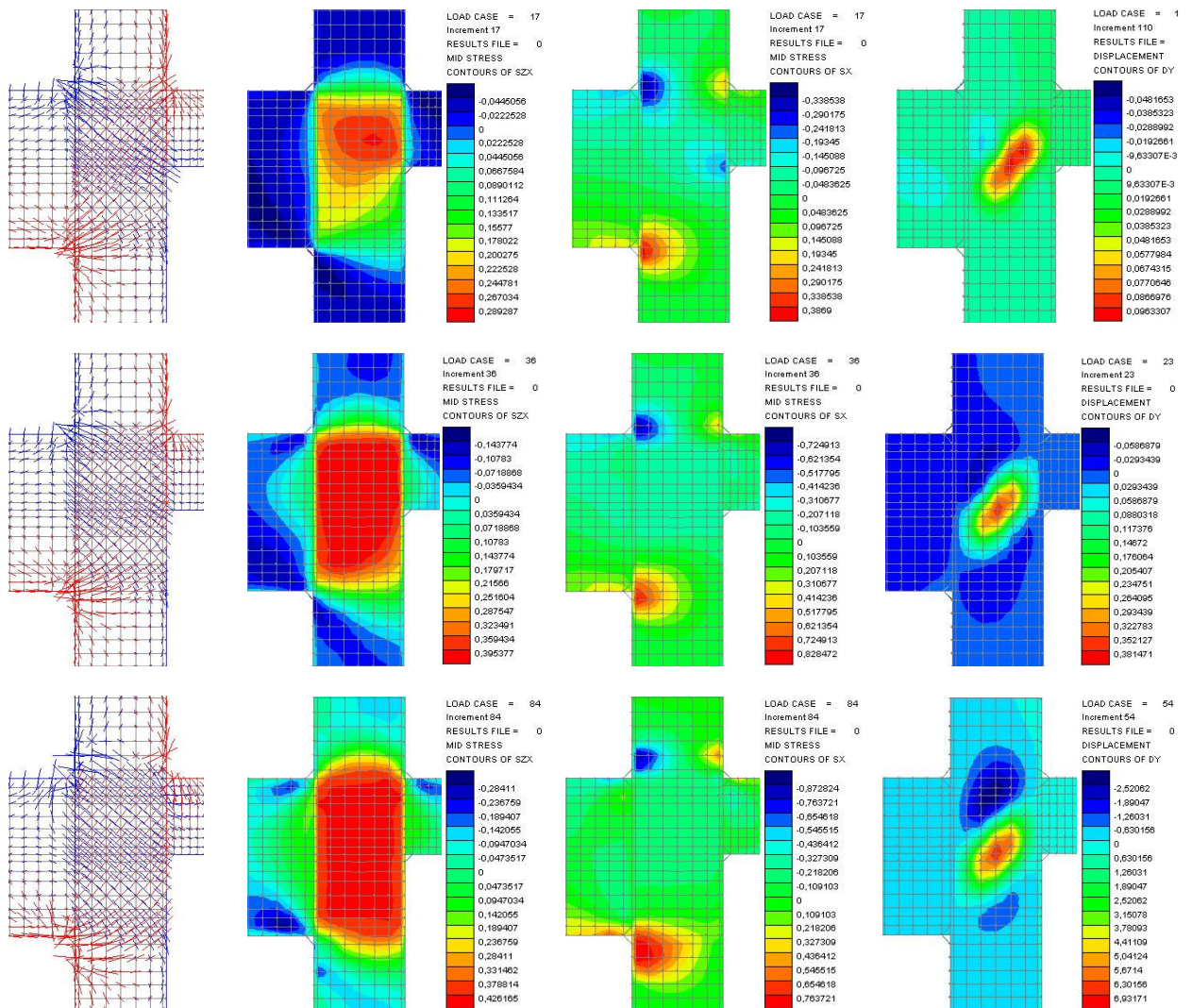
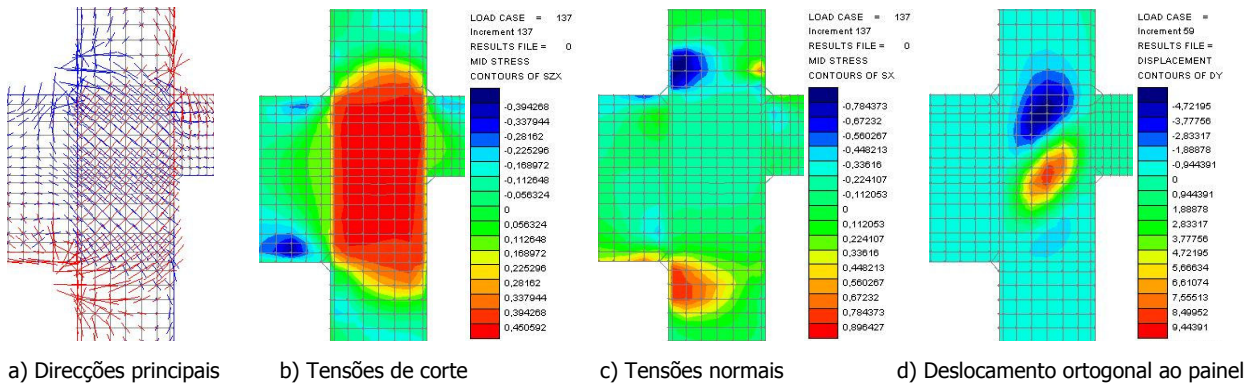


Figura 43 . Caracterização do estado de tensão no nó para os níveis de carga seleccionados (S355E4)





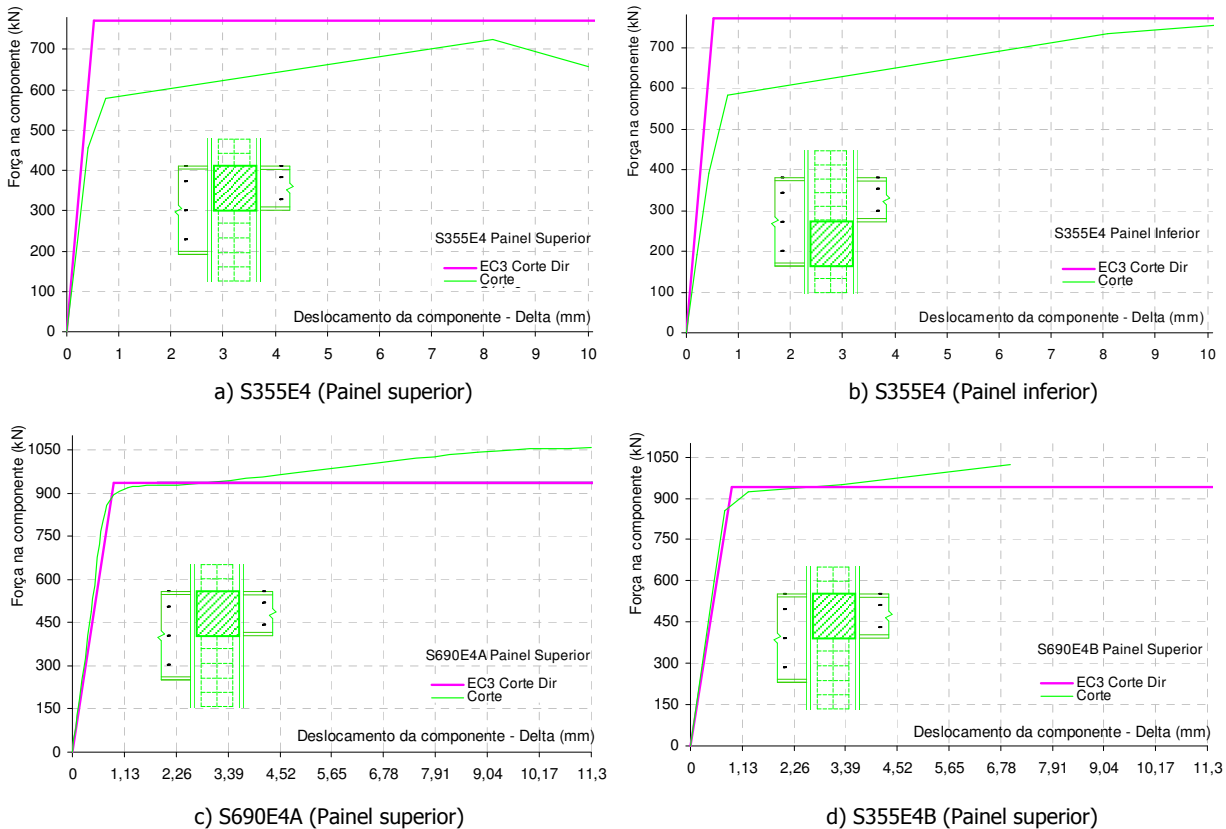


**Figura 44** . Caracterização do estado de tensão no nó para os níveis de carga seleccionados (S690E4A)

Tem-se esforço de corte elevado no semi-painel superior e no inferior, como se pode verificar pelos contornos de tensões de corte, e pela inclinação das direcções principais, mesmo na direcção dos banzos das vigas, onde nos outros modelos se verificava um estado de tensão quase completamente unidireccional. Neste caso, a perturbação dos campos de tensões devido à instabilidade é muito menor que nos modelos E2, pois a biela comprimida é cruzada pela biela de tracção, que a estabiliza.

**a) Corte**

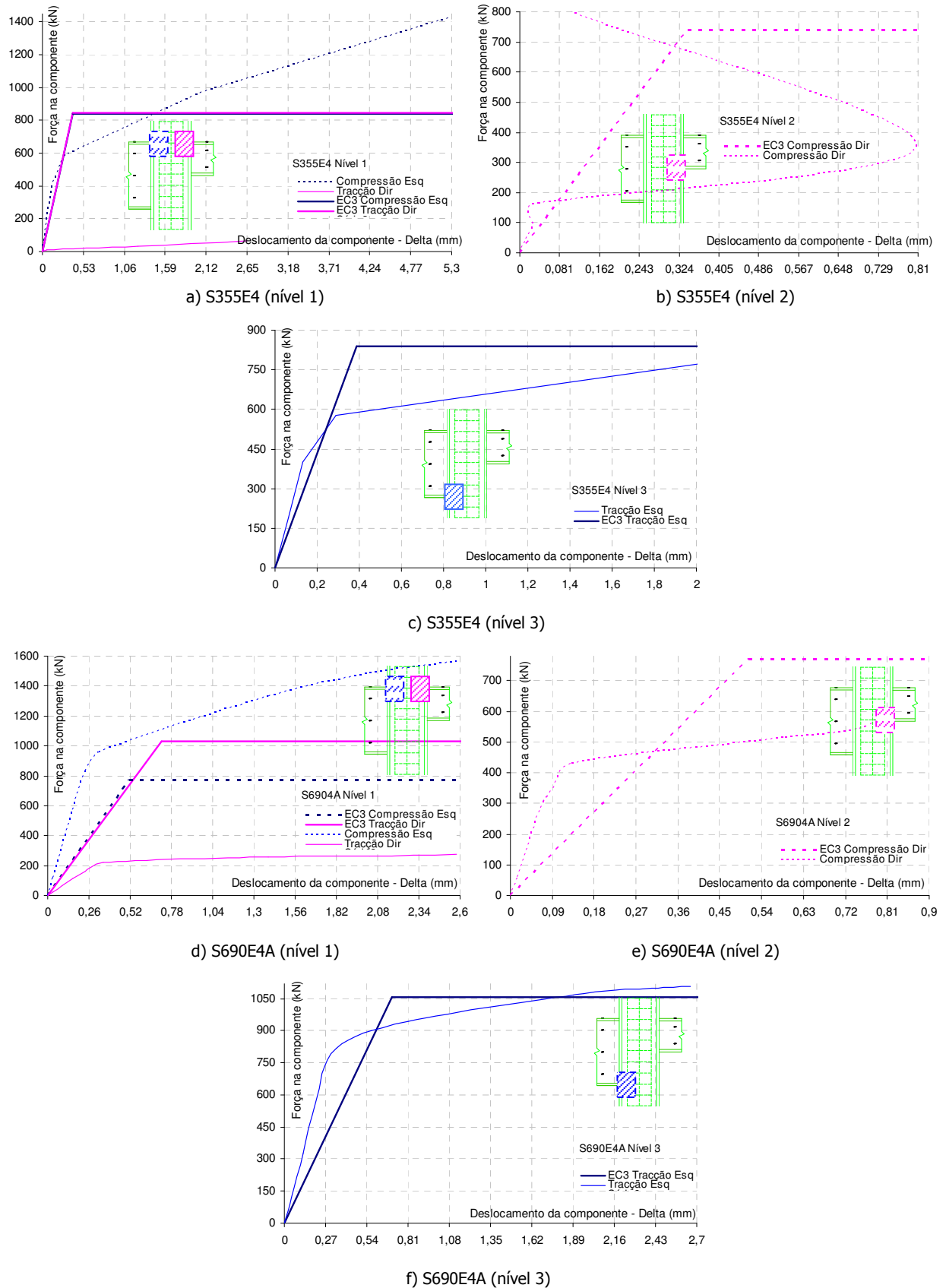
A Figura 45 representa as curvas F- $\Delta$ , e respectivos modelos bilineares, para os modelos E4. A comparação com o modelo bilinear indica um ajuste pior do que havia sido registado para os nós E1 e E3, mas semelhante ao que se havia verificado nos modelos E2, para ambos os parâmetros.



**Figura 45** . Componente corte – Comparação entre a curva numérica/experimental e a curva bilinear (EC3)

**b) Tracção e compressão**

Na Figura 46 apresentam-se as curvas F- $\Delta$  (tracção e compressão) e respectivos modelos bilineares.



**Figura 46 • Componentes tracção e compressão – Comparação entre as curvas numéricas e EC3**

Neste caso, as curvas  $F-\Delta$  apresentam traçados irregulares com maus ajustes às curvas bilineares. Verifica-se também que os modelos de aço da classe S355 apresentam uma resposta bastante diferente da dos modelos homólogos de aço da classe S690, particularmente no sub-painel superior, devido ao facto de a relação entre o momento à esquerda e à direita ser também diferente nos dois casos.

Dado que os carregamentos das vigas têm direcções opostas, ambas as juntas e o painel sofrem rotação no mesmo sentido. No caso do modelo em S355 a acção da viga da esquerda é superior à da viga da direita, pelo que viga da esquerda condiciona maioritariamente o estado de tensão em todo o painel, estendendo a sua influência inclusivamente até ao lado direito da junta. Neste caso os diagramas de tensões do lado direito têm um andamento algo errático, com máximos pouco marcados, que evidencia a forte influência da acção do lado esquerdo, chegando inclusivamente a verificar-se tracção na zona comprimida da junta da direita, para os últimos incrementos de carga. Esta constatação é corroborada pela caracterização do estado de tensão na junta, e pelos diagramas de tensões normais na linha 3 (Figura 47a)). De facto, dada a pequena influência da viga da direita, a viga da esquerda é quase um nó externo, o que explica que o ajuste com a curva bilinear do EC3 para o lado esquerdo seja um pouco melhor do que o verificado para o lado direito da junta.

No caso dos modelos de S690, os momentos nas vigas são mais equilibrados, pelo que o diagrama de tensões à direita é mais regular (Figura 47b)), com máximos bem definidos nas direcções correspondentes aos banzos da viga, denunciando uma menor influência da viga da esquerda sobre o lado direito da junta, e conduzindo a curvas  $F-\Delta$  mais regulares.

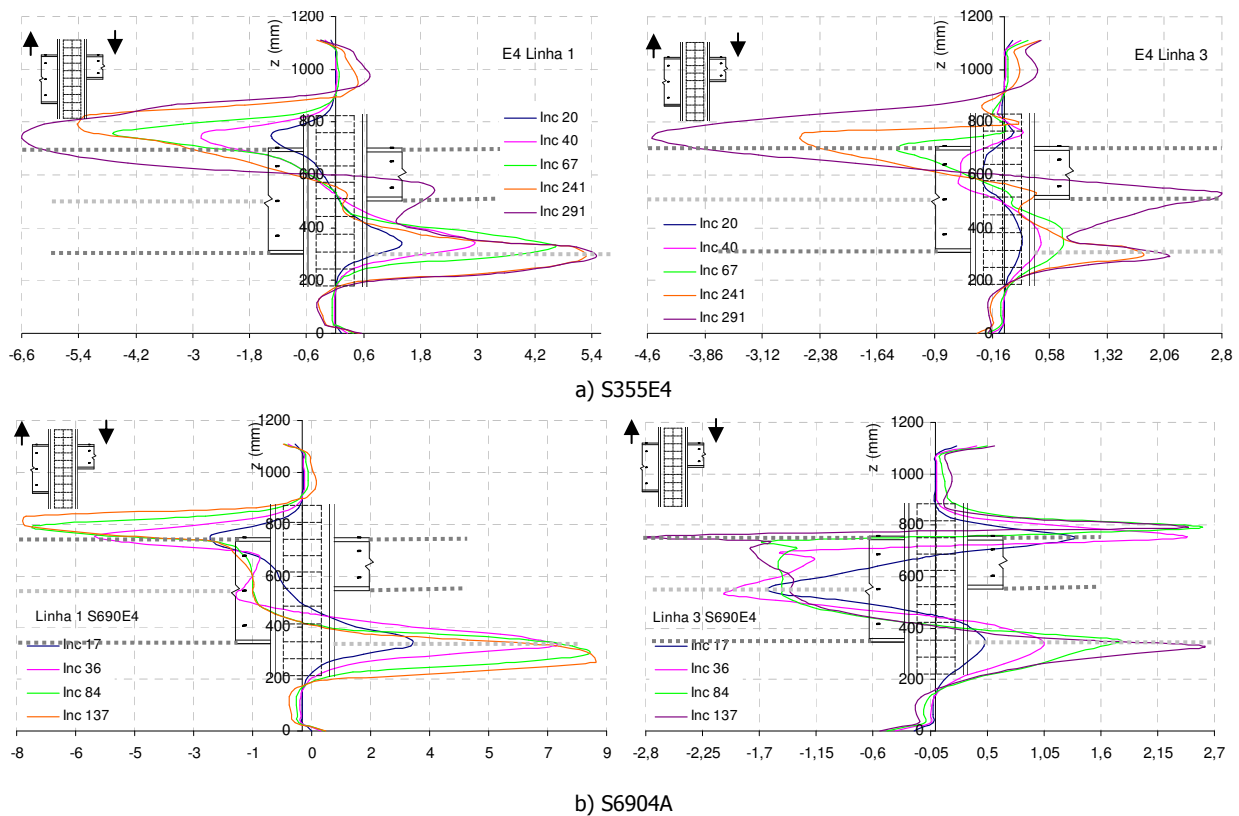


Figura 47 . Diagramas de tensões normais no painel de ambos os lados da junta

Alguma da irregularidade dos campos de tensões deve-se à instabilidade da biela de compressão, que neste caso atravessa o semi-painel superior. No entanto, comparativamente com as tipologias analisadas anteriormente, a instabilidade tem aqui menor expressão na medida em que a referida biela de compressão se cruza com a biela de tracção.

#### 4.5 Conclusões

No presente capítulo procedeu-se à avaliação das curvas  $F-\Delta$  para as componentes flexíveis das juntas, a partir dos resultados do modelo numérico calibrado.

O método utilizado consiste na contabilização das forças através da integração numérica dos campos de tensões associados a cada componente, e na contabilização das deformações através dos deslocamentos das extremidades e eixo do painel. A separação da deformação relativa a cada componente foi realizada de acordo com os conceitos subjacentes aos modelos de molas preconizado na parte 1.8 do EC3, para os modelos em nó externo e interno simétrico. Para o caso dos nós internos assimétricos, a referida separação foi realizada com base num modelo de comportamento proposto na presente tese para este tipo de nó.

Concluiu-se que, de uma maneira geral, o procedimento proposto é válido para obtenção das curvas  $F-\Delta$ , não lineares até à rotura, das componentes flexíveis das juntas. A excepção prende-se com a avaliação da força na componente compressão, no âmbito da instabilidade, pois como se viu, esta situação conduz a extensões adicionais, devidas à flexão da zona comprimida do painel fora do seu plano. Nos modelos em nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento assimétrico, verificou-se também um mau ajuste das curvas  $F-\Delta$  às curvas bilineares, sendo que este aspecto requer um estudo mais aprofundado.

Foi também estabelecida uma análise comparativa entre as forças determinadas analiticamente, a partir do equilíbrio das forças que actuam no contorno do painel, e as forças determinadas a partir do modelo numérico, pelo processo de integração. Conclui-se que, de uma maneira geral, as forças analíticas não correspondem às forças associadas a cada componente. Relativamente às forças de tracção e compressão, os principais motivos para a diferença referida, prendem-se com o facto de que parte da força proveniente da viga é resistida pelo banzo do pilar, e com o facto de que a interacção de tensões reduz a disponibilidade de resistência do painel para cada componente, conduzindo a reencaminhamento do esforço para os banzos do pilar. Relativamente ao esforço de corte, a diferença referida só se verifica em regime plástico, e deve-se ao facto de que, em regime elástico, o esforço passa maioritariamente pela alma, mas, no âmbito das grandes deformações, a parcela que passa pelo banzo torna-se significativa.



## Bibliografia

1. ATAMAZ, S. W.: Simulation numérique du comportement de deux assemblages de rive soudés non raidis. Rapport interne IREM 87/5, Juin 1987, École Polytechnique de Lausanne, Département de Génie Civil, Institute de Statique et Structures IREM – Statique et Résistance des Matériaux, Lausanne.
2. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). EN 1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.8: Design of joints, Brussels, 2005.
3. JASPART, J. P.: Etude de la semi-rigidité des nœuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier. PhD Thèse, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 1991, Tese de doutoramento (em francês).
4. JASPART, J. P.: Recent advances in the field of steel joints – Column bases and further configurations for beam-to-column joints and beam splices. Thèse présentée en vue de l'obtention de grade d'Agrégé de l'Enseignement Supérieur. Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 1996-1997. Tese de agregação (em inglês)

## Índice

### Capítulo 5 Modelos analíticos

5.1	Introdução.....	233
5.2	Modelo Analítico-Jaspart – formulação teórica inicial.....	233
5.2.1	Introdução.....	233
5.2.2	Exemplo de aplicação (nó externo).....	235
5.3	Modelo Analítico-Jaspart Modificado para nós internos assimétricos.....	235
5.3.1	Introdução.....	235
5.3.2	Exemplo de aplicação (nó interno assimétrico).....	237
5.4	Aplicação do modelo Analítico-Jaspart Modificado.....	241
5.4.1	Nó externo.....	241
5.4.2	Nó interno simétrico.....	243
5.4.3	Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento simétrico).....	244
5.4.4	Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento assimétrico).....	248
5.5	Conclusões.....	253
	Bibliografia .....	255

## Capítulo 5 Modelos analíticos

---

### 5.1 Introdução

A resposta de uma junta, quando solicitada por um momento flector, deve-se à combinação de dois efeitos, que estão intimamente ligados às fontes de deformabilidade dessa junta e aos esforços internos que a solicitam (quanto à sua magnitude e forma como se combinam). Os efeitos referidos são a introdução de carga, devida ao efeito local das cargas provenientes das vigas, e o corte, associado à deformação do painel devido ao esforço transversal que solicita o nó.

Algumas das formulações teóricas estabelecidas no sentido de compreender e reproduzir o comportamento das juntas assentam neste conceito de divisão das fontes de deformabilidade da junta. Uma dessas abordagens foi levada a cabo por Atamaz e Jaspert [2,1989] e Jaspert ([4,1990], [5,1991], [6,1996]) para juntas soldadas em nó externo, e constitui a base do método de dimensionamento de juntas preconizado na parte 1.8 do EC3 [3,2005]. A metodologia referida (modelo Analítico-Jaspert) foi apresentada em detalhe no Capítulo 1, dada a importância de que se reveste para o presente trabalho.

O modelo Analítico-Jaspert (AJ) foi estabelecido originalmente para nós externos e internos simétricos, no presente capítulo apresenta-se uma modificação do método, que permite a sua utilização em nós internos não simétricos, e que se denomina método Analítico-Jaspert Modificado (AJM).

Ambos os modelos, AJ e AJM, são comparados com os resultados dos modelos numéricos de elementos finitos calibrados com os resultados experimentais. Com base na comparação estabelecida, pode averiguar-se a qualidade da formulação proposta.

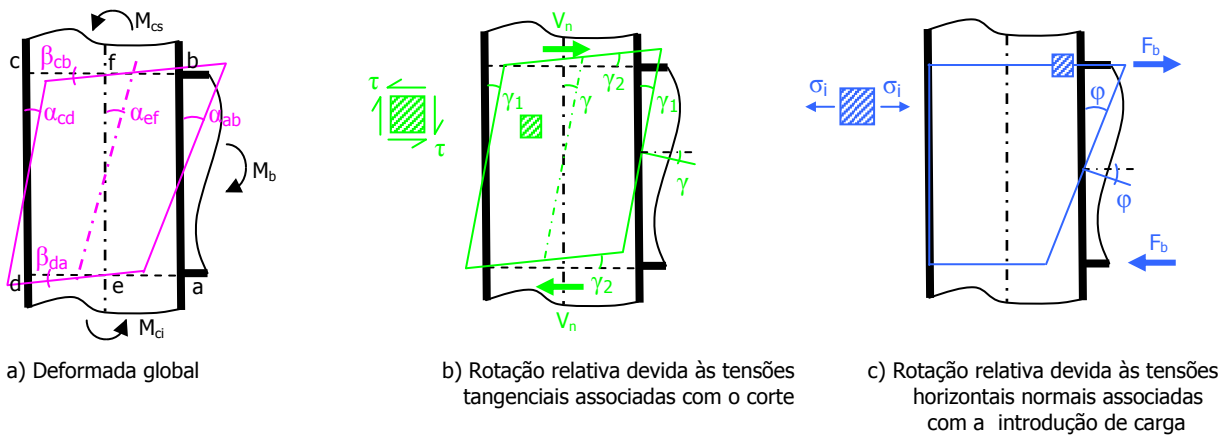
### 5.2 Modelo Analítico-Jaspert – formulação teórica inicial

#### 5.3.2 Introdução

O modelo Analítico-Jaspert considera duas hipóteses iniciais sobre o comportamento da junta, uma delas diz respeito à deformação rotacional, e a outra diz respeito à resistência.

Deformação rotacional: A rotação de uma junta pode ser considerado como a soma de dois efeitos: a distorção associada ao corte (Figura 1b)), representada pelas curvas  $V_n-\gamma$ , e a rotação associada com a introdução de carga (Figura 1c)), representada pelas curvas  $M_b-\varphi$ .

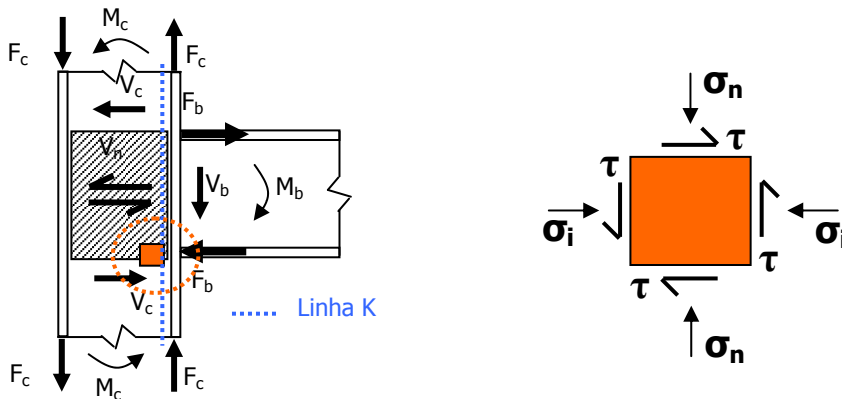




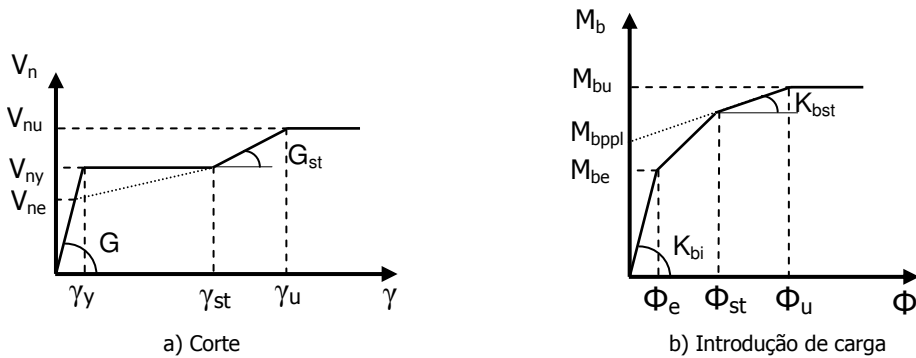
**Figura 1 .** Comportamento rotacional do painel da alma da coluna

**Resistência:** Na zona mais esforçada do painel de uma junta soldada coexistem três tipos de tensões (Figura 2): 1. Tensões tangenciais associadas ao corte ( $\tau$ ), 2. Tensões normais verticais associadas ao esforço axial e/ou de flexão proveniente do pilar ( $\sigma_n$ ) e 3. Tensões normais horizontais devidas à introdução de carga proveniente das vigas na direcção dos seus bantos ( $\sigma_i$ ). Para avaliar a resistência de qualquer ponto do painel é necessário usar um critério de cedência, dado o número de componentes do estado de tensão. As interacções a ter em conta são:  $\tau$  com  $\sigma_n$  e  $\sigma_i$  com  $\tau$  (Figura 2).

As curvas que representam os modelos analíticos para o corte e introdução de carga são representadas na Figura 3.



**Figura 2 .** Componentes do estado de tensão na zona mais solicitada do painel



**Figura 3 .** Modelos multi-lineares para reprodução das curvas  $V_n$ - $\gamma$  e  $M_b$ - $\phi$

### 5.3.2 Exemplo de aplicação (nó externo)

A curva momento vs rotação global da junta ( $M_b-\theta$ ) é obtida à custa da soma da parcela de deformação associada ao esforço de corte no painel ( $V_n-\gamma$ ) (Figura 4b)), com a parcela associada com a introdução de carga ( $M_b-\varphi$ ) (Figura 4a)). Conhecendo as curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$ , há apenas que transformar  $V_n$  no momento equivalente (Figura 5a)) e proceder à soma algébrica de ambas as curvas (Figura 5b)). As figuras seguintes ilustram o procedimento para o modelo em nó externo S355E1.2, e a comparação da curva resultante do modelo Analítico-Jaspart com a respectiva curva numérica/experimental (Figura 5b)).

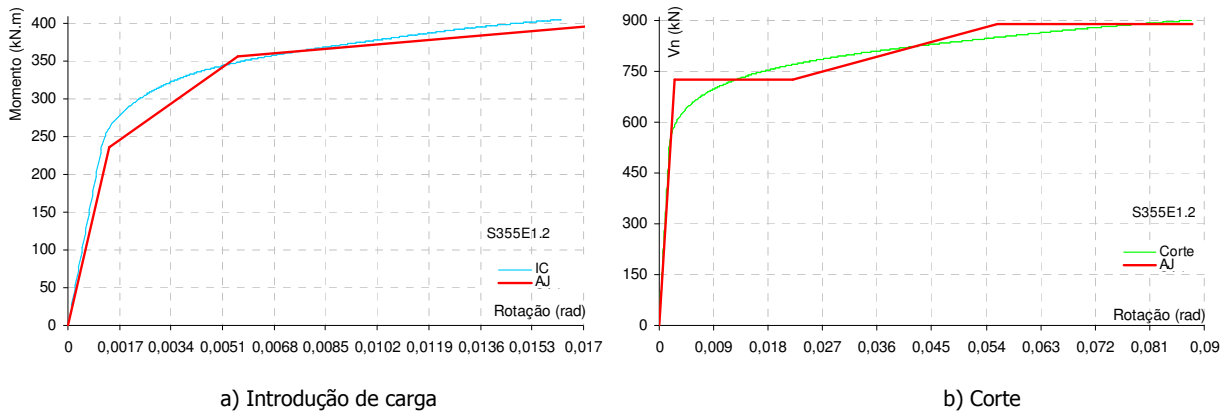


Figura 4 • Comparação entre o modelo AJ e as curvas do modelo

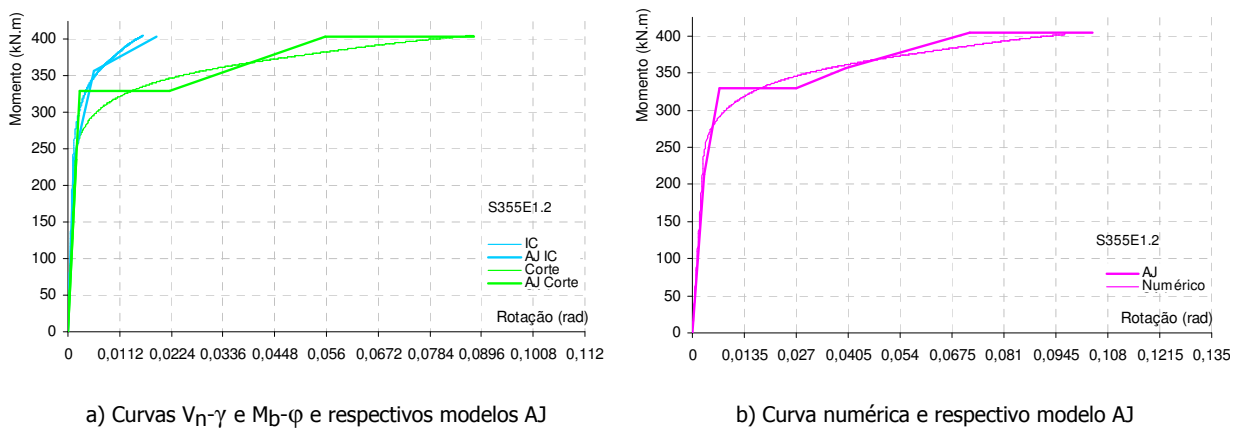


Figura 5 • Curva momento/rotação da junta ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$

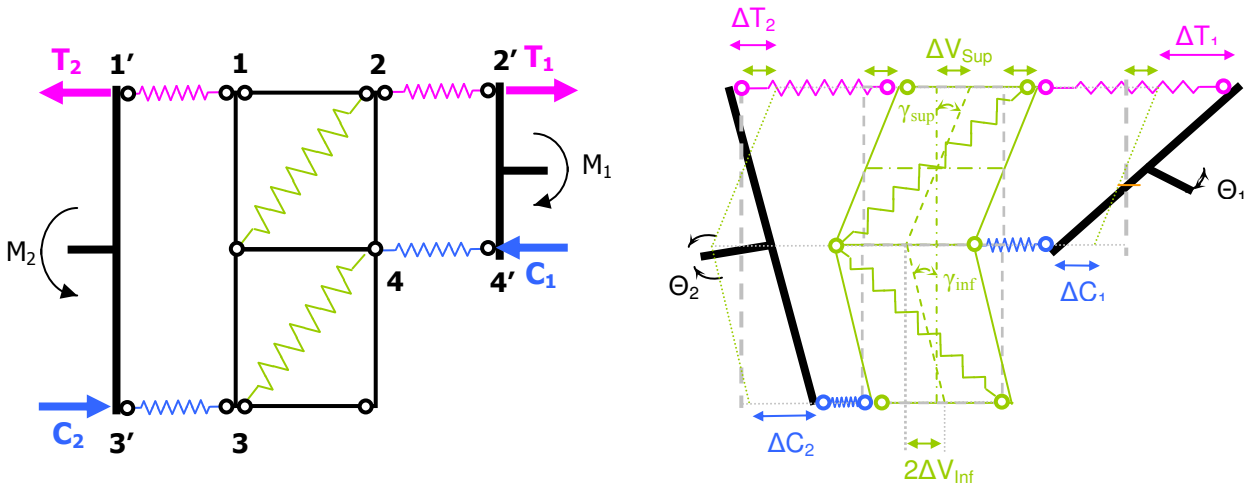
## 5.3 Modelo Analítico-Jaspart Modificado para nós internos assimétricos

### 5.3.2 Introdução

O modelo Analítico-Jaspart Modificado utiliza as mesmas premissas utilizadas na definição do modelo Analítico-Jaspart, relativamente à deformabilidade e à resistência, mas modificadas para ter em conta as particularidades das juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes.

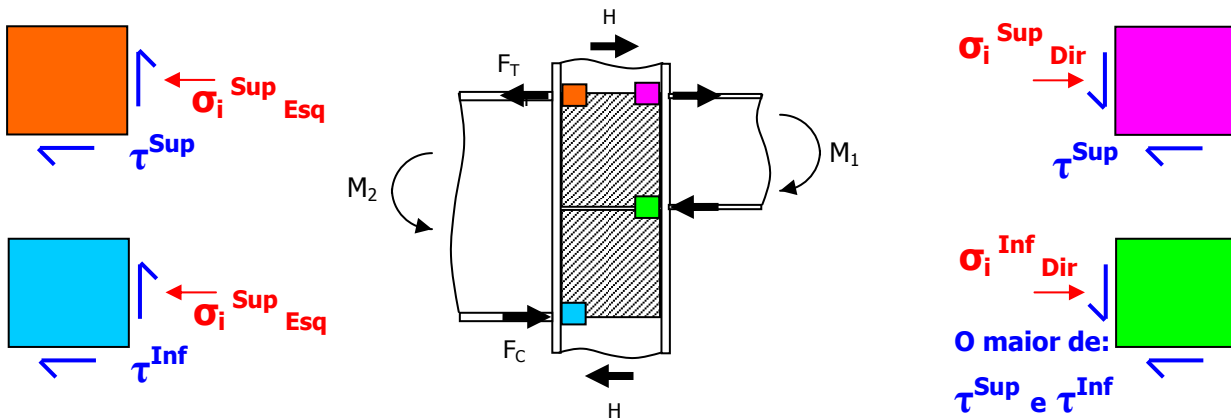
Deformação rotacional: Em termos de deformação rotacional utiliza-se o modelo de comportamento, apresentado no capítulo anterior, e que foi definido com base no modelo de molas subjacente ao método

das componentes, e nos resultados dos ensaios e modelo numérico, que puseram em evidência a importância da distribuição do esforço de corte e das fontes de deformabilidade da junta (Figura 6).

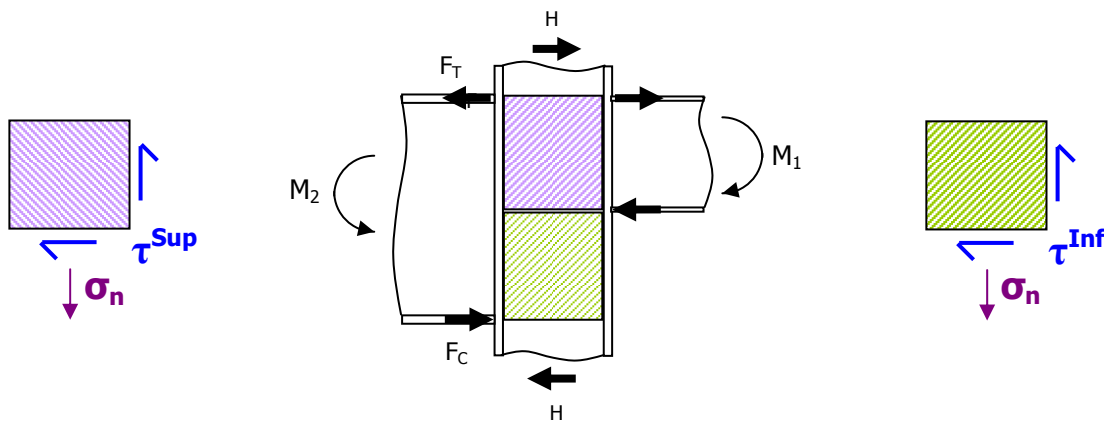


**Figura 6** • Modelo mecânico de molas usado para reproduzir o comportamento de um nó interno assimétrico

Resistência: Para determinação da resistência considera-se o estado de tensão no painel, tendo em conta que, neste caso, há duas juntas, e portanto duas introduções de carga distintas (Figura 7), e dois valores distintos para o esforço de corte (Figura 8), correspondentes ao sub-painéis superior e inferior.



**Figura 7** • Estado de tensão no painel da alma do pilar (introdução de carga)



**Figura 8** • Estado de tensão no painel da alma do pilar (corte)

Para estabelecer os critérios de cedência é necessário avaliar qual a combinação de tensões a ter em causa para cada caso.

Interacção de  $\sigma_i$  com  $\sigma_n$ : No caso da viga da esquerda tem-se um valor de  $\sigma_i$ , correspondente à introdução de carga, igual em cima e em baixo, mas que será combinado com esforços de corte diferentes, correspondentes ao sub-painel superior e ao sub-painel inferior.

No caso da viga da direita aplicam-se os mesmos comentários, com a ressalva de que no ponto do painel junto ao banzo inferior da viga a verificação poder ser feita imediatamente acima ou abaixo do eixo do banzo da viga, conduzindo a valores diferentes de resistência.

Interacção de  $\tau$  com  $\sigma_n$ : Admitindo que  $\sigma_n$  é constante ao longo da altura da junta, as combinações a ter em conta dizem respeito apenas aos diferentes valores do esforço de corte em cada painel.

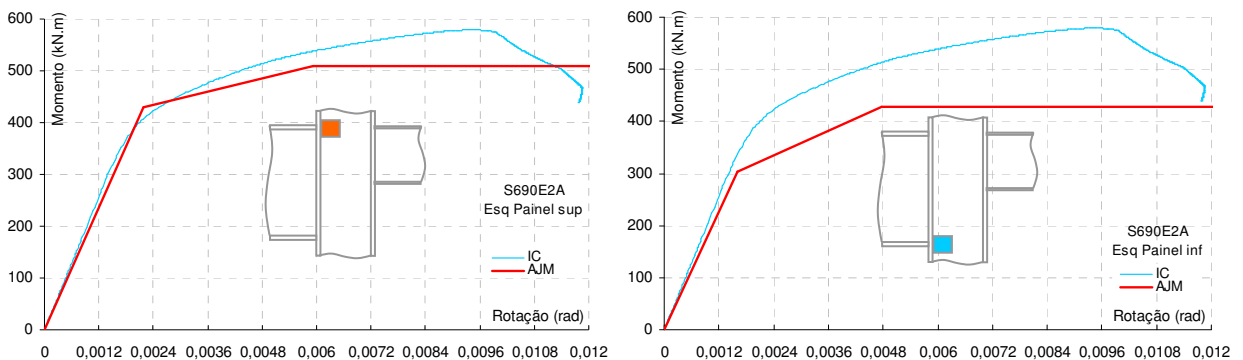
### 5.3.2 Exemplo de aplicação (nó interno assimétrico)

Em seguida exemplifica-se a aplicação do método Analítico-Jaspart Modificado, para o caso de uma das juntas em nó interno assimétrico.

No caso de nó interno com vigas de alturas diferentes verifica-se uma complexidade acrescida, devido ao facto de o valor do esforço de corte ser diferente nos sub-painéis superior e inferior, e de haver introdução de carga de ambos os lados. Este facto implica naturalmente que as curvas  $V_n-\gamma$  sejam distintas nos dois sub-painéis, mas implica também que as curvas de introdução de carga do mesmo lado da junta sejam distintas, pois estas são calculadas à custa da interacção entre as tensões normais horizontais e as tensões de corte. Na realidade existe apenas uma curva de introdução de carga para cada lado da junta, mas em termos do modelo analítico Analítico-Jaspart Modificado são quatro as situações em causa. O objectivo desta análise é precisamente definir a forma de obtenção de curvas AJM de introdução de carga únicas para cada lado da junta, à custa da combinação adequada dos quatro casos.

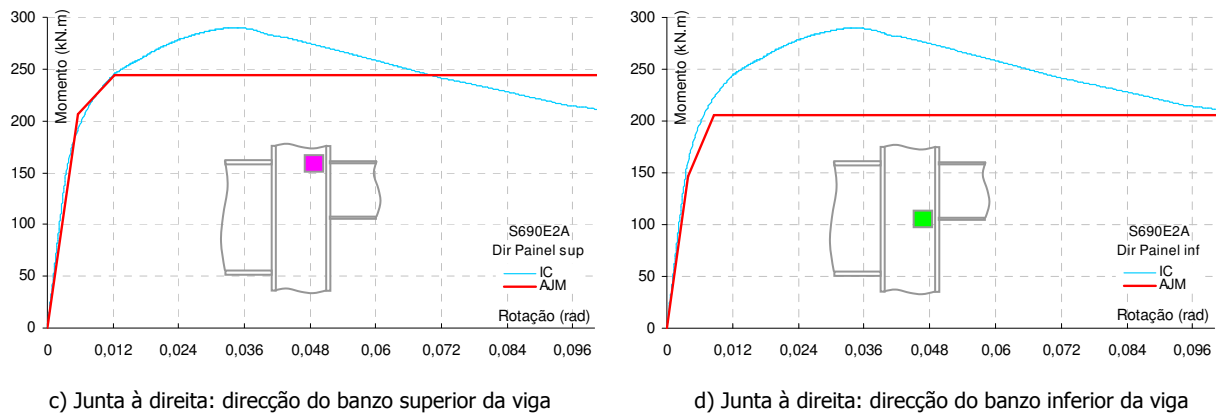
No sentido de esclarecer qual o procedimento adequado para cálculo da curva  $M_b-\theta$  relativa ao modelo Analítico-Jaspart modificado, em nós internos com vigas de alturas distintas, analisa-se o caso S690E2A.

Na Figura 9 apresentam-se as curvas de introdução de carga, e na Figura 10 as curvas de corte.



a) Junta à esquerda: direcção do banzo superior da viga

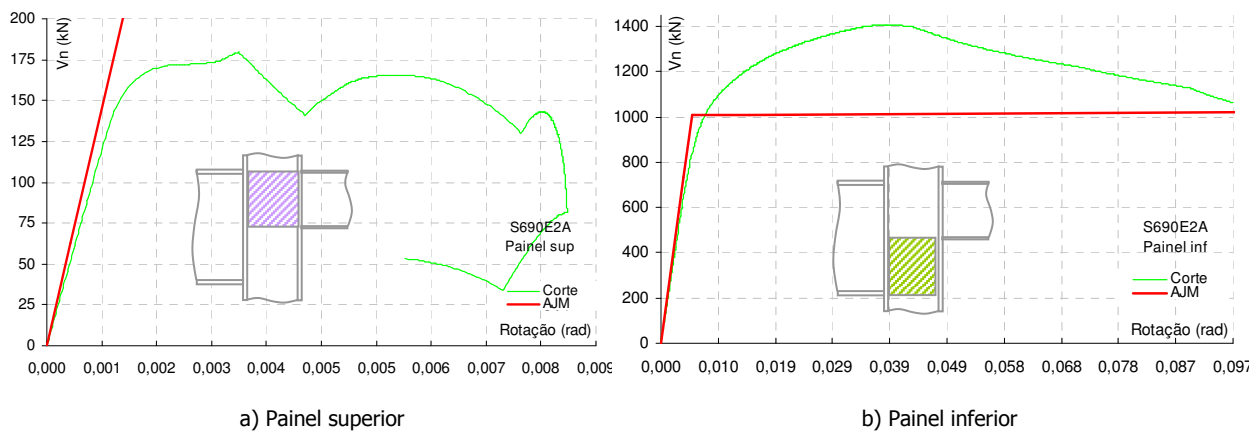
b) Junta à esquerda: direcção do banzo inferior da viga



**Figura 9** • Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo numérico S690E2A (Introdução de carga)

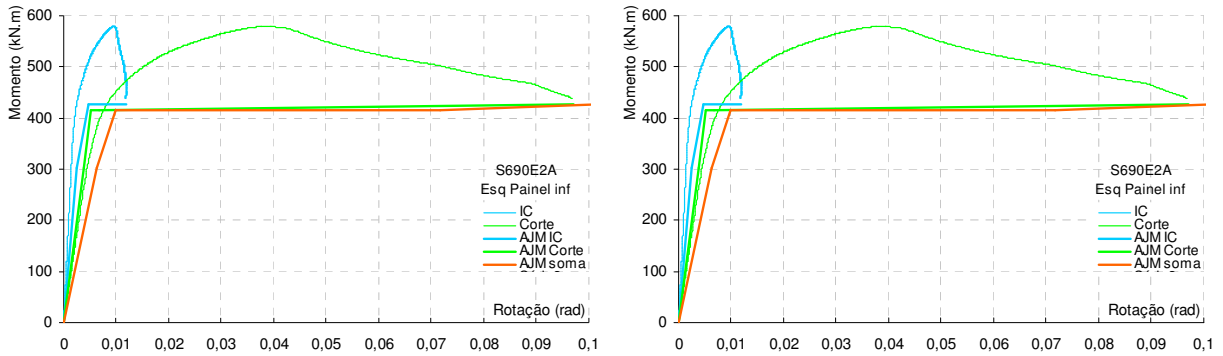
A Figura 9a) e b) representa a curva numérica de introdução de carga na junta à esquerda (a azul), e as curvas de introdução de carga do modelo numérico Analítico-Jaspart Modificado (a laranja), calculadas no painel superior (Figura 9a)) e inferior (Figura 9b)). A diferença entre estas últimas prende-se com a diferença entre o valor do esforço de corte nos sub-painéis superior (Figura 10a)) e inferior (Figura 10b)). Como seria de esperar os valores resistentes de cedência e de rotura são mais baixos nas curvas de introdução de carga relativas ao painel inferior, na medida em que aí o esforço de corte é maior. Os mesmos comentários se aplicam para a junta à direita (Figura 9c) e Figura 9d)).

As considerações realizadas em termos de interacção de esforços não têm reflexo em termos de rigidez inicial, relativamente à introdução de carga, na medida em que esta é definida por um modelo analítico de viga em fundação elástica, que só depende das propriedades geométricas e materiais da junta.



**Figura 10** • Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo numérico (Corte)

Na Figura 11a) e b) apresenta-se a curva de corte e respectivo modelo Analítico-Jaspart (a verde), a curva de introdução de carga e respectivo modelo Analítico-Jaspart (a azul), e a curva que representa a soma algébrica das anteriores (a laranja). Este cálculo é realizado para o painel superior (Figura 11a)) e inferior (Figura 11b)) da junta à esquerda.

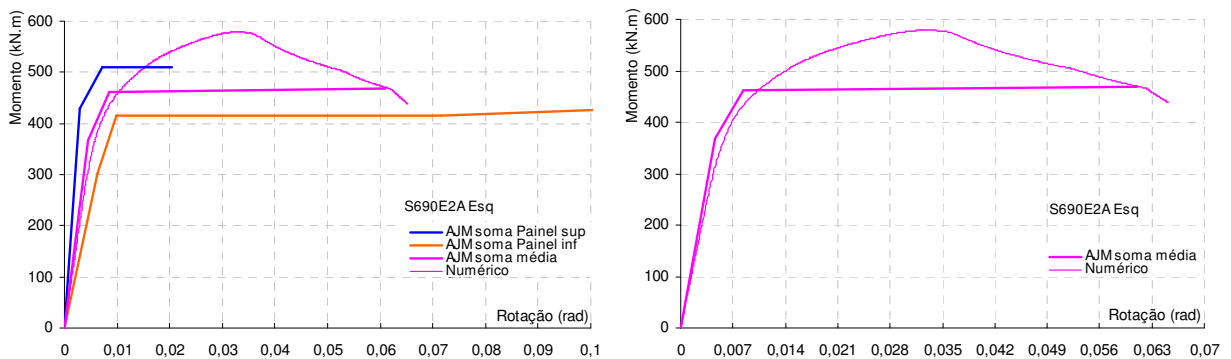


a) Curvas  $V_{N-\gamma}$  e  $M_b-\varphi$  e modelos AJM (Painel sup. esq.)

b) Curvas  $V_{N-\gamma}$  e  $M_b-\varphi$  e modelos AJM (Painel inf. esq.)

**Figura 11** • Curva momento vs rotação da junta à esquerda ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_{N-\gamma}$  e  $M_b-\varphi$  (S690E2A)

Nesta fase dispomos de duas curvas  $M_b-\theta$  relativas ao modelo AJM, para a junta à esquerda, uma para o sub-painel superior e outra para o inferior. Na realidade, a junta da esquerda tem apenas uma curva  $M_b-\theta$ , única, que deverá, no entanto, depender das duas curvas anteriores, pois os pontos de mudança de rigidez de cada curva parcial, influenciam a resistência e deformabilidade da curva global. Tendo este conceito em conta, propõe-se utilizar a média das curvas relativas ao painel superior e inferior, como forma de concatenar ambas, numa resposta única. Nesta perspectiva, as curvas “soma” resultantes (Figura 11a) e b)) são transportadas para o gráfico da Figura 12a). No mesmo gráfico apresenta-se a média das mesmas, e a curva numérica/experimental momento vs rotação para a junta à esquerda. Na Figura 12b) apresenta-se individualmente a curva momento vs rotação da junta à esquerda do modelo AJM (resultado do processo indicado atrás) e a respectiva curva numérica.



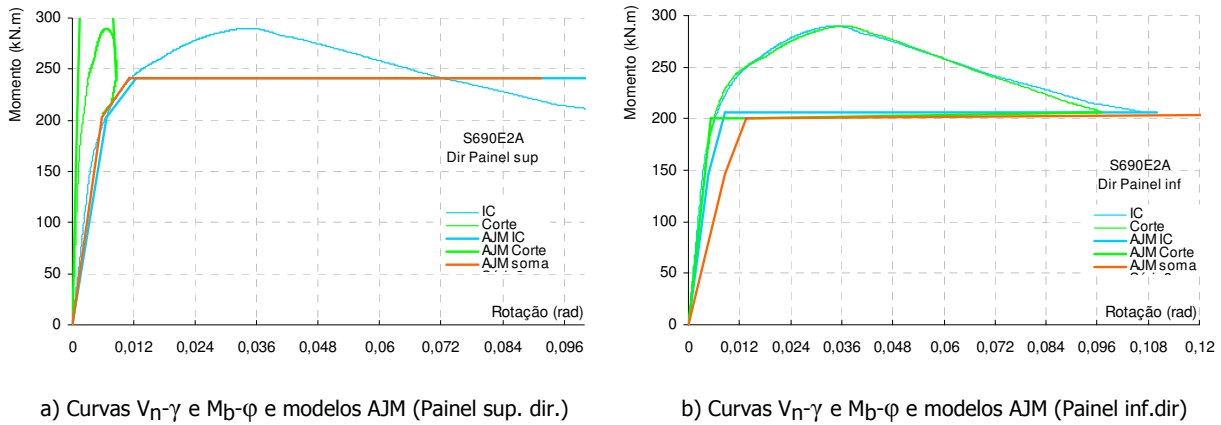
a) Curvas  $M_b-\theta$  dos painéis superior e inferior e sua média

b) Curva numérica e respectivo modelo AJM

**Figura 12** • Curva momento vs rotação da junta à esquerda ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_{N-\gamma}$  e  $M_b-\varphi$  (S690E2A)

Como se pode verificar, o ajuste é razoável em termos de rigidez inicial, resistência e deformação máxima. Poderá argumentar-se que a curva relativa ao painel superior conduzia a uma melhor estimativa da carga última. Esta informação que poderá ser considerada numa forma mais sofisticada de concatenar a resposta dos dois painéis, onde a influência de cada um deles não entre de forma igualitária na resposta global, mas de uma forma ponderada, proporcional a um parâmetro determinante na repartição de influência de cada sub-painel na resposta global. O modelo apresentado no presente trabalho, utilizará a média.

Na Figura 13 apresenta-se o mesmo cálculo realizado atrás para determinação das curvas momento vs rotação da junta à direita, para os painéis superior e inferior, por soma das curvas de introdução de carga e corte.

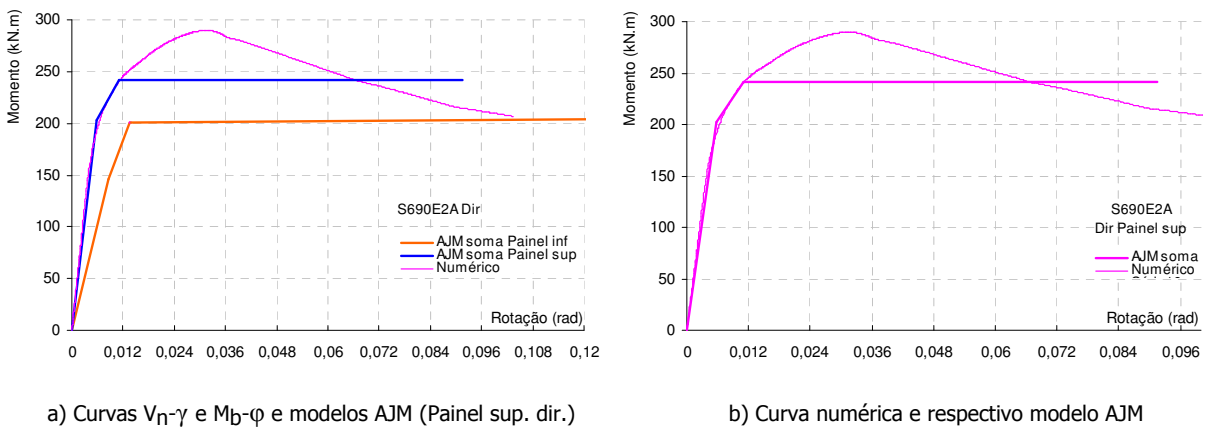


a) Curvas  $V_N-\gamma$  e  $M_B-\phi$  e modelos AJM (Painel sup. dir.)

b) Curvas  $V_N-\gamma$  e  $M_B-\phi$  e modelos AJM (Painel inf.dir)

**Figura 13** • Curva momento vs rotação da junta à direita ( $M_B-\theta$ ) por soma das curvas  $V_N-\gamma$  e  $M_B-\phi$  (S690E2A)

A Figura 14 apresenta as somas referidas atrás, para o painel superior e inferior, e a curva numérica/experimental para a junta da direita.



a) Curvas  $V_N-\gamma$  e  $M_B-\phi$  e modelos AJM (Painel sup. dir.)

b) Curva numérica e respectivo modelo AJM

**Figura 14** • Curva momento vs rotação da junta à direita ( $M_B-\theta$ ) por soma das curvas  $V_N-\gamma$  e  $M_B-\phi$  (S690E2A)

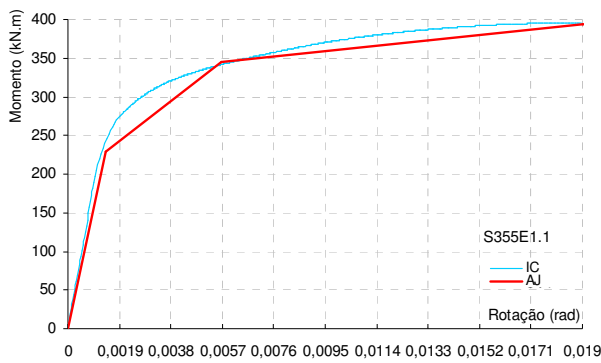
Como se pode observar pela figura anterior, a curva relativa ao painel superior apresenta um bom ajuste em relação à curva numérica/experimental, ao invés do que acontece com a curva relativa ao painel inferior, de onde se depreende que a média apenas prejudicaria o resultado. Esta situação tem lógica, na medida em que a junta da direita é influenciada maioritariamente pela deformação e estado de tensão no sub-painel superior. Como tal, para a junta da direita considera-se apenas o painel superior. O modelo AJ ou AJM reproduz o comportamento da junta até á carga máxima, mas no caso de existir instabilidade não acompanha o troço de rigidez negativa pós carga máxima.

### 5.4 Aplicação do modelo Analítico-Jaspart Modificado

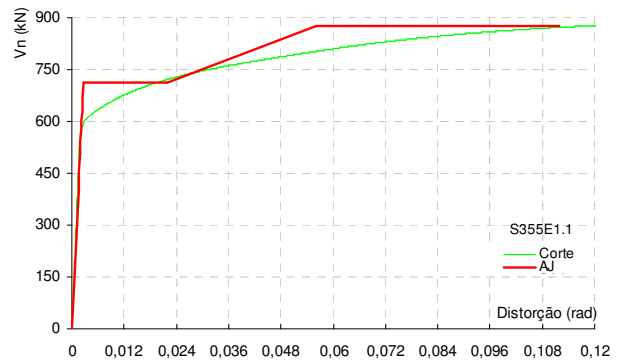
No presente ponto aplica-se a o modelo Analítico-Jaspart a todas as juntas em estudo. No caso das juntas em nó interno simétrico e nó externo, será aplicado na sua formulação original, e no caso de nós internos não simétricos, será aplicada a extensão do método, proposta na presente tese, denominada de modelo Analítico-Jaspart Modificado (AJM), cuja formulação geral foi apresentada atrás.

#### 5.4.1 Nó externo

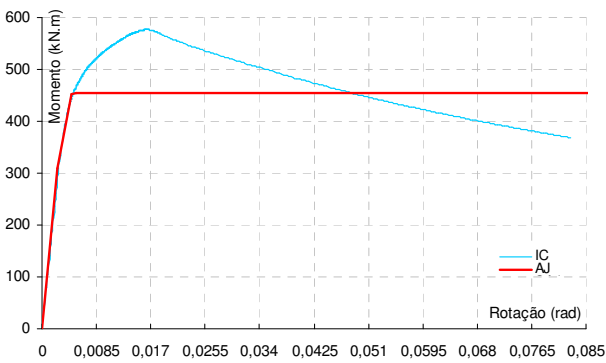
Na Figura 15, apresenta-se a comparação entre as curvas obtidas a partir do modelo numérico/experimental, e as curvas resultantes da aplicação do modelo analítico Analítico-Jaspart, para todos os modelos em nó externo. A comparação é estabelecida separadamente para a introdução de carga e para o corte.



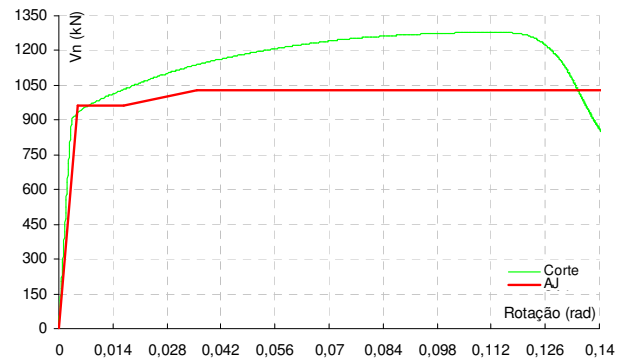
a) Introdução de carga S355E1.1



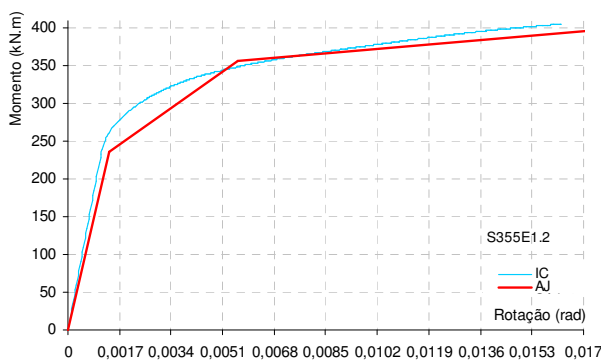
b) Corte S355E1.1



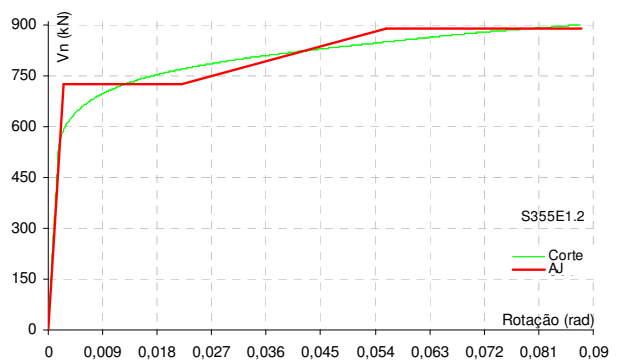
c) Introdução de carga S690E1.1



d) Corte S690E1.1

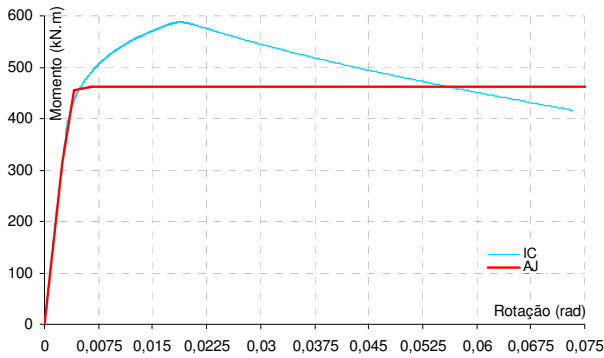


e) Introdução de carga S355E1.2

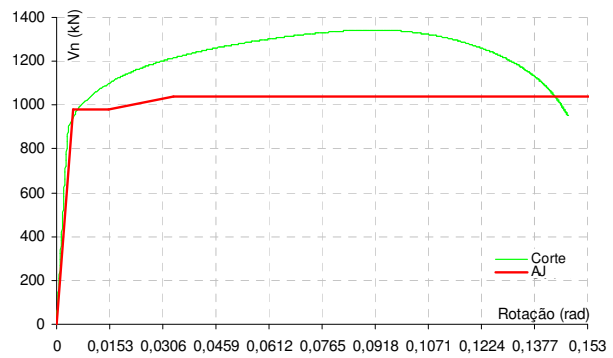


f) Corte S355E1.2





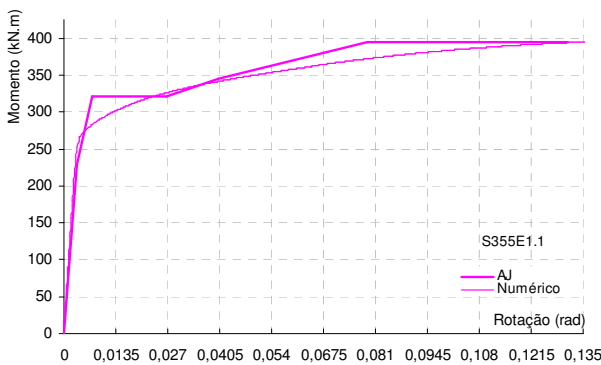
g) Introdução de carga S690E1.2



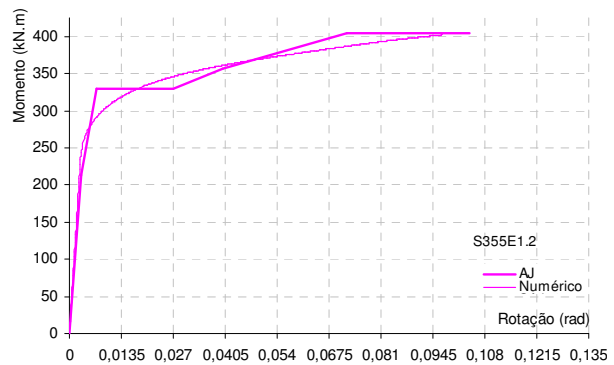
h) Corte S690E1.2

**Figura 15** . Comparação entre os modelos AJ e as curvas dos modelos numéricos (nó externo)

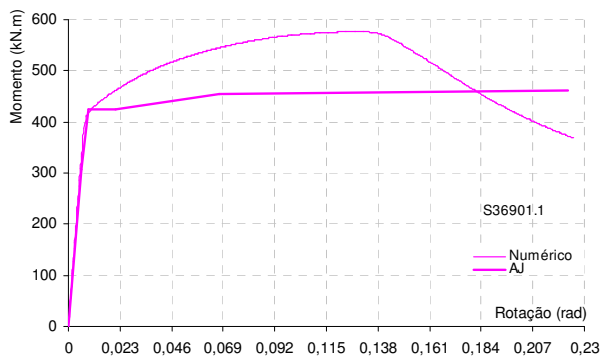
Na Figura 16 apresenta-se a comparação entre a curva Momento vs Rotação ( $M_b-\theta$ ) obtida a partir do modelo numérico, e a curva homóloga resultante da aplicação do modelo analítico Analítico-Jaspart, obtida por soma da curva de corte com a curva de introdução de carga, para todos os modelos em nó externo.



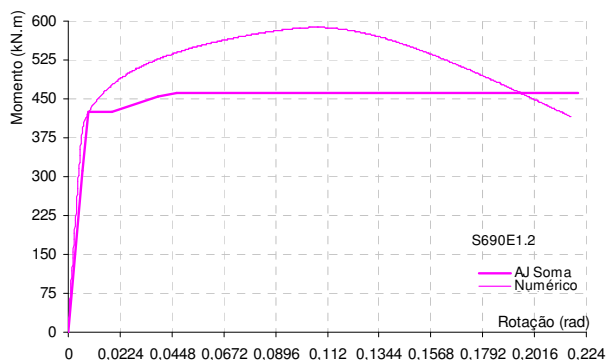
a) Curva numérica e respectivo modelo AJM (S355E1.1)



b) Curva numérica e respectivo modelo AJM (S355E1.2)



c) Curva numérica e respectivo modelo AJM (S690E1.1)



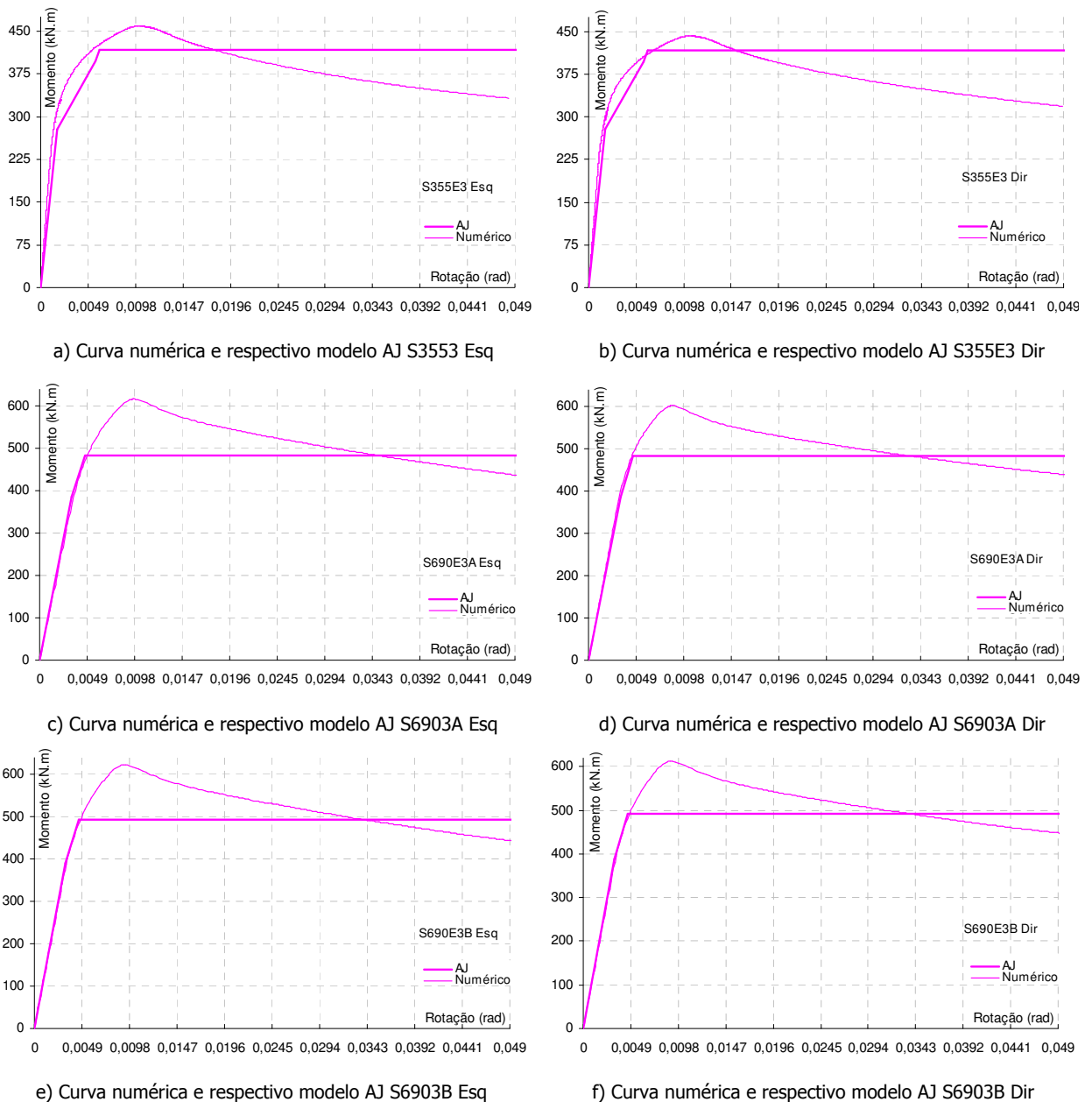
d) Curva numérica e respectivo modelo AJM (S690E1.2)

**Figura 16** . Curva momento/rotação da junta ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\phi$  (nó externo)

Verifica-se que o modelo AJ reproduz bem a curva Momento vs Rotação ( $M_b-\theta$ ) da junta, em termos de rigidez inicial, de resistência e de deformação máxima, para todos os modelos. No que diz respeito à carga máxima, verifica-se um ajuste excelente, no caso de aço da classe S355, e um pior ajuste no caso de aço da classe S690.

### 5.4.2 Nó interno simétrico

Na Figura 17 comparam-se as curvas do modelo numérico calibrado com as curvas do modelo AJ. Tendo em conta que o esforço de corte é desprezável, não é necessário realizar a soma da componente introdução de carga com o corte, e as curvas da Figura 17 representam o registo final da curva momento vs rotação da junta, à esquerda e à direita, relativamente ao modelo AJ.

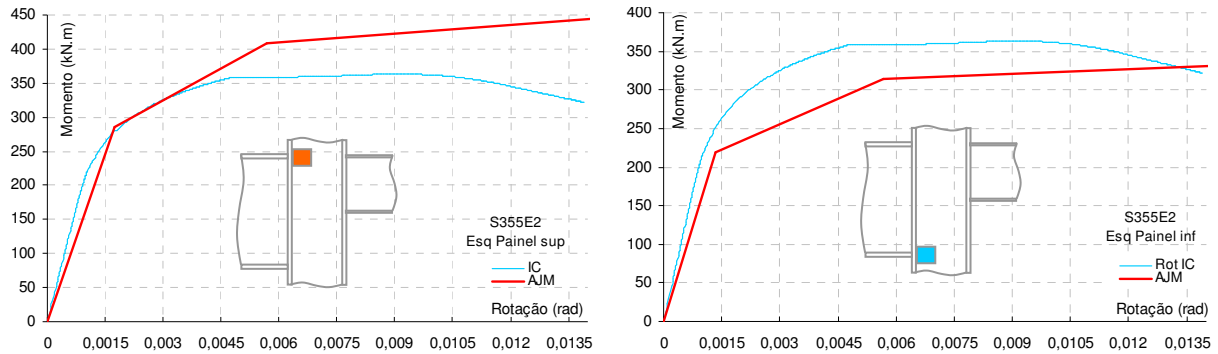


**Figura 17** • Curva momento vs rotação da junta ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$  (nó interno simétrico)

Como se pode observar o ajuste é aceitável em termos de rigidez inicial, resistência e deformação máxima, para todos os modelos. À semelhança do que se verificou para as tipologias em nó externo, também neste caso, e no que diz respeito à carga máxima, se verifica um ajuste excelente no caso de aço da classe S355, e um pior ajuste no caso de aço da classe S690.

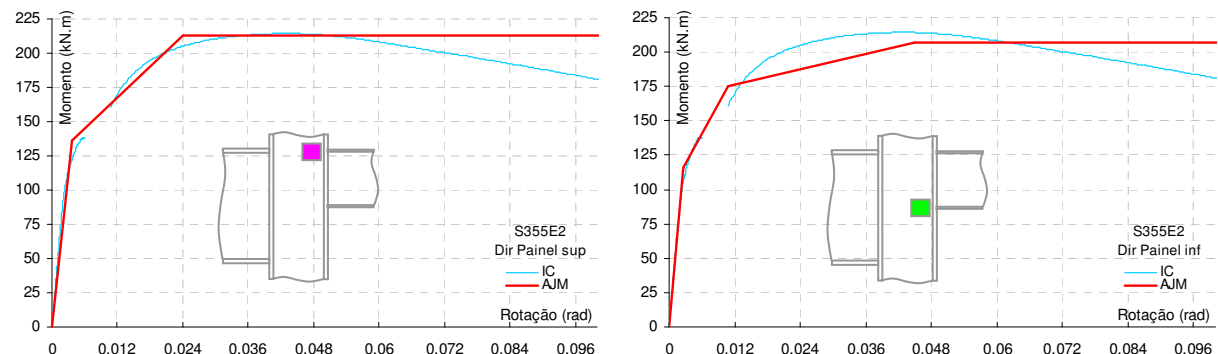
### 5.4.3 Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento simétrico)

Na Figura 18 e na Figura 19, exibem-se gráficos relativos às curvas  $M_b-\varphi$  e as curvas  $V_n-\gamma$ , para cada lado da junta e cada sub-painel, que serão depois combinadas para obter a curvas globais momento vs rotação do modelo AJM para cada junta (Figura 20 e Figura 21).



a) Junta à esquerda: direcção do banzo superior da viga

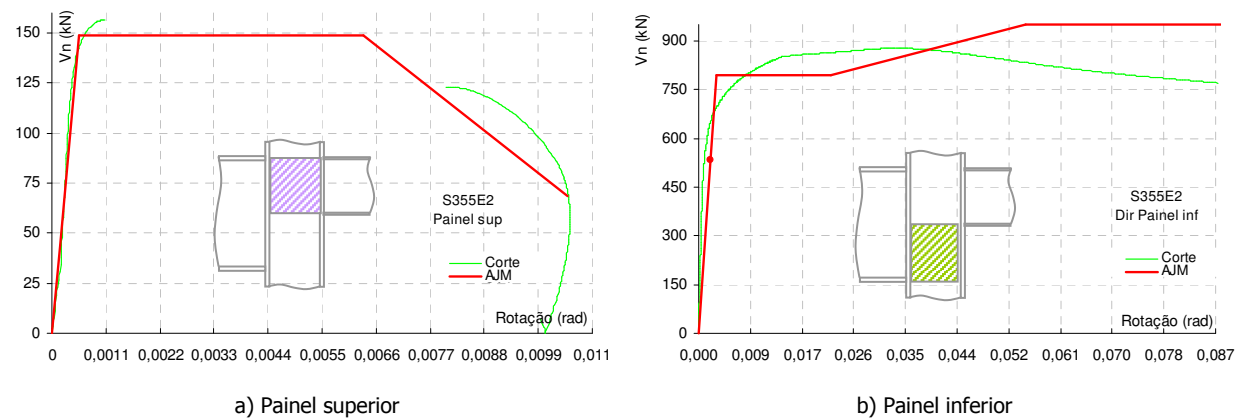
b) Junta à esquerda: direcção do banzo inferior da viga



c) Junta à direita: direcção do banzo superior da viga

d) Junta à direita: direcção do banzo inferior da viga

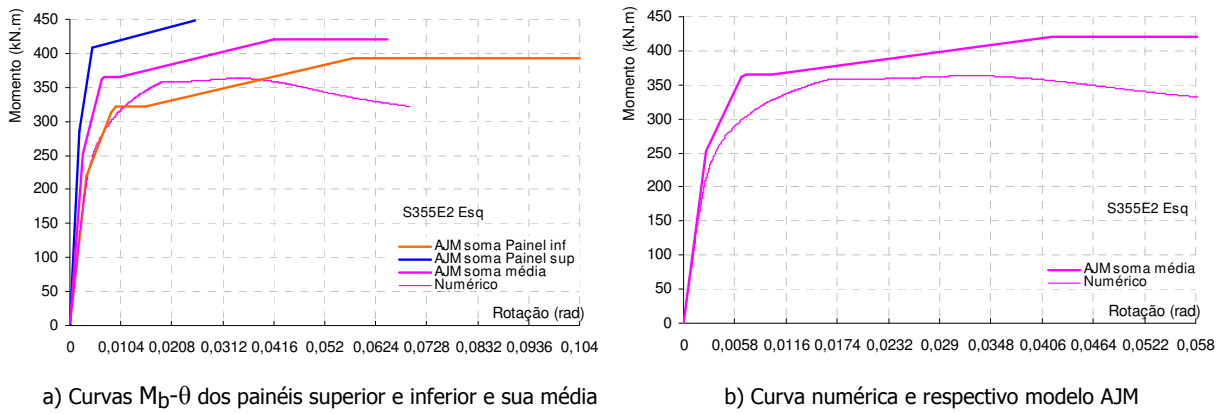
**Figura 18** • Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo numérico S355E3 (Introdução de carga)



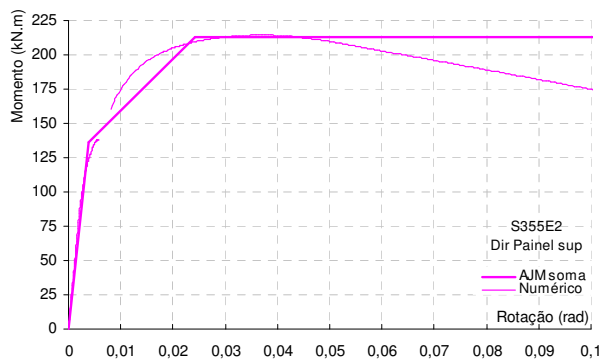
a) Painel superior

b) Painel inferior

**Figura 19** • Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo numérico S355E2 (Corte)



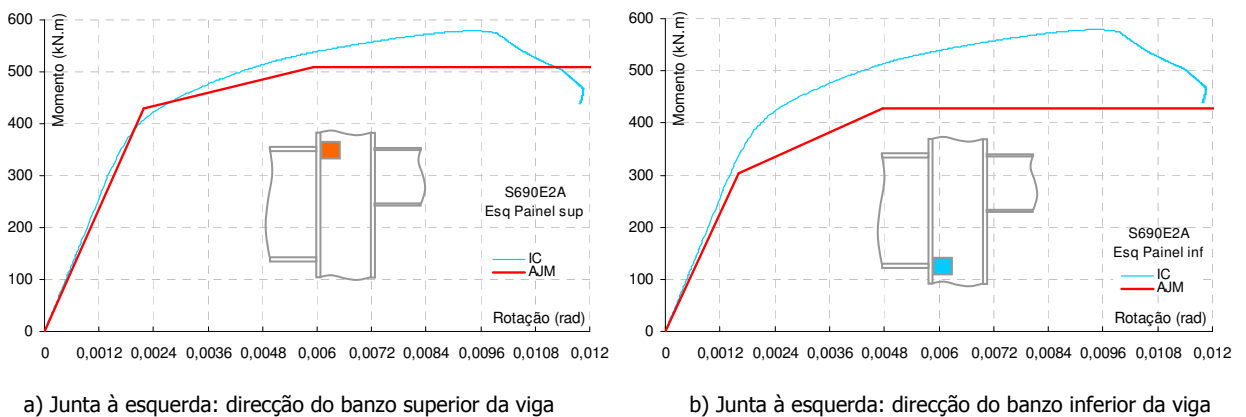
**Figura 20** . Curva momento vs rotação da junta à esquerda ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$  (S355E2)

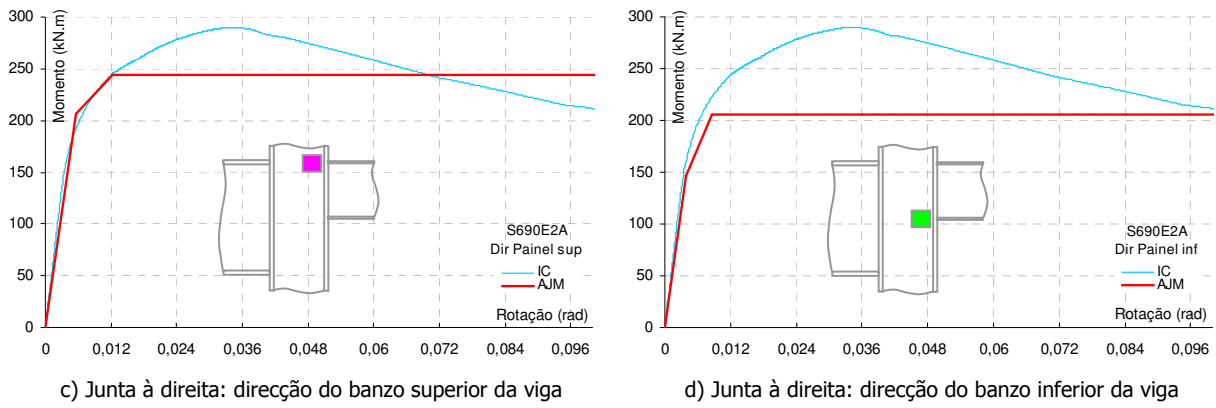


**Figura 21** . Curva momento vs rotação da junta à direita ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$  (S355E2)

Verifica-se um ajuste razoável para a junta da direita, enquanto que na junta da esquerda o ajuste é pior, particularmente quanto à detecção de cedência e na carga máxima.

Na Figura 22 e na Figura 23 apresentam-se os registos relativos à determinação das curvas de introdução de carga e de corte, para as juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico modelo S690E2A, que conduzem à curva  $M_b-\theta$  do modelo AJM (Figura 24 e Figura 25).

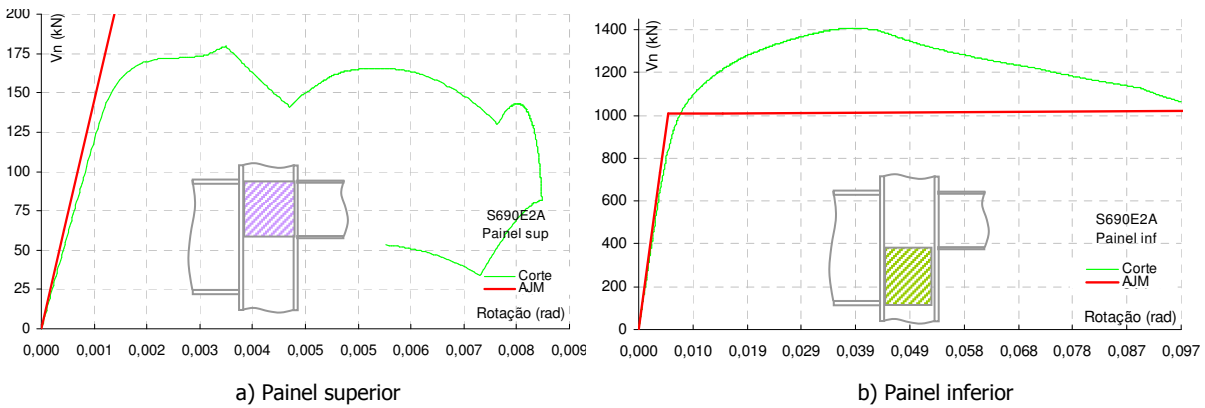




c) Junta à direita: direcção do banço superior da viga

d) Junta à direita: direcção do banço inferior da viga

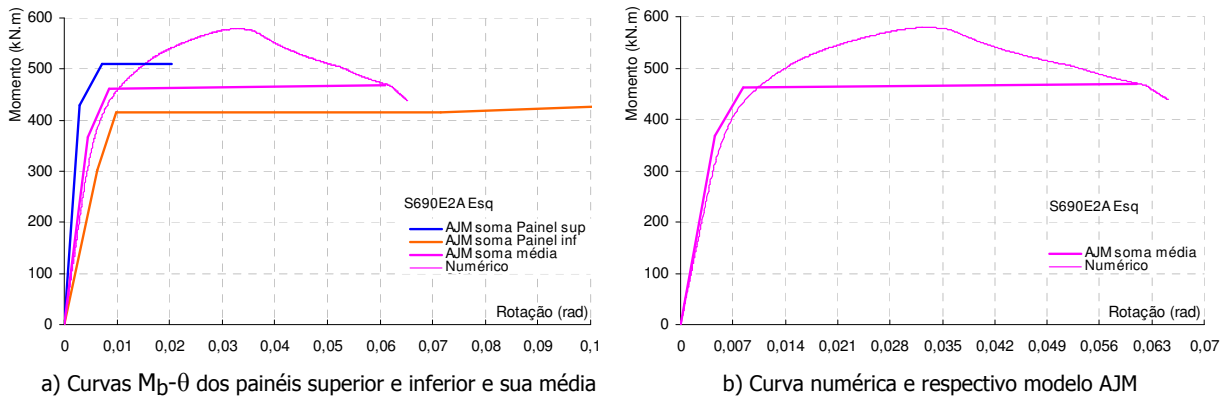
**Figura 22 .** Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo numérico (Introdução de carga)



a) Painel superior

b) Painel inferior

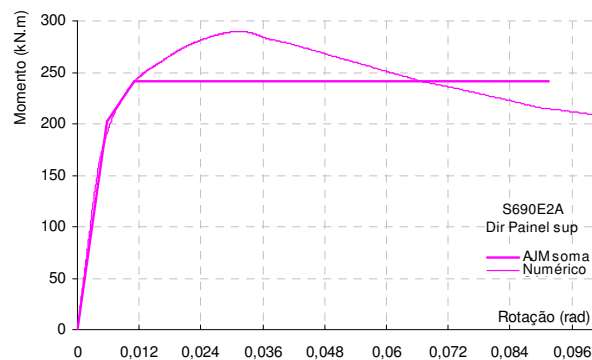
**Figura 23 .** Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo numérico (Corte)



a) Curvas  $M_B-\theta$  dos painéis superior e inferior e sua média

b) Curva numérica e respectivo modelo AJM

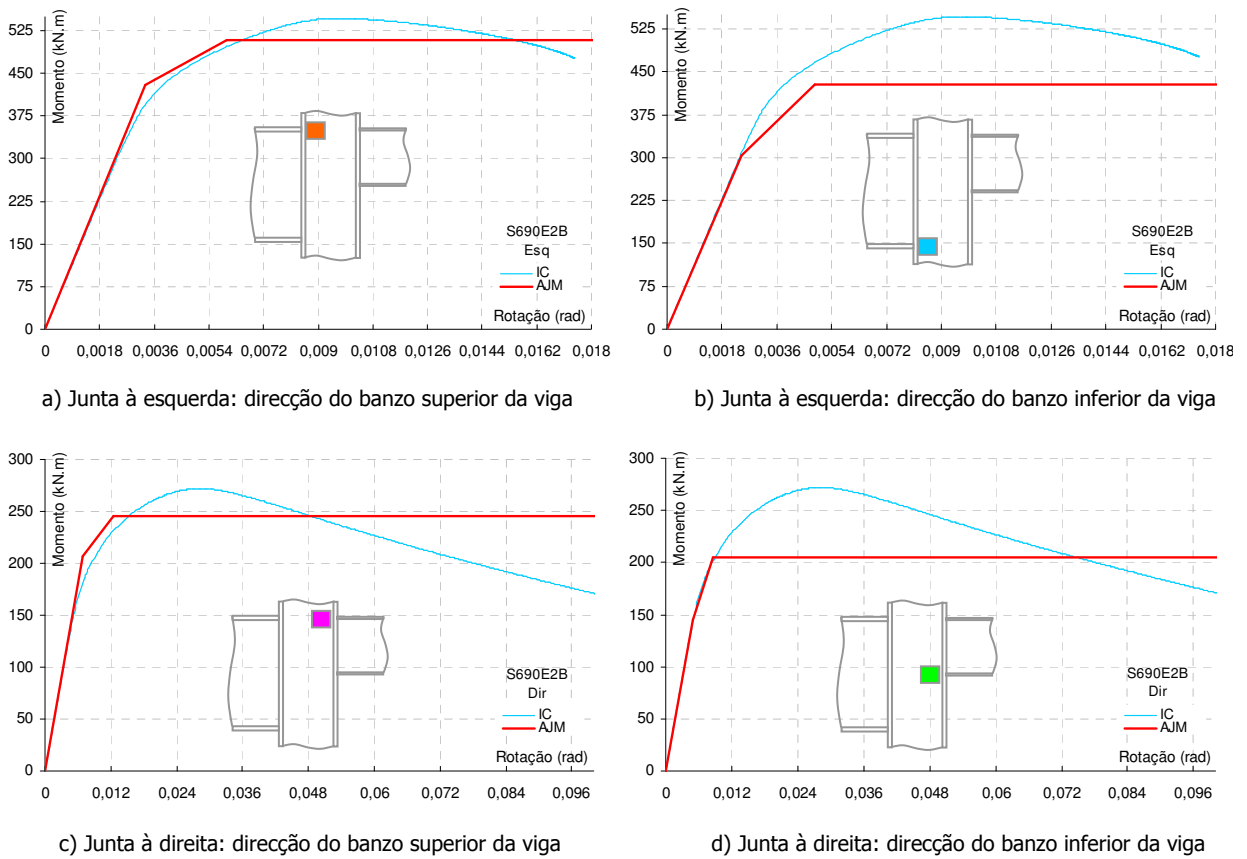
**Figura 24 .** Curva momento vs rotação da junta à esquerda ( $M_B-\theta$ ) por soma das curvas  $V_N-\gamma$  e  $M_B-\phi$  (S690E2A)



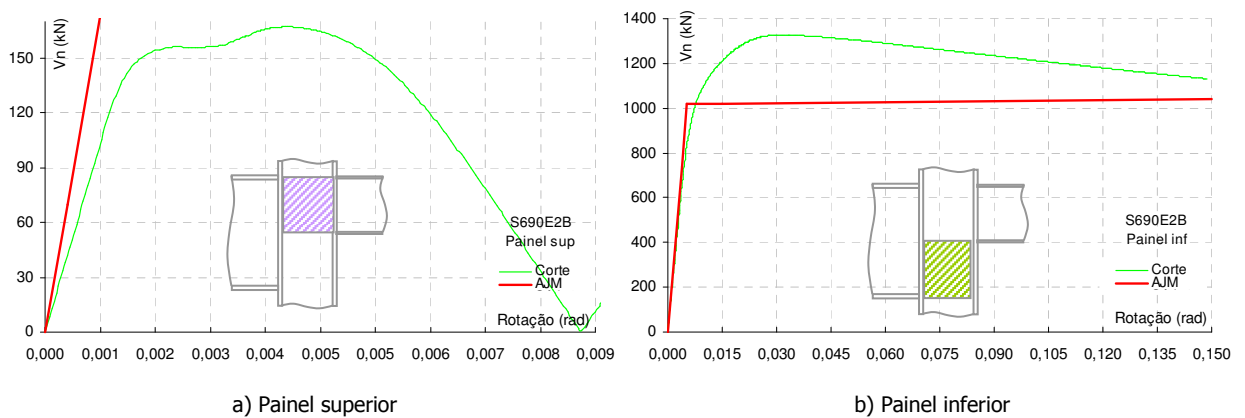
**Figura 25 .** Curva momento vs rotação da junta à direita ( $M_B-\theta$ ) por soma das curvas  $V_N-\gamma$  e  $M_B-\phi$  (S690E2A)

Verifica-se um ajuste bastante razoável em relação a todos os itens, excepto no que diz respeito à deformação máxima.

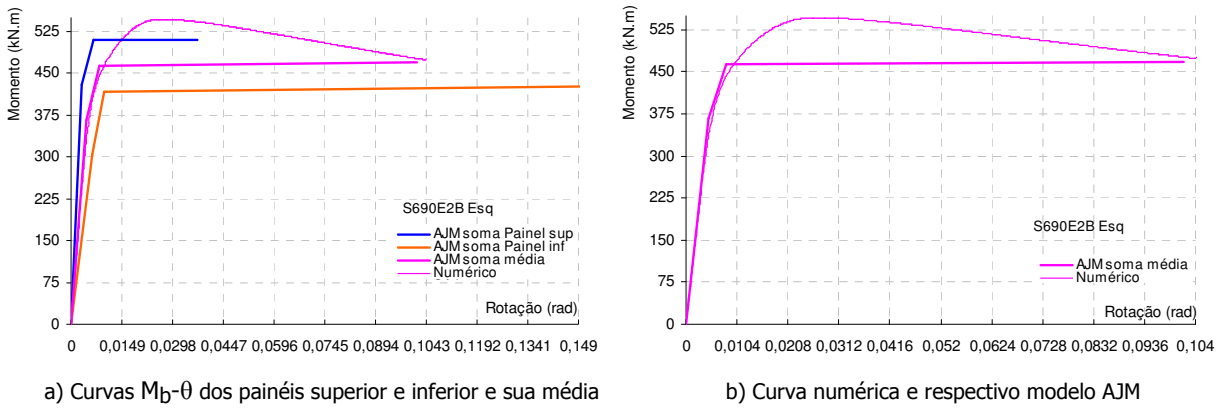
Nas figuras seguintes (Figura 26 a Figura 29), apresentam-se os registos relativos ao processo de determinação da curva momento vs rotação do modelo Analítico-Jaspart Modificado, a partir das curvas de introdução de carga e de corte, para as juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico, modelo S690E2B. Verifica-se um ajuste semelhante ao verificado no modelo homólogo anterior.



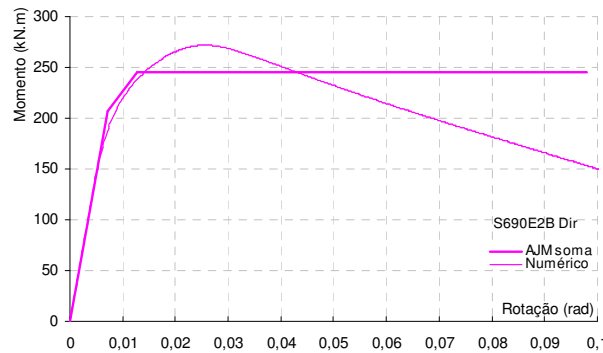
**Figura 26** • Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo numérico S690E2B (Introdução de carga)



**Figura 27** • Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo numérico S690E2B (Corte)



**Figura 28** . Curva momento vs rotação da junta à esquerda ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\phi$  (S690E2B)

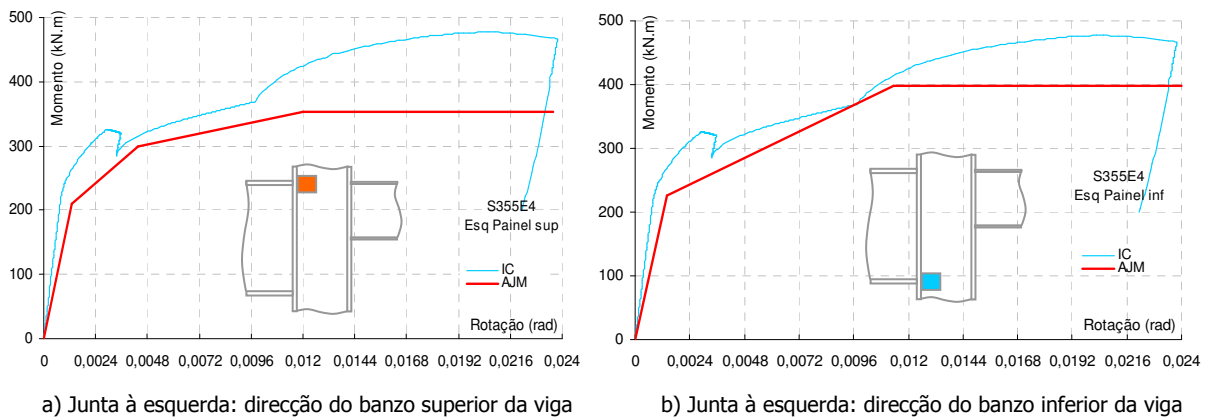


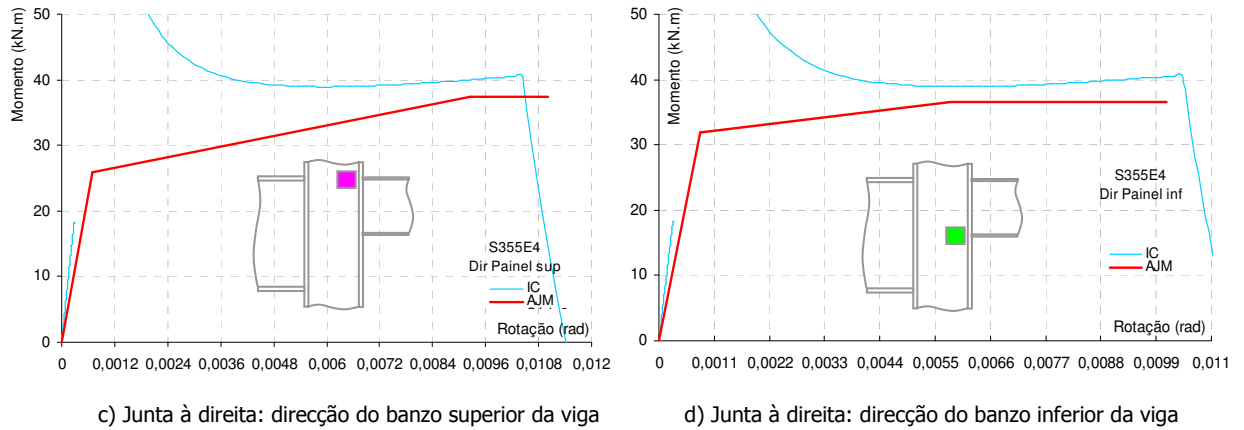
**Figura 29** . Curva momento vs rotação da junta à direita ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\phi$  (S690E2B)

Para todos os modelos em nó externo com vigas de alturas diferentes verifica-se um ajuste razoável em termos de rigidez elástica, resistência e deformação máxima, com excepção da junta à esquerda do modelo S355E2, que apresenta resultados piores. À semelhança do que se verificou para as tipologias em nó externo, também neste caso, e no que diz respeito à carga máxima, se verifica um ajuste excelente no caso de aço da classe S355, e um pior ajuste no caso de aço da classe S690.

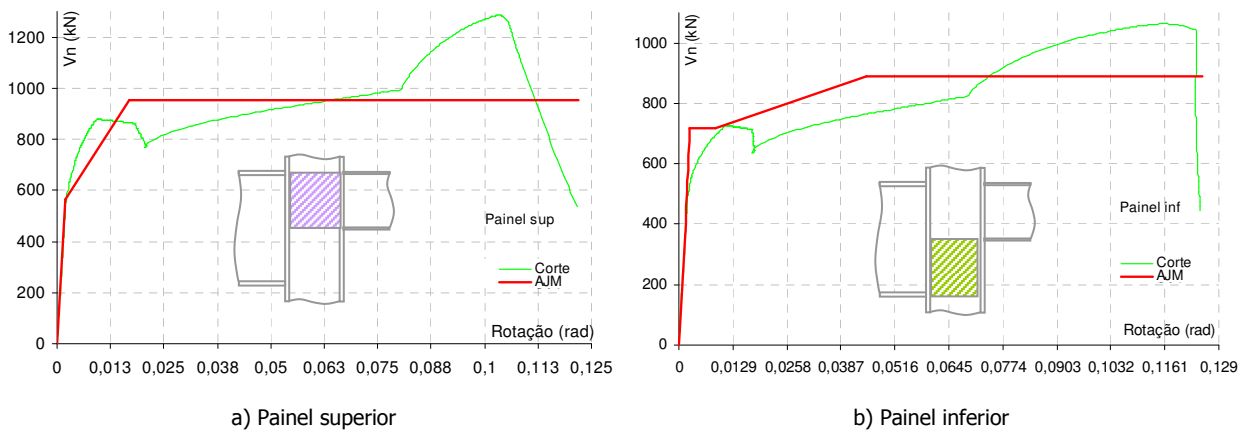
**5.4.4 Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento assimétrico)**

Nas figuras seguintes exibem-se gráficos relativos às curvas  $M_b-\phi$  (Figura 30) e as curvas  $V_n-\gamma$  (Figura 31) para cada lado da junta e cada sub-painel, que serão depois combinadas para obter a curvas globais momento vs rotação do modelo AJM para cada junta (Figura 32 e Figura 33).

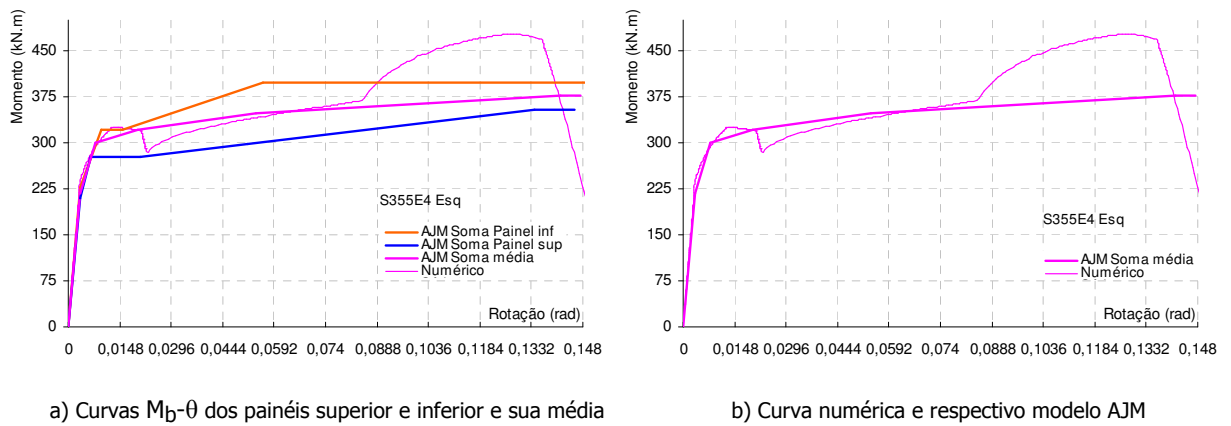




**Figura 30** . Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo S355E4 numérico (Introdução de carga)

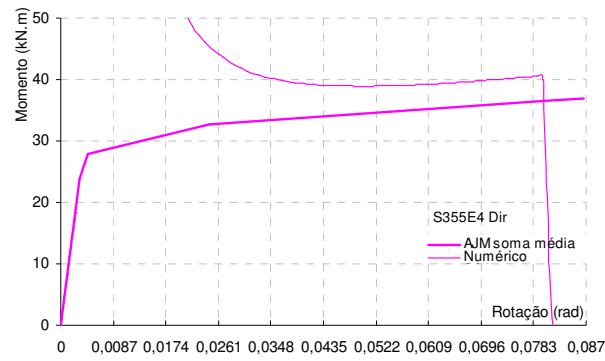


**Figura 31** . Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo numérico S355E4 (Corte)



**Figura 32** . Curva momento vs rotação da junta à esquerda ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$  (S355E4)

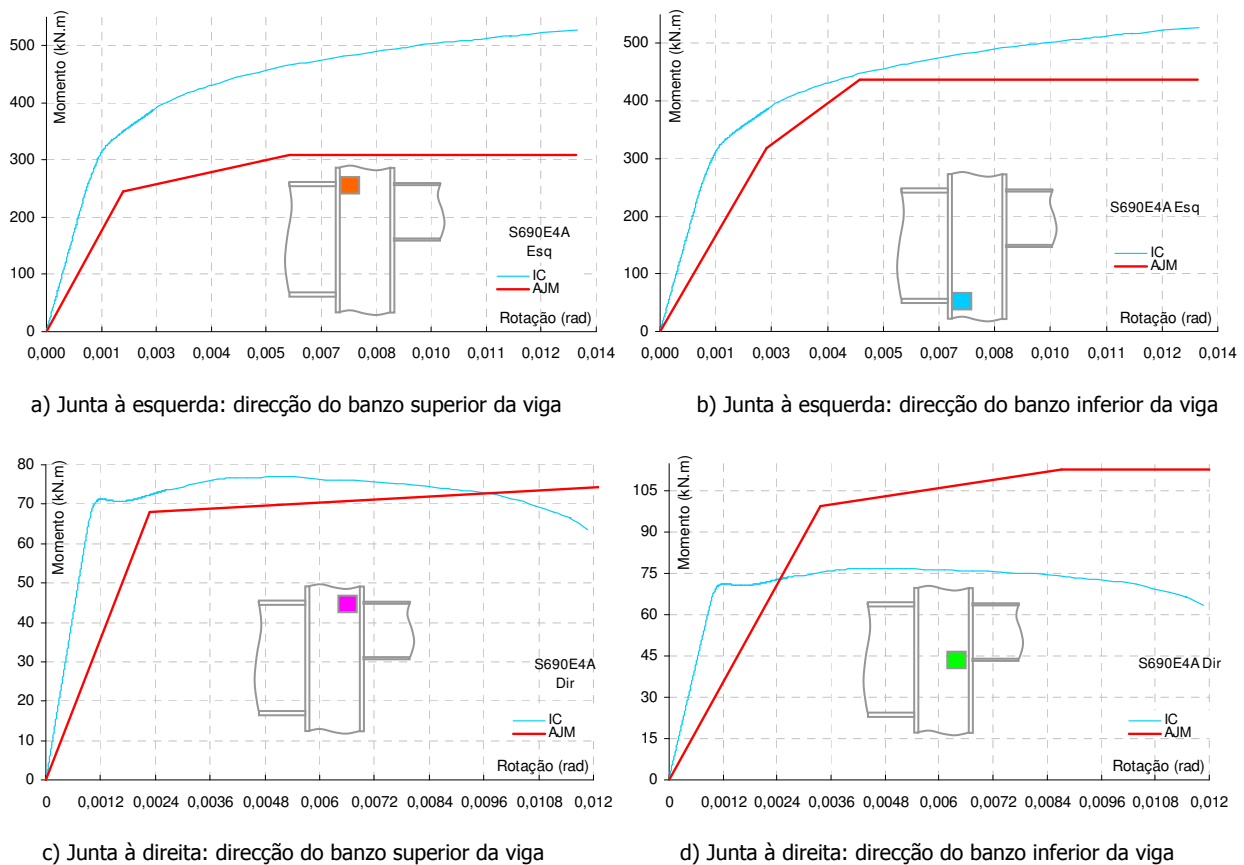




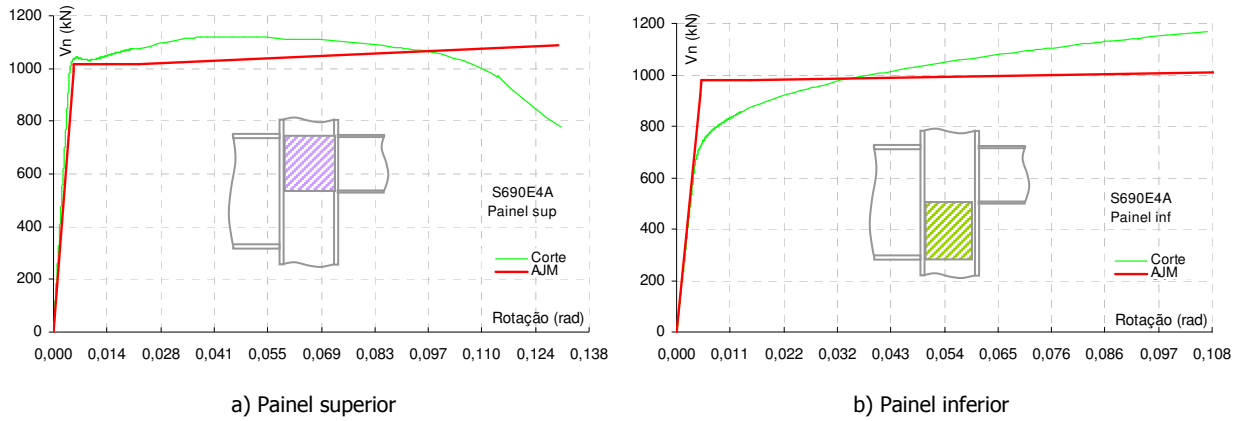
**Figura 33** . Curva momento vs rotação da junta à direita ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$  (S355E4)

Apesar das irregularidades da curva numérica/experimental, o ajuste obtido, em relação ao modelo analítico é aceitável.

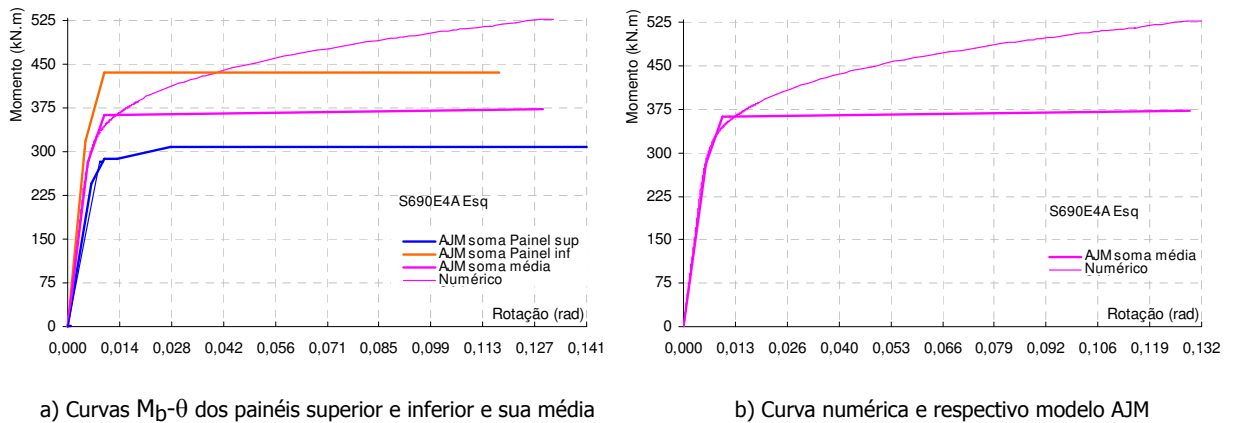
Na Figura 34 e na Figura 35 apresentam-se os registos do processo de determinação da curva  $M_b-\theta$  do modelo AJ, a partir das curvas de introdução de carga e de corte. A Figura 36 e a Figura 37 representam a comparação entre as curvas numéricas da junta e as curvas correspondentes, relativas aos modelos analíticos.



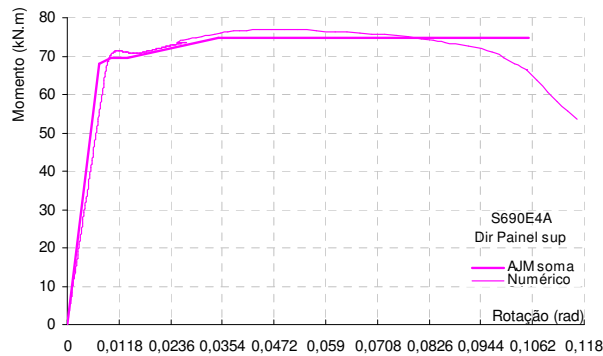
**Figura 34** . Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo numérico S690E4A (Introdução de carga)



**Figura 35** . Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo numérico 690E4A (Corte)



**Figura 36** . Curva momento vs rotação da junta à esquerda ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$  (S690E4A)

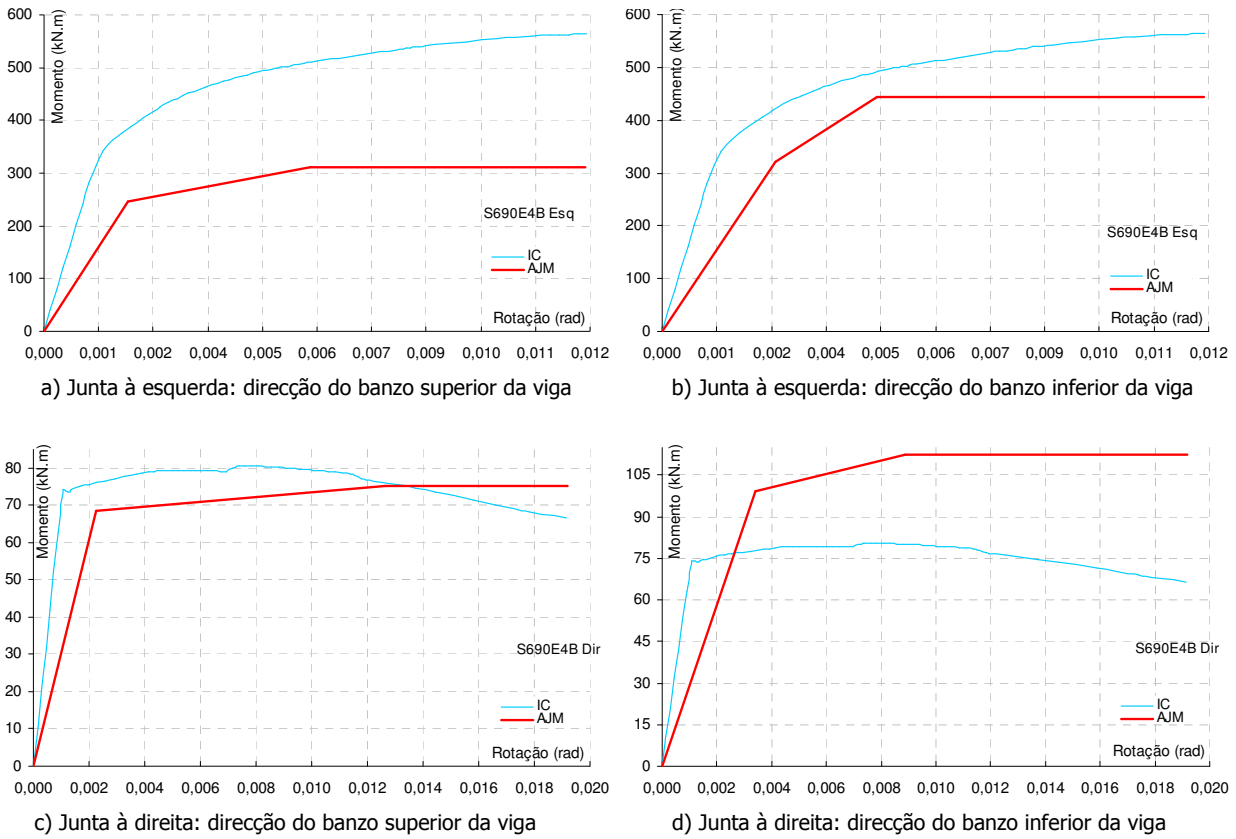


**Figura 37** . Curva momento vs rotação da junta à direita ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$  (S690E4A)

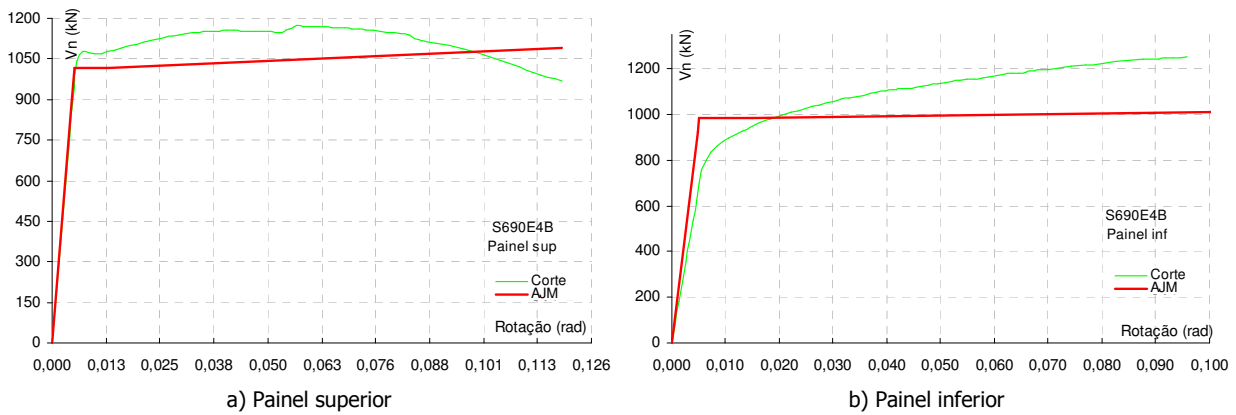
Para a junta da esquerda verifica-se um bom ajuste em termos de rigidez inicial, detecção de cedência e deformação máxima, mas um mau ajuste relativamente à carga última.

Para a junta da direita verifica-se um ajuste global muito razoável, com alguma discrepância na rigidez inicial e na deformação máxima.

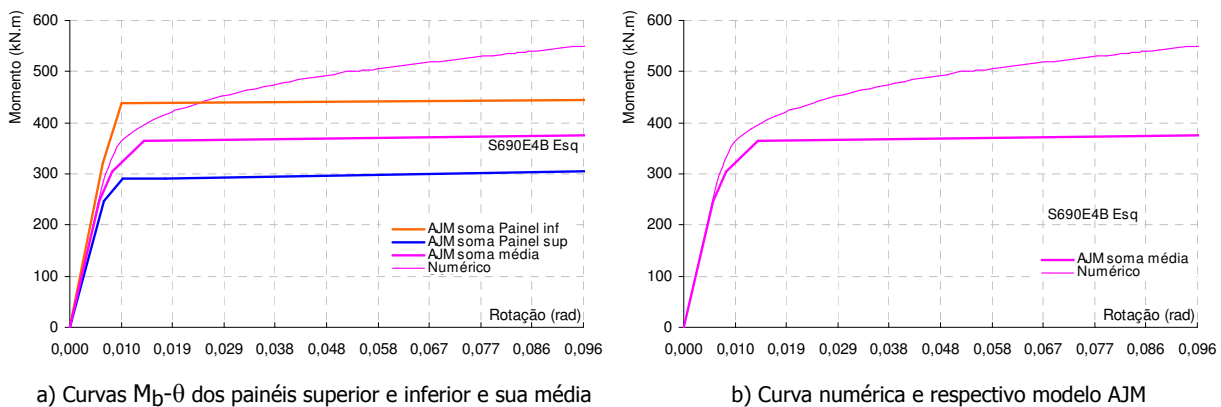
Nas figuras seguintes (Figura 38 a Figura 41) apresentam-se os registos relativos ao processo anterior aplicado ao modelo S690E4B.



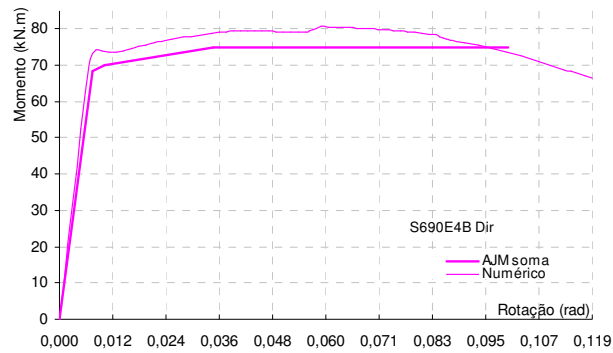
**Figura 38** . Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo numérico S690E4B (Introdução de carga)



**Figura 39** . Comparação entre o modelo AJM e as curvas do modelo numérico S690E4B (Introdução de carga)



**Figura 40** . Curva momento vs rotação da junta à esquerda ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\phi$  (S690E4B)



b) Curva numérica e respectivo modelo AJM

**Figura 41** . Curva momento vs rotação da junta à direita ( $M_b-\theta$ ) por soma das curvas  $V_n-\gamma$  e  $M_b-\varphi$  (S690E4B)

O ajuste verificado é semelhante ao ensaio homólogo anterior, com resultados semelhantes entre valores numéricos e analíticos para todos os parâmetros, excepto a carga máxima, no caso da junta à esquerda. Também neste caso, e no que diz respeito à carga máxima, se verifica um melhor ajuste no caso de aço da classe S355 do que no caso de aço da classe S690.

## 5.5 Conclusões

No presente capítulo apresentou-se um modelo analítico que descreve o comportamento de juntas soldadas em nó externo e interno simétrico (modelo Analítico-Jaspart), e estabeleceu-se uma comparação entre os seus resultados e os resultados dos modelos numéricos calibrados, para as tipologias referidas.

O modelo referido foi modificado para descrever o comportamento de juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes (modelo Analítico-Jaspart Modificado). A conceptualização do novo modelo apoiou-se nas premissas subjacente ao modelo Analítico-Jaspart, e no esquema de comportamento estabelecido, na presente tese, para o nó assimétrico. A avaliação da sua qualidade foi estabelecida com base na comparação dos seus resultados com os dos modelos numéricos calibrados. A referida comparação mostra uma aproximação aceitável, na maioria dos casos. A excepção deve-se fundamentalmente à detecção da carga máxima no caso dos modelos de aço da classe S690, o que poderá prender-se com a qualidade das formulações relativas à carga máxima, para o caso de aço de alta resistência. As outras imprecisões são de menor importância e menos sistemáticas, e verificam-se essencialmente para as configurações em nó interno assimétrico. Poderão dever-se ao facto de a aplicação do método analítico obrigar a considerar uma relação constante entre o momento nas duas vigas durante todo o âmbito de carga, e, de facto, essa relação não foi absolutamente constante nos ensaios experimentais.

A hipótese utilizada para concatenar as curvas momento vs rotação dos painéis superior e inferior numa única curva, à custa da média daquelas, parece conduzir a bons resultados, ainda que possam conseguir-se melhores resultados com uma formulação ponderada em função de um parâmetro determinante como a relação entre as cargas nas vigas ou a relação entre o esforço de corte nos dois sub-painéis. Este assunto requer uma investigação mais aprofundada.

De uma forma global, pode concluir-se que o método AJM permite reproduzir o comportamento de juntas soldadas com vigas de alturas diferentes, ainda que sejam necessários mais estudos para a sua completa validação.

A aplicação e estabelecimento do método Analítico-Jaspart Modificado permitiu uma melhor compreensão sobre comportamento de todas as juntas em estudo, em geral, e das juntas em nó externo com vigas de alturas distintas, em particular. A partir desse novo conhecimento é possível avançar no sentido de responder às questões colocadas no presente trabalho sobre a caracterização de nós internos com vigas de alturas distintas, e sobre o aço de alta resistência S690, que serão abordadas nos capítulos seguintes.

## Bibliografia

1. ATAMAZ SIBAI, W. : Simulation numérique du comportement de deux assemblages de rives soudé non raidis. Rapport Interne IREM 87/5 : École Polytechnique Fédérale de Lausanne Département de Génie Civil IREM, Juin, 1987
2. ATAMAZ SIBAI, W. et JASPART, J.-P.: Étude du comportement jusqu'à la ruine des nœuds complètement soudés. Rapport Interne IREM 89/7 : École Polytechnique Fédérale de Lausanne Département de Génie Civil IREM et rapport Interne MSM N 194 : Université de Liège Institut de Génie Civil MSN, Octobre, 1989.
3. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). EN 1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.8: Design of joints, Brussels, 2005.
4. JASPART, J. P.: Shear and load-introduction deformability and strength of column web panels in strong axis beam-to-column joints. EC3 formulae : discussion and proposals for improvement. Internal report n.º 202, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 1990.
5. JASPART, J. P.: Etude de la semi-rigidité des nœuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier. PhD Thèse, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 1991. Tese de doutoramento (em francês).
6. JASPART, J. P.: Recent advances in the field of steel joints – Column bases and further configurations for beam-to-column joints and beam splices. Thèse présentée en vue de l'obtention de grade d'Agrégé de l'Enseignement Supérieur. Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 1996-1997. Tese de agregação (em inglês).

## Índice

### **Capítulo 6 Modelos e formulação para caracterização do comportamento de nós internos com vigas de alturas diferentes na perspectiva do método das componentes**

6.1	Introdução .....	259
6.2	Modelo mecânico de molas .....	260
6.2.1	Generalidades.....	260
6.2.2	Resolução dos modelos de molas .....	260
6.2.3	Aplicação.....	266
6.2.3.1	Nó externo.....	266
6.2.3.2	Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento simétrico).....	267
6.2.3.3	Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento assimétrico).....	268
6.2.3.4	Nó interno simétrico.....	269
6.2.4	Conclusões.....	270
6.3	Parâmetros $\beta$ .....	271
6.3.1	Introdução.....	271
6.3.2	Formulação.....	271
6.3.3	Aplicação.....	273
6.3.3.1	Introdução.....	273
6.3.3.2	Painel inferior.....	274
6.3.3.3	Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento simétrico).....	275
6.3.3.4	Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento assimétrico).....	277
6.3.4	Conclusões.....	280
6.4	Conclusões .....	281
	Bibliografia .....	283

## **Capítulo 6 Modelos e formulações para caracterização do comportamento de nós internos com vigas de alturas diferentes na perspectiva do método das componentes**

---

### **6.1 Introdução**

O trabalho desenvolvido no presente capítulo pretende conduzir a modelos e formulações para caracterização do comportamento de nós internos com vigas de alturas diferentes, na perspectiva do método das componentes.

O método das componentes considera uma junta como um conjunto de elementos rígidos e flexíveis, cujos comportamentos são depois agregados para determinar a resposta global da junta em termos de deformabilidade e resistência. A agregação das componentes tem que ser realizada de forma consistente com todos os mecanismos que descrevem o comportamento da junta, e para tal é necessário estabelecer modelos de comportamento. O modelo de comportamento utilizado no método das componentes, preconizado na parte 1.8 do EC3 [2,2005], é do tipo modelo mecânico de molas. No trabalho realizado na presente tese foi desenvolvido um novo modelo de molas para juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes, em linha com o modelo subjacente ao método das componentes do EC3.

No caso de nós internos a resposta da junta de cada lado do nó depende, em cada instante, da junta do lado oposto, pelo facto de partilharem o painel. O modelo de comportamento proposto tem em conta a referida interdependência de forma explícita. No entanto, a aplicação deste tipo de modelo para cálculo de uma estrutura com um elevado número de juntas, conduziria a um cálculo iterativo e a uma modelação complexa das juntas, num processo demasiadamente oneroso para ser viável. O EC3 propõe uma forma para minorar o referido problema, à custa dos chamados coeficientes  $\beta$ , que permitem ter em conta a influência de cada lado da junta sobre o outro, de forma aproximada, modelando a junta de cada lado numa mola única. Assim, numa iteração seguinte e lógica, após o estabelecimento do modelo de molas para nós internos com vigas de alturas diferentes, o trabalho apresentado passou também pelo estabelecimento de parâmetros  $\beta$  para este novo tipo de junta, seguindo a abordagem do EC3, para nós internos.

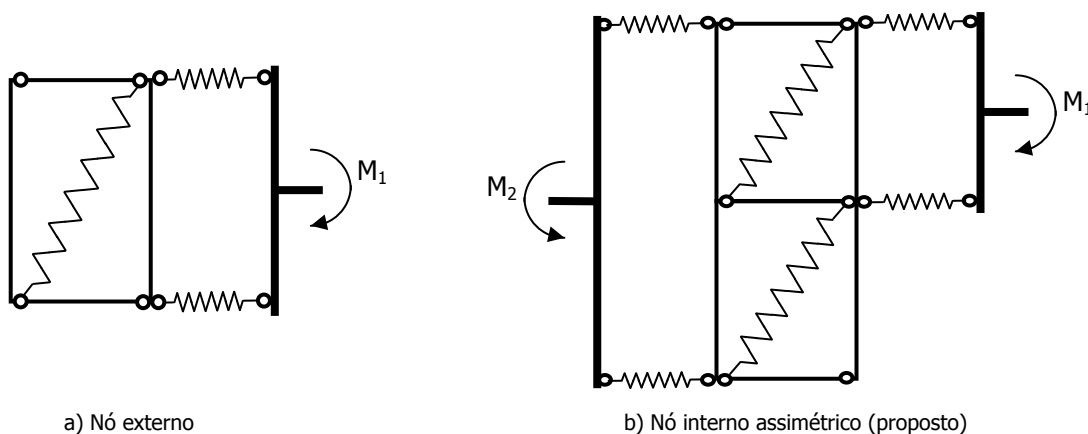
Os resultados do novo modelo de molas, e da nova formulação para os coeficientes  $\beta$ , são testadas contra os resultados homólogos dos modelos numéricos calibrados com os resultados experimentais. Os resultados da referida comparação permitem avaliar a qualidade dos procedimentos propostos, e bem assim, identificar as áreas que necessitam de melhoramento.



## 6.2 Modelo mecânico de molas

### 6.2.1 Generalidades

O modelo mecânico de molas utilizado como base para a concepção de um modelo para as juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes (Figura 1b)), corresponde ao modelo subjacente ao modelo de molas preconizado no EC3 (Figura 1a)), desenvolvido através do trabalho de vários autores (Klein [6,1985], Tschemmerneg e Humer [7,1988], Jaspart [5,1996] e Weynand [8,1996]).



**Figura 1** • Modelo mecânico de molas para reproduzir o comportamento do nó

O novo modelo de molas foi já apresentado anteriormente, como modelo de comportamento para o novo tipo de nó, para obtenção das curvas  $F-\Delta$  de cada componente a partir dos resultados do modelo numérico. Neste capítulo, o modelo será utilizado para caracterização da resposta da junta em termos de curva momento/rotação. Nos pontos seguintes serão analisados todos os aspectos associados ao seu estabelecimento, com particular ênfase, nos aspectos ligados à utilização das curvas  $F-\Delta$  para caracterizar o comportamento das componentes, e nas considerações que esse facto aporta ao modelo em si.

### 6.2.2 Resolução dos modelos de molas

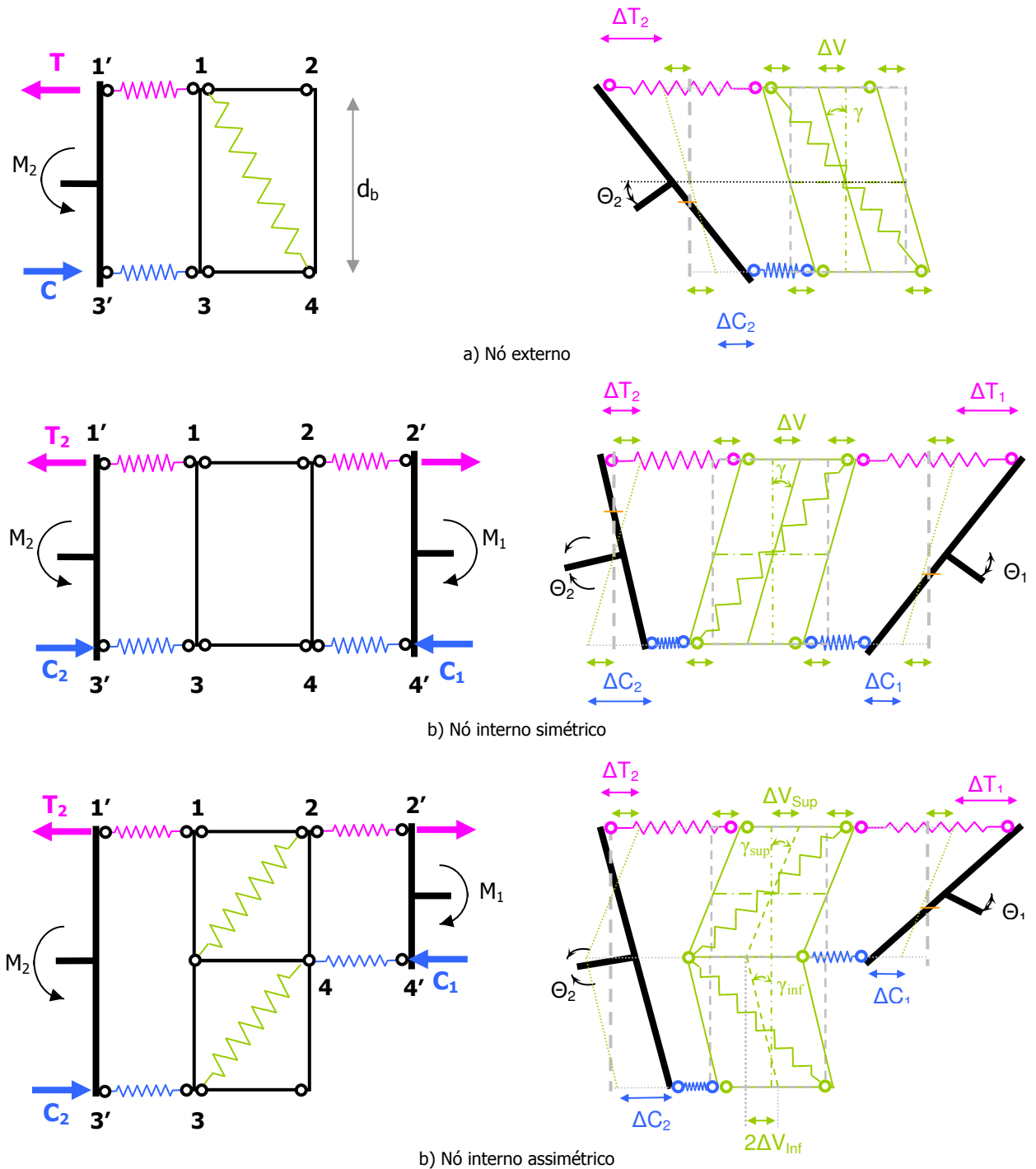
Num modelo mecânico de molas, a distribuição das deformações e dos esforços internos pelos elementos flexíveis da junta é feita, em cada incremento de carga, em função da rigidez e resistência relativas de cada componente. Do ponto de vista teórico, os princípios que norteiam a distribuição de esforços pelas várias componentes da junta, e o comportamento rotacional, são: 1. **Equilíbrio** entre os esforços internos na junta e as forças externas actantes; 2. **Compatibilidade de deformações** entre as partes constituintes da junta; 3. **Resistência** Cada parte da junta tem que ser capaz de resistir e transferir os esforços que a solicitam; 4. **Ductilidade** A máxima capacidade de deformação de cada parte da secção não pode ser ultrapassada (Jaspart [5,1996], Coelho [3,1999], Borges [1,2003]).

Em seguida expõe-se a metodologia para cálculo da curva momento/rotação das juntas, através do modelo de molas.

**Rotação:**

Para determinação da rotação da junta considera-se que esta se deve à soma da deformação devido ao corte com a deformação devida à introdução de carga. Admite-se que a deformação de corte é constante em todo o painel, e do tipo distorção, e que a deformação devida à introdução de carga de cada lado da junta tem influência apenas até à linha média do painel (Jaspart [4,1991]).

A Figura 2 representa os modelos de molas para nó externo (Figura 2a)), nó interno simétrico (Figura 2b)) e nó interno assimétrico (Figura 2c)).



**Figura 2 . Modelos de molas e respectiva deformação**

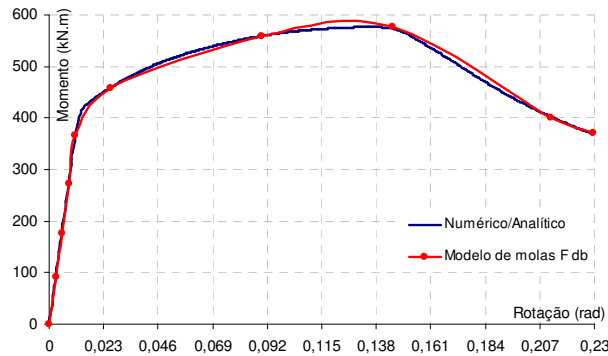
O Quadro 1 sumaria as expressões para cálculo da rotação do modelo de molas, e as rotações homólogas a partir do modelo numérico.

**Quadro 1 .** Formulação para caracterização da rotação

Tipo de nó		Modelo de molas	Modelo numérico
Externo		$\theta_2 = \frac{\Delta T_2 + \Delta C_2 + 2.\Delta V}{d_b}$	$\theta_2 = \frac{D_{1'} - D_{3'}}{d_b}$
Interno simétrico	Esquerda	$\theta_2 = \frac{\Delta T_2 + \Delta C_2 + 2.\Delta V}{d_b}$	$\theta_2 = \frac{D_{1'} - D_{3'}}{d_b}$
	Direita	$\theta_1 = \frac{\Delta T_1 + \Delta C_1 + 2.\Delta V}{d_b}$	$\theta_1 = \frac{D_{2'} - D_{4'}}{d_b}$
Interno assimétrico	Esquerda	$\theta_2 = \frac{\Delta T_2 + \Delta C_2 + 2.(\Delta V_{sup} + \Delta V_{inf})}{d_b}$	$\theta_2 = \frac{D_{1'} - D_{3'}}{d_b}$
	Direita	$\theta_1 = \frac{\Delta T_1 + \Delta C_1 + 2.\Delta V_{sup}}{d_b}$	$\theta_1 = \frac{D_{2'} - D_{4'}}{d_b}$

O gráfico da Figura 3 ilustra a comparação entre a curva momento vs rotação da junta calculada a partir do modelo numérico calibrado, e a curva momento vs rotação da junta calculada através do modelo de molas, para um nó externo onde se verifica deformação significativa e instabilidade da zona comprimida da alma (S690E1.1).

Em ambos os casos o momento considerado é calculado com a força que entra na junta, a partir dos banzos da viga.



**Figura 3 .** Comparação entre os resultados analíticos e os resultados do modelo de molas

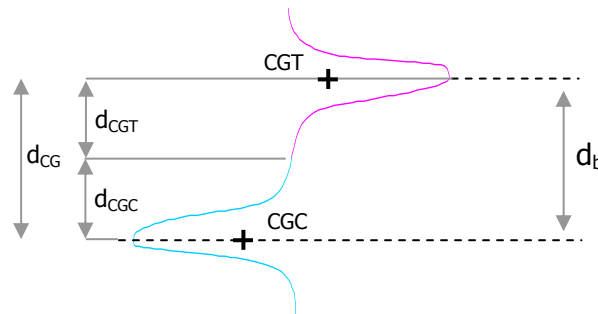
Como se pode observar, o ajuste é ótimo, sendo as pequenas diferenças devidas ao facto de a curva numérica ser contínua, pois os seus valores provêm dos resultados do modelo numérico, e a curva do modelo de molas ter sido definida à custa de valores discretos correspondentes aos níveis de momento seleccionados para definir o comportamento das componentes.

Tendo em conta que a forma de cálculo do momento-flector é semelhante para ambos as curvas, a comparação estabelecida atrás indica apenas o bom comportamento do modelo de molas relativamente à deformação. Este bom comportamento verifica-se para todos os modelos, como se poderá verificar mais à frente, na apresentação das curvas do modelo de molas para todas as configurações em estudo.

**Momento-flector:**

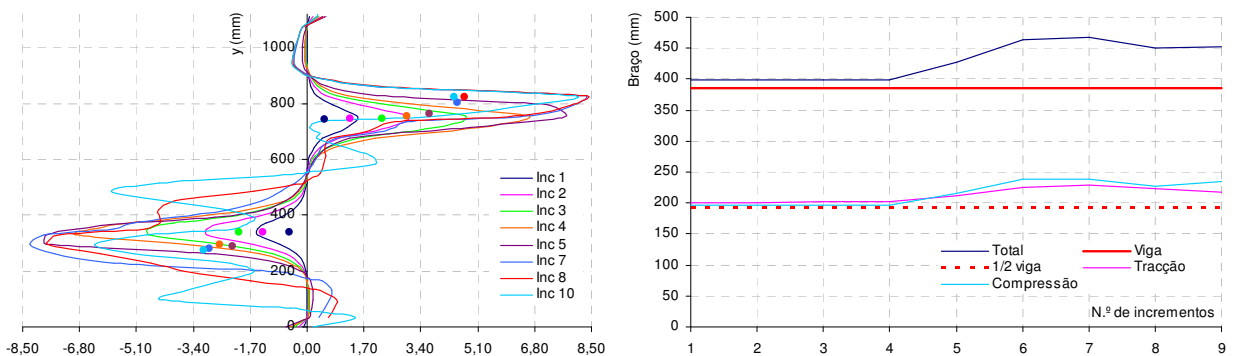
Como se viu anteriormente, no Capítulo 4, a força proveniente da viga não corresponde às forças que solicitam as componentes, pelo que o modelo de molas será também calculado a partir das curvas F-Δ de cada componente, obtidas a partir dos resultados do modelo de elementos finitos.

Para determinação do momento-flector com as forças obtidas através da integração dos campos de tensões normais horizontais, o braço do momento deixa de ser a distância entre os eixos dos banzos da viga ( $d_b$ ), e passa a ser a distância entre os centros de gravidade dos diagramas de tensões, a partir dos quais se calculam as forças nas componentes. A Figura 4 apresenta o esquema de um diagrama tipo de distribuição de tensões normais horizontais, em regime elástico, ao longo de uma linha vertical no painel, do lado da junta, e as posições relativas dos vários centros de gravidade entre si, a saber:  $d_{CG}$  que corresponde à distância entre os centros de gravidade dos diagramas de tracção e de compressão;  $d_{CGT}$  e  $d_{CGC}$  que correspondem à distância entre o eixo neutro e o centro de gravidade dos diagramas de tracção e de compressão, respectivamente. Conforme referido atrás, o valor de  $d_{CG}$  é maior do que  $d_b$ , dada a inclinação da força que entra na junta proveniente da viga, e varia ao longo da história de carregamento. Além disso  $d_{CGT}$  e  $d_{CGC}$  só são semelhantes em fase elástica, pois, após o início da deformação lateral do painel por instabilidade, o diagrama de tensões de compressão deixa de ser simétrico do diagrama de tensões de tracção.



**Figura 4 .** Braços para cálculo do momento (força obtida por integração dos campos de tensões)

A Figura 5a) ilustra a variação de  $d_{CGT}$  e de  $d_{CGC}$  sobre os diagramas de tensões, e a Figura 5b) representa a variação, para cada incremento, de  $d_{CGT}$  e de  $d_{CGC}$  em relação a  $d_b/2$ , e de  $d_{CG}$  em relação a  $d_b$ .



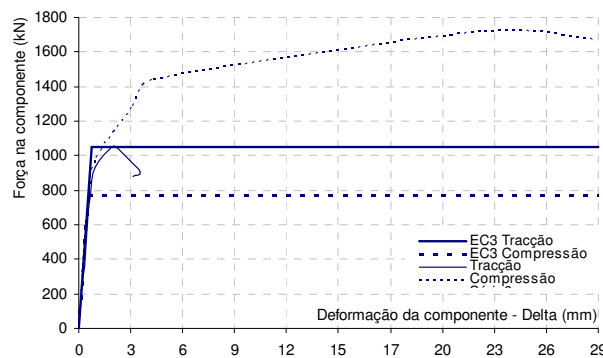
a) Variação de  $d_{CGT}$  e de  $d_{CGC}$  sobre os diagramas de tensões

b) Comparação entre  $d_{CG}$  e  $d_b$  e entre  $d_{CGT}$  e de  $d_{CGC}$  e  $d_b/2$

**Figura 5 .** Variação da posição dos centros de gravidade dos diagramas de tensões normais ao longo da carga

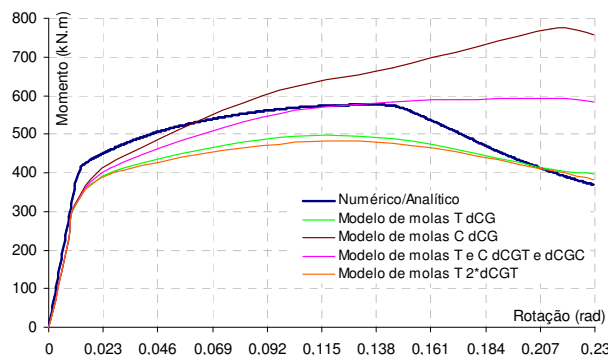
Como se pode verificar, as posições dos centros de gravidade dos diagramas de tensões normais de tracção e de compressão são praticamente semelhantes em regime elástico, sendo a distância entre eles um pouco superior ao braço da viga. Em regime plástico o braço aumenta, dada a evolução dos diagramas de tensões. Inicialmente essa alteração é semelhante para a tracção e para a compressão, mas a partir do início da deformação por instabilidade, o diagrama de compressão deixa de ser simétrico do de tracção, e as distâncias dos seus centros de gravidade em relação ao eixo neutro alteram-se.

A deformação por instabilidade reveste-se de grande importância, na medida em que provoca alterações nos campos de tensões que se reflectem também no valor dos respectivos integrais, e portanto das forças nas componentes tracção e compressão. Na Figura 6 representam-se os diagramas F-Δ para as referidas componentes, e pode verificar-se que a partir do início da deformação fora do plano a força de compressão torna-se consideravelmente maior que a de tracção. Conforme já referido no Capítulo 4, este aumento deve-se ao facto de que a integração captura também as extensões de flexão devidas à deformação do painel na zona de compressão, e não correspondem à força real na componente.



**Figura 6 .** Diagramas F-Δ para as componentes tracção e compressão

Tendo em conta que, no caso de a força ser avaliada pelos integrais, a instabilidade do painel compromete a avaliação da força na componente compressão, estudam-se formas alternativas de avaliar o momento na junta, que minimizem essa desvantagem. As possibilidades são: 1.  $Td_{CG}$  (força de tracção com o braço total); 2.  $Cd_{CG}$  (força de compressão com o braço total); 3.  $T$  e  $C$   $d_{CGT}$  e  $d_{CGC}$  (forças de tracção e de compressão com braços correspondentes às distâncias do centro de gravidade do diagrama de tensões respectivo até ao eixo neutro),  $T2*d_{CGT}$  (força de tracção com um braço igual a duas vezes a distância do centro de gravidade do diagrama de tensões de tracção até ao eixo neutro) (Figura 7).



**Figura 7 .** Momento calculado com o braço real e as forças nas componentes tracção e compressão

As várias formas referidas para cálculo do momento são de facto equivalentes, desde que o diagrama de tracção e de compressão sejam simétricos, o que acontece em fase elástica, como se pode verificar pela Figura 7. No entanto, em regime plástico, e tal como se esperava, pode observar-se que as curvas em que o cálculo do momento inclui a força de compressão se afastam consideravelmente da tendência da curva do modelo numérico, o que confirma que a força de compressão calculada através dos integrais não conduz a valores razoáveis, no regime pós instabilidade.

Nos casos em que o momento é calculado apenas à custa da força de tracção ( $T_{d_{CG}}$  e  $T2*d_{CGT}$ ), as tendências dos gráficos são idênticas às da curva numérica, pois assim exclui-se o alegado erro cometido na avaliação dos valores na zona de compressão. Entre as curvas  $T_{d_{CG}}$  e  $T2*d_{CGT}$  verifica-se pouca diferença, o que indica que o principal responsável pelo erro na compressão é o valor da força, e não do braço.

Na zona final do carregamento, mesmo as curvas do modelo de molas calculadas apenas com a força de tracção, deixam de ser "paralelas" à curva do modelo numérico. Este facto deve-se a que, para este nível de carga, a deformação por instabilidade é tão significativa que atinge a zona traccionada, provocando alterações no diagrama de tensões, e consequentemente, na força de tracção avaliada a partir deles.

Entre o fim do regime elástico, e até ao nível de carregamento referido no parágrafo anterior, as curvas do modelo numérico e do modelo de molas são "paralelas", evidenciando a mesma tendência, e uma diferença de momento aproximadamente constante. Esta diferença deve-se à diferença entre a força que entra na junta, proveniente dos banzos da viga, e a força avaliada através dos integrais, e que foi já devidamente analisada no Capítulo 4.

Do que foi exposto conclui-se que o cálculo do modelo de molas pode ser realizado com as forças obtidas por integração numérica, desde que se utilize apenas a força de tracção para o cálculo, sendo o braço do momento correspondente à distância entre os centros de gravidade dos diagramas de tensões. Esta avaliação é válida até ao ponto em que a deformação por instabilidade atinge a zona de tracção.

Em seguida serão apresentados os resultados do modelo mecânico de molas, e comparados com os resultados do modelo numérico, para avaliação da qualidade do primeiro. As curvas apresentadas são:

Numérico/Analítico – Curva momento/rotação do modelo numérico, em que o momento é calculado através da força que entra na junta proveniente da viga (por equilíbrio/analítica), e a rotação é calculada como a variação do ângulo entre o eixo da viga e o eixo do pilar (curva contínua).

Modelo de molas  $F_{d_b}$  – Curva momento/rotação do modelo de molas, em que o momento é calculado através da força que entra na junta proveniente da viga, e a rotação é calculada como a soma da rotação por corte com a rotação por introdução de carga, por resolução do modelo de molas (curva discreta).

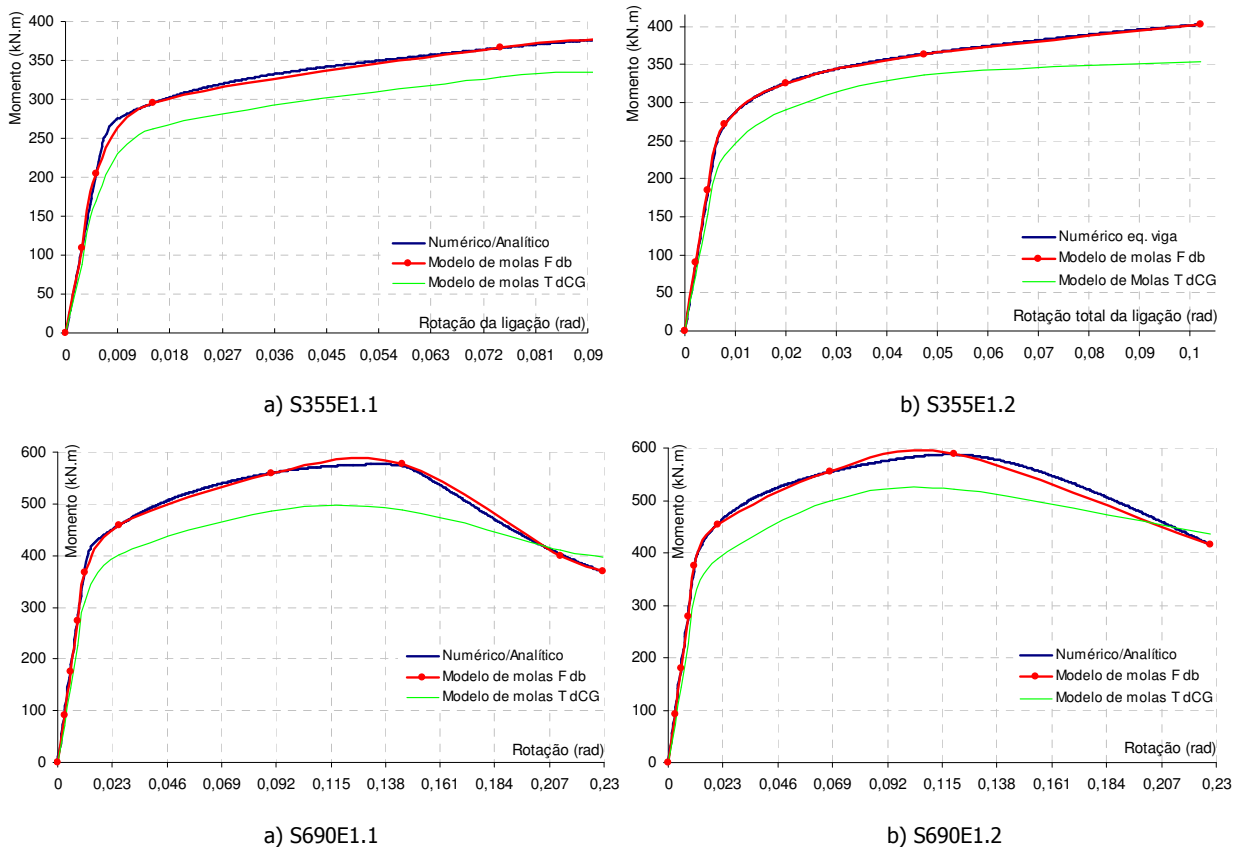
Modelo de molas  $T_{d_{CG}}$  – Curva momento/rotação do modelo de molas, em que o momento é calculado através da força obtida por integração do diagrama de tensões de tracção, e a rotação é calculada como a soma da rotação por corte com a rotação por introdução de carga, por resolução do modelo de molas (curva discreta).

Visto que o momento-flector nos modelos *Numérico/Analítico* e *Modelo de molas F d<sub>b</sub>* é o mesmo, a comparação entre eles comprova apenas que o modelo numérico consegue reproduzir a deformação. A curva *Modelo de molas F d<sub>b</sub>* não é calculada a partir das curvas F-Δ, mas a partir das forças provenientes das vigas, pelo que, tal como referido no Capítulo 4, apresenta uma diferença em relação à curva *Modelo de molas T d<sub>CG</sub>* (ΔMomento), correspondente à diferença entre a força na componente tracção, determinada por integração dos campos de tensões, ou determinada pela força proveniente das vigas (ΔF<sub>tracção</sub>). Como tal, as curvas referidas, são semelhantes em regime elástico, e paralelas a partir daí, com a diferença referida (ΔMomento). A curva *Modelo de molas F d<sub>b</sub>* não está associada ao verdadeiro comportamento das componentes, mas tem a vantagem de indicar a tendência da curva da junta (a menos da diferença constante (ΔMomento)), sem a desvantagem de ser afectada pelas alterações provocadas pela instabilidade no campo de tensões, que inviabilizam a avaliação da força de compressão pelos integrais, e mesmo a de tracção, quando a deformação por instabilidade é muito significativa. Assim, se as curvas *Numérico/Analítico* e *Modelo de molas T d<sub>CG</sub>* forem paralelas, pode considerar-se que o modelo de molas com as forças avaliadas pelos integrais conduz a bons resultados.

### 6.2.3 Aplicação

#### 6.2.3.1 Nó externo

A Figura 8 apresenta as curvas *Modelo de molas F d<sub>b</sub>* e *Modelo de molas T d<sub>CG</sub>*, relativas ao modelo de molas, comparadas com a curva *Numérico/Analítico*, do modelo numérico, para as juntas em nó externo.

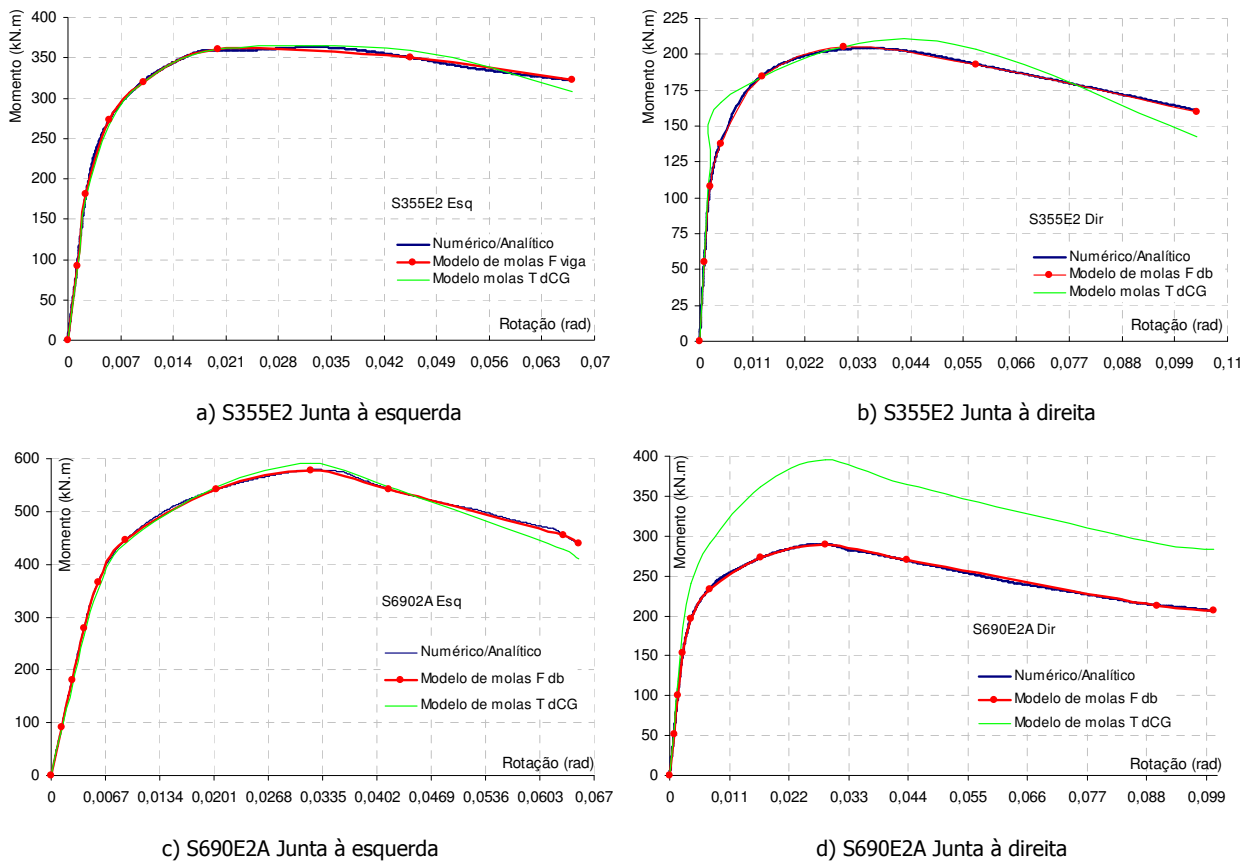


**Figura 8 .** Comparação entre as curvas do modelo de molas e do modelo numérico (nó externo)

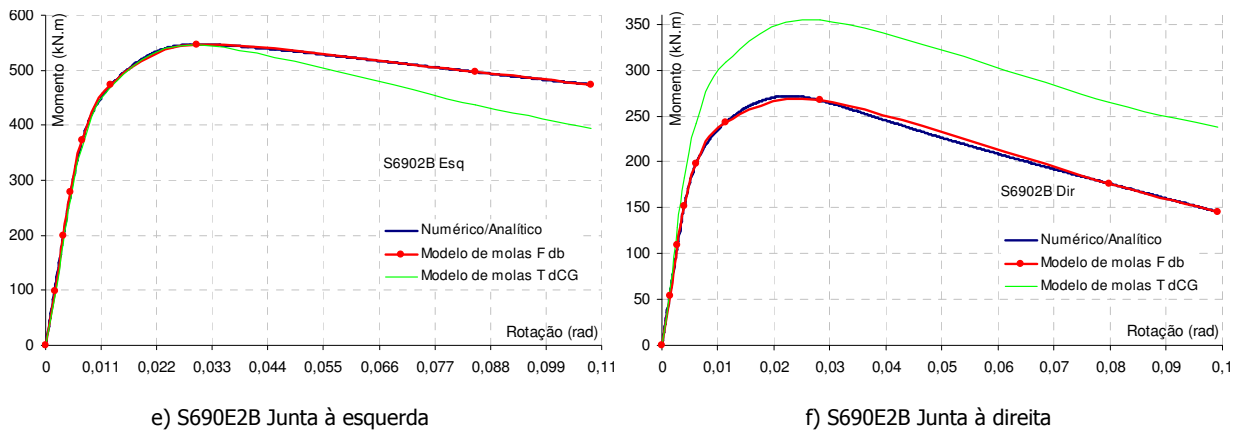
De uma maneira geral, as curvas numéricas são semelhantes às analíticas em regime elástico e apresentam a mesma tendência em regime plástico. A diferença que se verifica entre elas é devida à diferença verificada entre a força na componente tracção e a força proveniente da viga, já avaliada no Capítulo 4, a propósito da componente tracção. Nos modelos de aço da classe S690, a zona final da curva numérica afasta-se da tendência da curva analítica, porque a deformação por instabilidade é tão significativa, que, nos últimos incrementos, se estende até à zona traccionada, afectando também os campos de tensões de tracção, e, conseqüentemente, o valor da força extraída a partir deles. Nos outros modelos, os mecanismos que justificam o ajuste são exactamente os mesmos, pelos que os resultados homólogos para os outros modelos estudados são apresentados em seguida de forma sumária.

### 6.2.3.2 Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento simétrico)

A Figura 9 apresenta as curvas *Modelo de molas F db* e *Modelo de molas T dCG* relativas ao modelo de molas, comparadas com a curva *Numérico/Analítico*, do modelo numérico, para as juntas com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico.





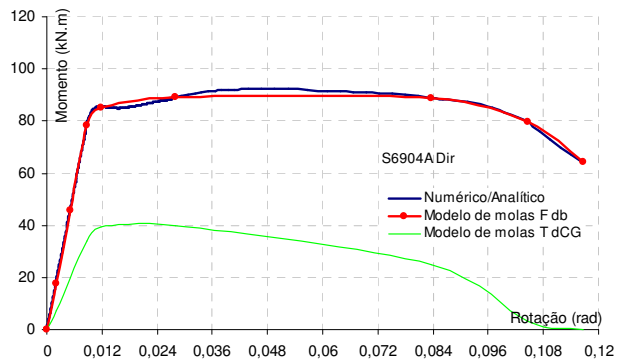
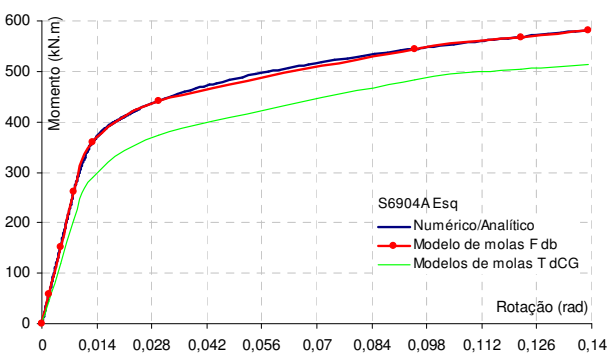
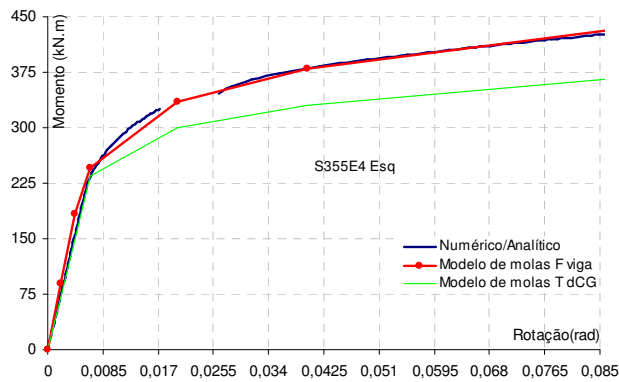


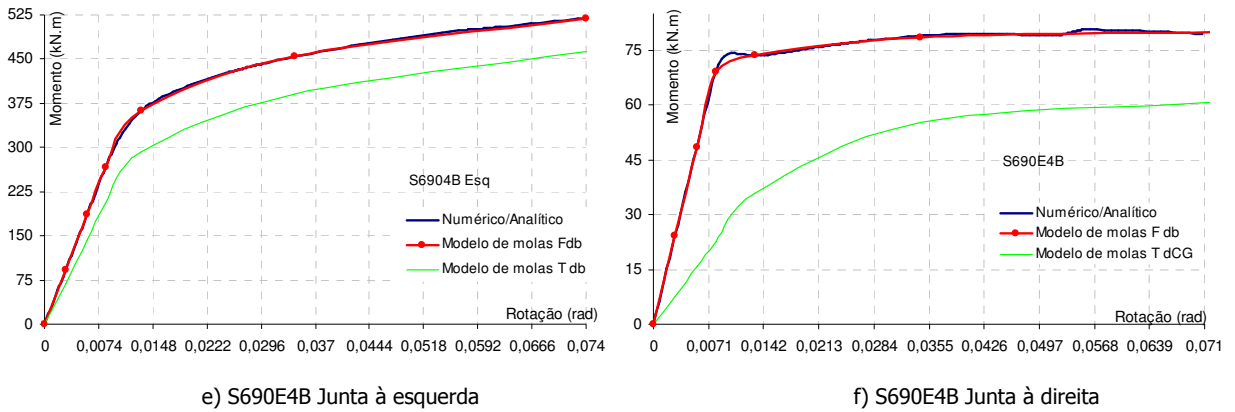
**Figura 9 .** Comparação entre as curvas do modelo de molas e do modelo numérico (nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico)

As diferenças entre as curvas *Numérico/Analítico* e as curvas *Modelo de molas Td<sub>CG</sub>* são devidas às diferenças verificadas entre as forças na componente tracção e a força proveniente da viga. Nos modelos em que deformação por instabilidade se estende até à zona traccionada, a zona final da curva numérica afasta-se da tendência da curva analítica.

**6.2.3.3 Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento assimétrico)**

A Figura 10 apresenta as curvas momento/rotação, relativas ao modelo de molas, comparadas com a curva do modelo numérico, para as juntas com vigas de alturas diferentes e carregamento assimétrico.



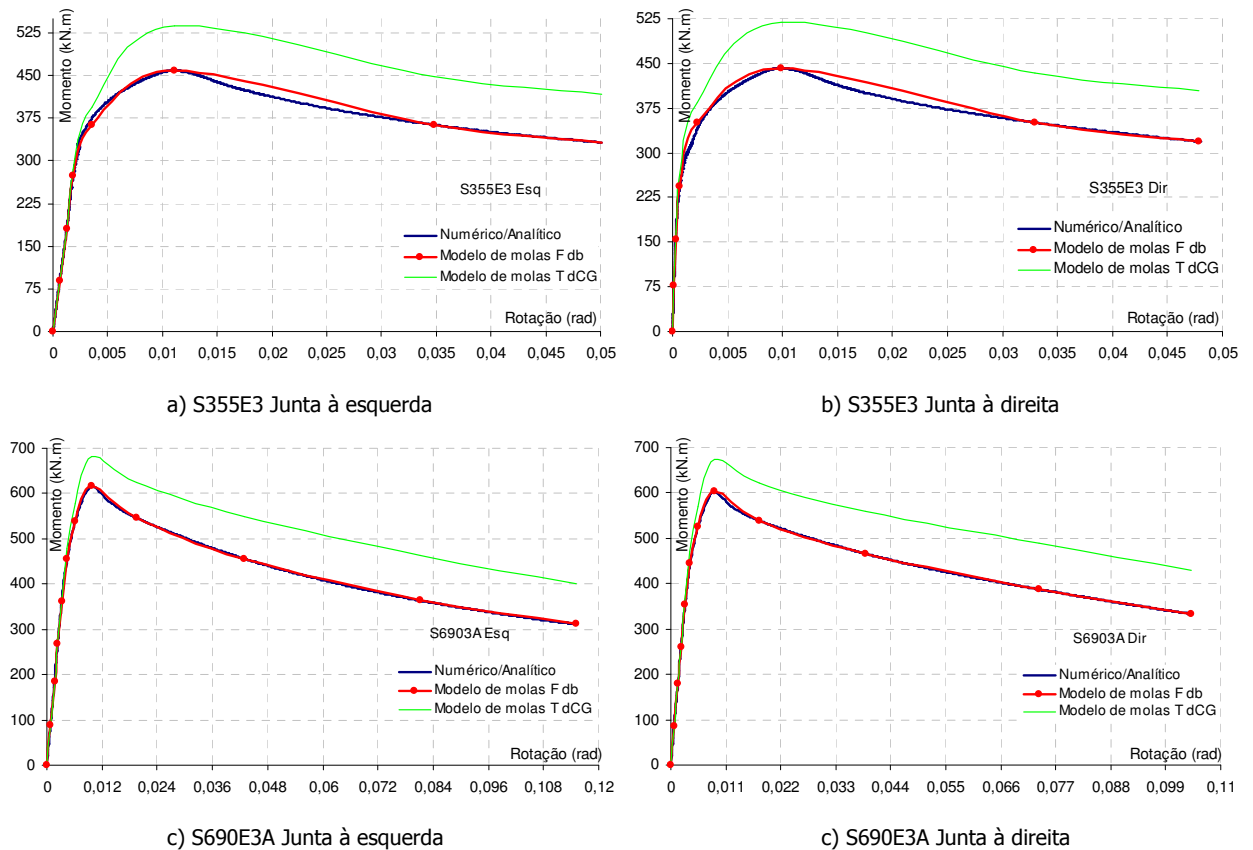


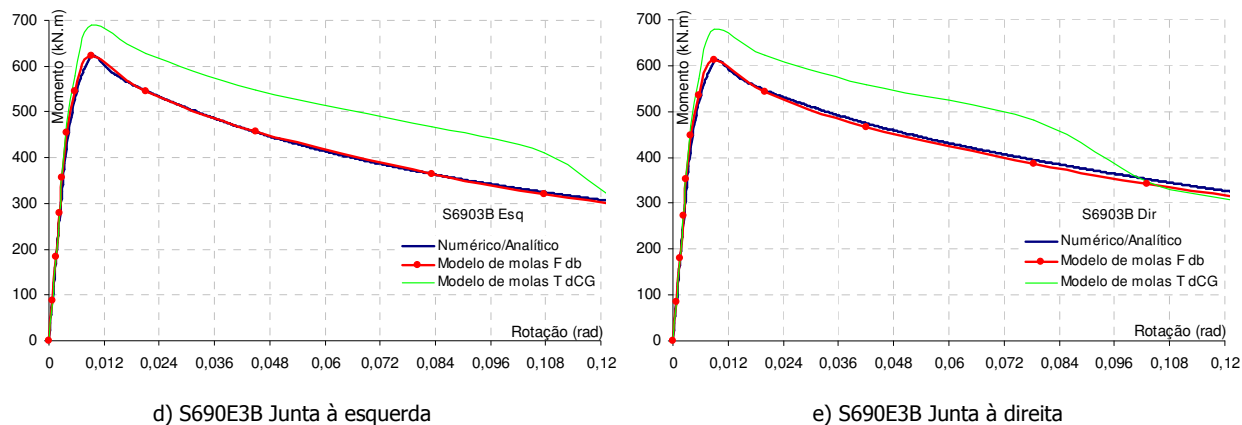
**Figura 10** . Comparação entre as curvas do modelo de molas e do modelo numérico (nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento assimétrico)

Globalmente, a justificação para o ajuste entre as curvas *Numérico/Analítico* e a curva *Modelo de molas TdCG* é semelhante à realizada para os modelos E2. No caso da viga da direita, o mau ajuste evidenciado deve-se ao facto, já referido atrás, de que a acção da junta da esquerda é muito superior à da viga da direita, tornando mais complexa a avaliação das forças associadas exclusivamente com a junta da direita.

**6.2.3.4 Nó interno simétrico**

A Figura 11 apresenta as curvas *Modelo de molas Fdb* e *Modelo de molas TdCG* relativas ao modelo de molas, comparadas com a curva do modelo numérico, para as juntas em nó interno simétrico.





**Figura 11** • Comparação entre as curvas do modelo de molas e do modelo numérico (nó interno simétrico)

À semelhança do que se verificou nos outros modelos, também neste caso a diferença entre a curva Numérico/Analítico e a curva Modelo de molas  $T_{dCG}$  é devida à diferença verificada entre a força na componente tracção e a força proveniente da viga. Nos modelos de aço da classe S690, a zona final da curva numérica afasta-se da tendência da curva analítica, porque a deformação por instabilidade se estende até à zona traccionada, afectando a avaliação da força.

#### 6.2.4 Conclusões

A partir da comparação estabelecida entre os resultados do modelo de molas e os resultados do modelo numérico, calculados com forças equivalentes, conclui-se que, em termos de deformação, o modelo de molas consegue reproduzir correctamente o comportamento rotacional de todas as juntas.

A avaliação do momento foi realizada de duas formas distintas. Por um lado foi considerada a força proveniente da viga, e por outro, foram consideradas as forças calculadas por integração dos campos de tensões, avaliadas no Capítulo 4, como as forças reais nas componentes do painel da alma do pilar.

As forças avaliadas por integração apresentam a desvantagem de não conduzirem a resultados precisos quando a deformação por instabilidade introduz tensões adicionais de flexão nos campos de tensões do painel. Para corrigir esse problema, a avaliação do momento foi realizada unicamente a partir da força de tracção.

A comparação estabelecida entre os resultados do modelo numérico e os resultados do modelo de molas, para este último caso, demonstram que o modelo de molas conduz a bons resultados, já que a curva do modelo de molas reproduz a do modelo numérico em termos de deformações e de andamento geral da curva, a menos de uma diferença constante em termos de momento, que se deve à diferença entre as forças nas componentes e as forças provenientes da viga.

## 6.3 Parâmetros $\beta$

### 6.3.1 Introdução

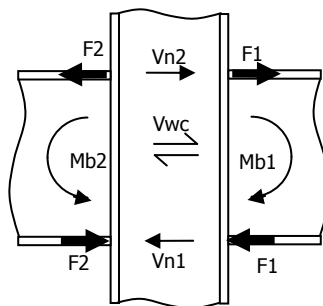
Na parte inicial do presente capítulo foi apresentada uma proposta de modelo de comportamento para juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes. Prossegue-se agora a mesma problemática, mas desta feita, na perspectiva preconizada no EC3 para caracterização do comportamento de uma junta em nó interno, à custa dos parâmetros  $\beta$ . A versão actual do EC3 não preconiza juntas de nó interno com vigas de alturas diferentes, pelo que não existe formulação ou valores regulamentares do parâmetro  $\beta$  para essa tipologia.

A formulação proposta, tem por base a formulação preconizada no EC3 para nós internos simétricos, e o modelo de comportamento estabelecido na presente tese para nós internos com vigas de alturas diferentes. O trabalho estabelecido no Capítulo 5, sobre a aplicabilidade do modelo Analítico-Jaspart modificado aos nós com vigas de alturas diferentes, permite a avaliação da qualidade da nova formulação, para todos os casos em análise.

Apresenta-se em seguida uma primeira abordagem no sentido de estabelecer premissas, formulação e algumas conclusões preliminares sobre esta problemática.

### 6.3.2 Formulação

A avaliação do parâmetro  $\beta$  é feita através de uma análise estática do sistema de forças que actua nos contornos do painel da alma do pilar, provocadas directamente pelas vigas que confluem no nó (Jaspart [5,1996]). O EC3 indica que: *no caso de uma junta em nó interno em que as alturas das duas vigas não sejam iguais, deve ser tida em conta a real distribuição do esforço de corte no painel da alma do pilar, ao determinar o momento resistente da junta*. Na Figura 12 ilustra-se o esquema de cálculo para o caso de nó interno com vigas de alturas iguais, e na Figura 13 ilustra-se o esquema de cálculo para o caso de nó interno com vigas de alturas diferentes.



**Figura 12** • Esquema de forças no painel consideradas para determinação do parâmetro  $\beta$  (nó interno simétrico)

$$V_{n2} = \beta_1 F_1 = \beta_2 F_2 \quad (1)$$

Sendo:  $F_1 = \frac{M_1}{z}$  e  $F_2 = \frac{M_2}{z}$  (2) e (3)

Como:  $V_{n2} = F_1 - F_2$  e  $V_{n2} = \beta_1 F_1$  (4) e (5)

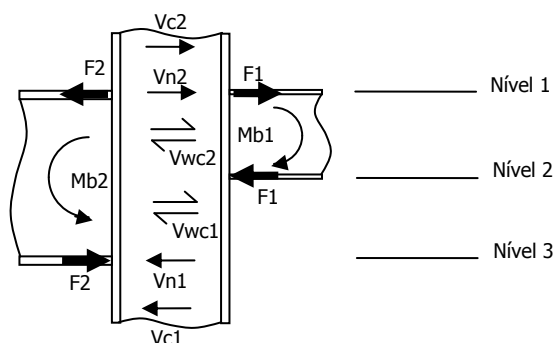
Vem: 
$$\beta_1 F_1 = F_1 - F_2 \tag{6}$$

De onde: 
$$\beta_1 \frac{M_1}{z} = \frac{M_1}{z} - \frac{M_2}{z} \tag{7}$$

Assim: 
$$\beta_1 = \left| 1 - \frac{M_2}{M_1} \right| \tag{8}$$

Pelo mesmo procedimento: 
$$\beta_2 = \left| 1 - \frac{M_1}{M_2} \right| \tag{9}$$

No caso de nó interno em que as vigas têm alturas distintas a formulação é análoga:



**Figura 13** • Esquema de forças no painel consideradas para determinação do parâmetro  $\beta$  (nó interno assimétrico)

Entre o Nível 1 e o Nível 2: 
$$V_n^C = \beta_1 F_1 = \beta_2 F_2 \tag{10}$$

Sendo: 
$$F_1 = \frac{M_1}{z_1} \quad \text{e} \quad F_2 = \frac{M_2}{z_2} \tag{11 e (12)}$$

Como: 
$$V_{n2} = F_1 - F_2 \quad \text{e} \quad V_{n2} = \beta_1 F_1 \tag{13 e (14)}$$

Vem: 
$$\beta_1 F_1 = F_1 - F_2 \tag{15}$$

De onde: 
$$\beta_1 \frac{M_1}{z_1} = \frac{M_1}{z_1} - \frac{M_2}{z_2} \tag{16}$$

Assim: 
$$\beta_1 = \left| 1 - \frac{M_2 z_1}{M_1 z_2} \right| \tag{17}$$

Pelo mesmo procedimento: 
$$\beta_2 = \left| 1 - \frac{M_1 z_2}{M_2 z_1} \right| \tag{18}$$

Entre o Nível 2 e o Nível 3:

A este nível, as forças provenientes da viga do lado direito cancelam-se, pelo que o esforço de corte no painel inferior deixa de depender da viga do lado direito, dependendo apenas da viga do lado esquerdo e do esforço de corte proveniente do pilar, pelo que se admite que pode ser tratado como um nó externo.

### 6.3.3 Aplicação

#### 6.3.3.1 Introdução

A metodologia descrita é aplicada em seguida aos nós internos com vigas de alturas distintas estudados. O seu resultado poderá ser comparado directamente contra as curvas do modelo AJM, e daí retiradas conclusões sobre a qualidade da formulação. O método é esquematizado em seguida.

1. Calculam-se os parâmetros  $\beta$  para as juntas da esquerda e da direita, no painel superior e inferior ( $\beta_{esq}^{Sup}$ ,  $\beta_{dir}^{Sup}$  e  $\beta_{esq}^{Inf}$ ) através da nova formulação proposta.
2. Calcula-se a rigidez inicial do modelo do EC3, para cada uma das situações, com os parâmetros  $\beta$  calculados pela nova formulação proposta ( $\beta_{esq}^{Sup}$ ,  $\beta_{dir}^{Sup}$  e  $\beta_{esq}^{Inf}$ ).
3. Avalia-se a qualidade da nova formulação proposta para o parâmetro  $\beta$  pela comparação entre a rigidez inicial das curvas do EC3 (calculadas no ponto anterior), e as curvas do modelo analítico AJM para cada caso.

No caso da junta à esquerda, a formulação proposta conduz a dois valores do parâmetro  $\beta$ : um para o painel superior e outro para o painel inferior. No entanto, e dado que se trata de uma junta única, a junta à esquerda deve ter apenas um valor único para o valor do parâmetro  $\beta$ . Assim, propõe-se uma abordagem para conseguir um valor único para o referido parâmetro, descrita no ponto seguinte.

4. Considera-se a rigidez inicial do modelo do EC3 para a junta da esquerda, tendo como incógnita o valor do parâmetro  $\beta$ . Considera-se a rigidez inicial do modelo AJM, para a junta da esquerda. Esta rigidez inicial é utilizada para calcular o valor do parâmetro  $\beta$  da curva do EC3 (incógnita) que se ajusta à rigidez inicial da curva AJM, e que se denomina  $\beta$  ajustado. Este é então o valor único do parâmetro  $\beta$  para a junta da esquerda.

O processo descrito no ponto anterior permite obter o valor único do parâmetro  $\beta$  para a junta da esquerda, mas por um processo ajuste, que não utiliza a nova formulação proposta. Então:

5. Estabelece-se uma relação entre o parâmetro  $\beta$  ajustado para a junta da esquerda, e os parâmetros  $\beta$  calculados para a junta à esquerda nos painéis superior ( $\beta_{esq}^{Sup}$ ) e inferior ( $\beta_{dir}^{Sup}$ ).

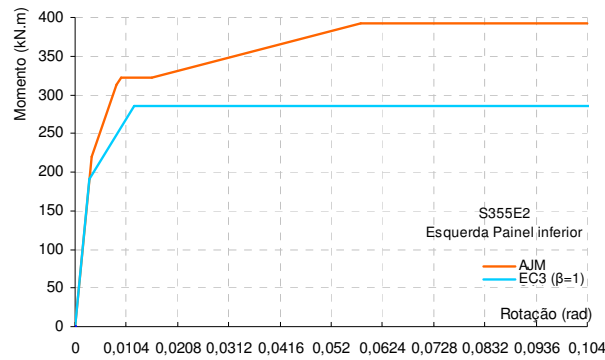
A nova formulação proposta para nós internos com vigas de alturas diferentes, conjuntamente com a relação estabelecida no ponto anterior, permite a definição dos parâmetros  $\beta$  para cada lado da junta.

Uma nota relativa ao facto de que é necessário conhecer a relação entre os momentos nas vigas para aplicação desta metodologia. No caso dos nós estudados, essa relação é conhecida, mas o seu valor não se manteve absolutamente constante para todo o carregamento, por motivos que se prendem com condicionantes logísticas encontradas nos ensaios experimentais. Para obviar a esse facto, no modelo

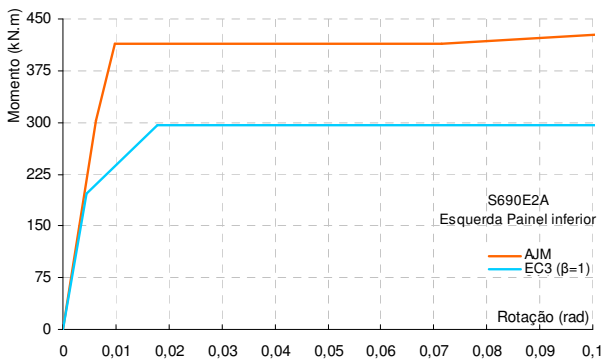
AJM foi utilizada uma relação média da que se verificou no ensaio, e os resultados foram razoáveis. Como tal, na aplicação da formulação do parâmetro  $\beta$  utilizar-se-á o mesmo valor.

### 6.3.3.2 Painel inferior

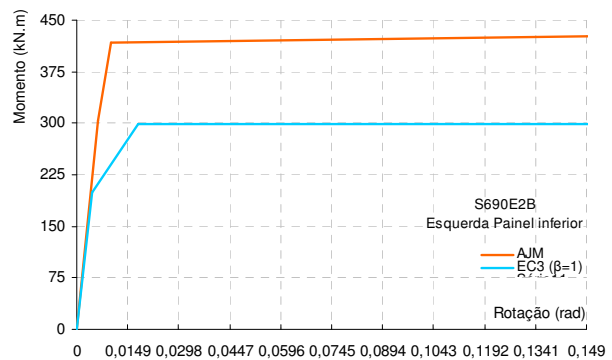
No caso do painel inferior, e tal como referido atrás, as considerações de equilíbrio no painel, apontam no sentido de que o parâmetro  $\beta$  é um, porque, nesse caso, as forças provenientes da viga do lado direito anulam-se, o que corresponde à situação de nó externo. A comparação entre a rigidez inicial do modelo AJM e a rigidez inicial do modelo do EC3 ( $\beta=1$ ), para todas as configurações (Figura 14), corrobora a hipótese apresentada.



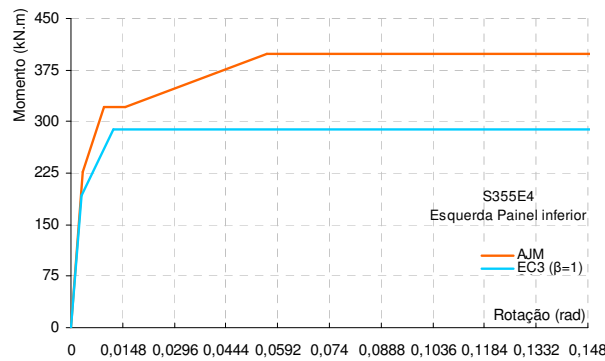
a) S355E2



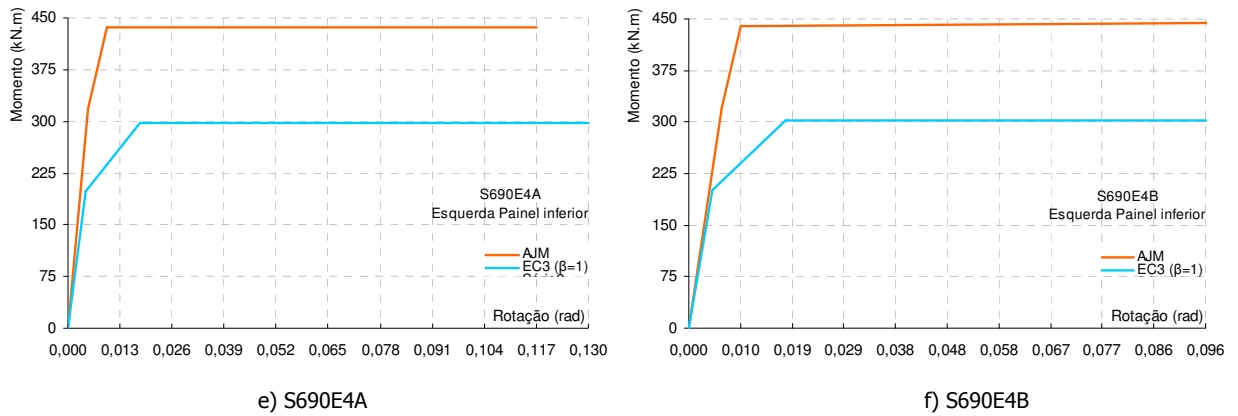
b) S690E2A



c) S690E2B



d) S355E4

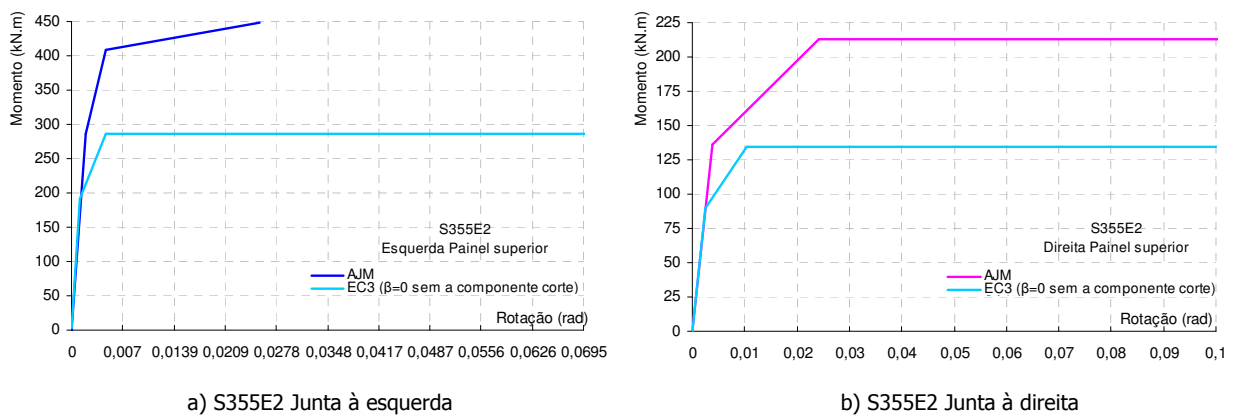


**Figura 14** • Comparação entre a rigidez inicial do modelo AJM e do modelo EC3: avaliação do parâmetro  $\beta$  no painel inferior

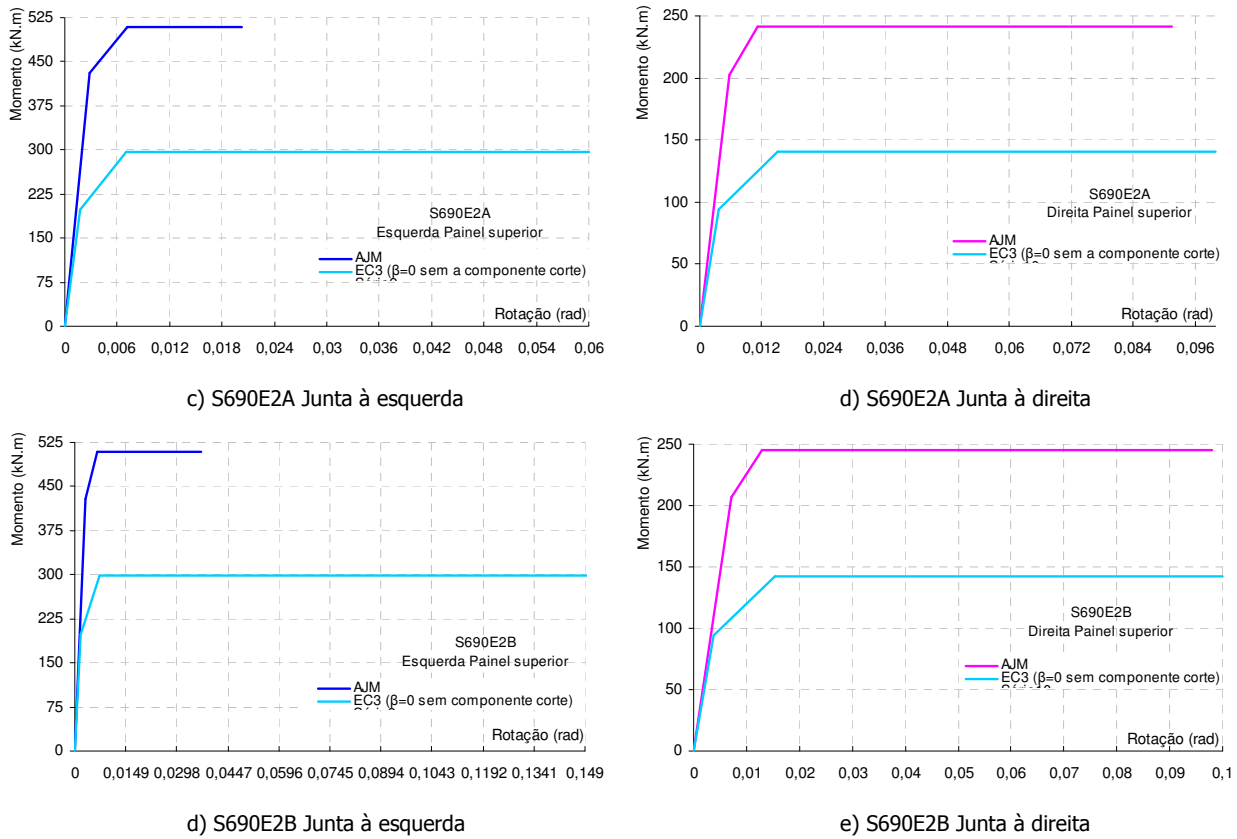
**6.3.3.3 Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento simétrico)**

Dada a relação entre os momentos, na junta da esquerda e da direita, que foi considerada para o caso de juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes e carregamento simétrico, o valor das forças que entram na junta, provenientes das vigas, são aproximadamente iguais, e com sentidos opostos. Como o valor do esforço de corte no painel é calculado através das forças actuantes nos contornos do painel, tem-se, neste caso, um esforço de corte reduzido no sub-painel superior. O valor do parâmetro  $\beta$  depende da influência recíproca que uma viga tem sobre a outra, devido ao facto de partilharem o painel, e este sofrer deformação por corte. Como, neste caso, o esforço de corte no sub-painel superior devido às forças nas vigas é aproximadamente nulo, a influência das vigas entre si é desprezável, pelo que o parâmetro  $\beta$ , que descreve essas influência recíproca, também é nulo.

Na Figura 15 apresentam-se as curvas relativas ao modelo AJM, para as juntas à esquerda e à direita no painel superior, e as respectivas curvas do EC3 calculadas com  $\beta$  igual a zero.



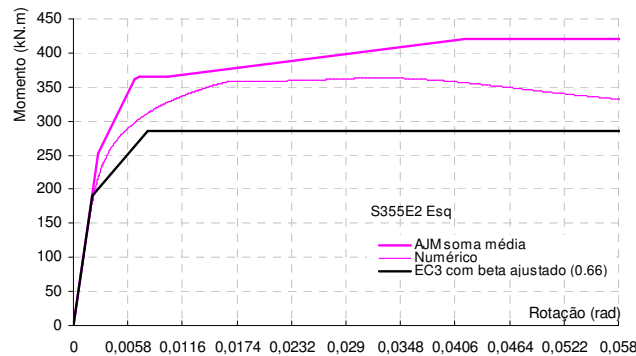




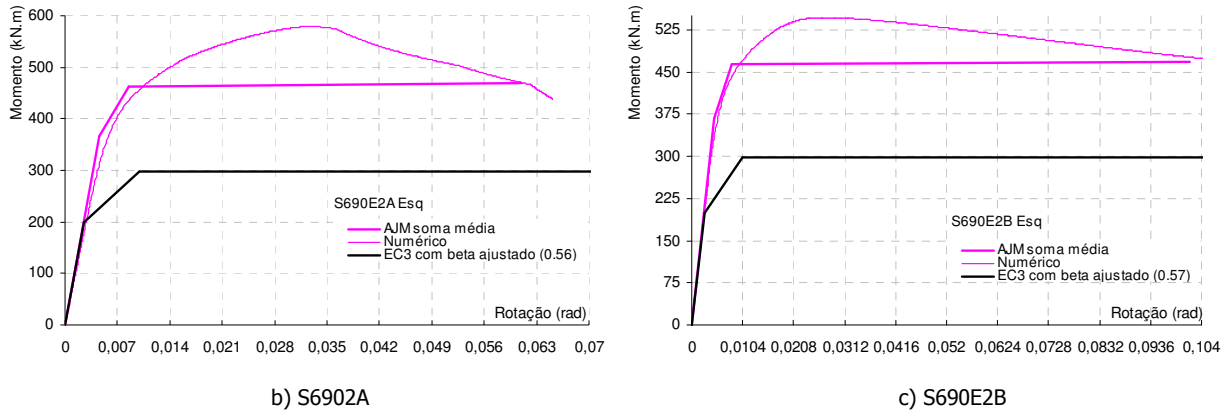
**Figura 15 .** Comparação entre a rigidez inicial do modelo AJM e EC3: avaliação dos parâmetros  $\beta$  no painel superior

Como se pode observar, o ajuste em termos de rigidez inicial entre a curva do modelo AJM e a curva trilinear do EC3 é razoável para ambos os casos (esquerda e direita), e para todos os modelos.

Para o lado direito (painel superior), como a resposta da junta depende apenas do painel superior, não são necessárias outras considerações. No caso da junta à esquerda, pelo contrário, a sua resposta depende do painel superior e inferior, e a aplicação da nova formulação conduziu a dois valores para o parâmetro  $\beta$  à esquerda ( $\beta_{esq}^{Sup}$  e  $\beta_{esq}^{Inf}$ ), pelo que é necessário definir o valor único de para a junta à esquerda ( $\beta_{esq}^{Único}$ ). Para tal, aplica-se o exposto no ponto 4 do processo de aplicação da nova formulação, que consiste em calcular a rigidez inicial da junta à esquerda, com o valor do parâmetro  $\beta$  como incógnita, e utilizar a rigidez inicial do modelo AJM para a junta à esquerda para ajustar a rigidez inicial do modelo do EC3, calculando assim o parâmetro  $\beta$  que se ajusta (Figura 16).



a) S355E2



**Figura 16 .** Comparação entre o modelo AJM e o EC3: avaliação do parâmetro  $\beta$  global à esquerda

O Quadro 2 sumaria os valores de  $\beta_{esq}^{Sup}$  e  $\beta_{esq}^{Inf}$ , da média entre ambos, dos valores do valor de  $\beta_{esq}^{Único}$  e do desvio percentual entre a média de  $\beta_{esq}^{Sup}$  e  $\beta_{esq}^{Inf}$  e o valor de  $\beta_{esq}^{Único}$ .

**Quadro 2 .** Valores relativos ao processo de determinação dos parâmetro  $\beta_{esq}^{Único}$  (Modelos E2)

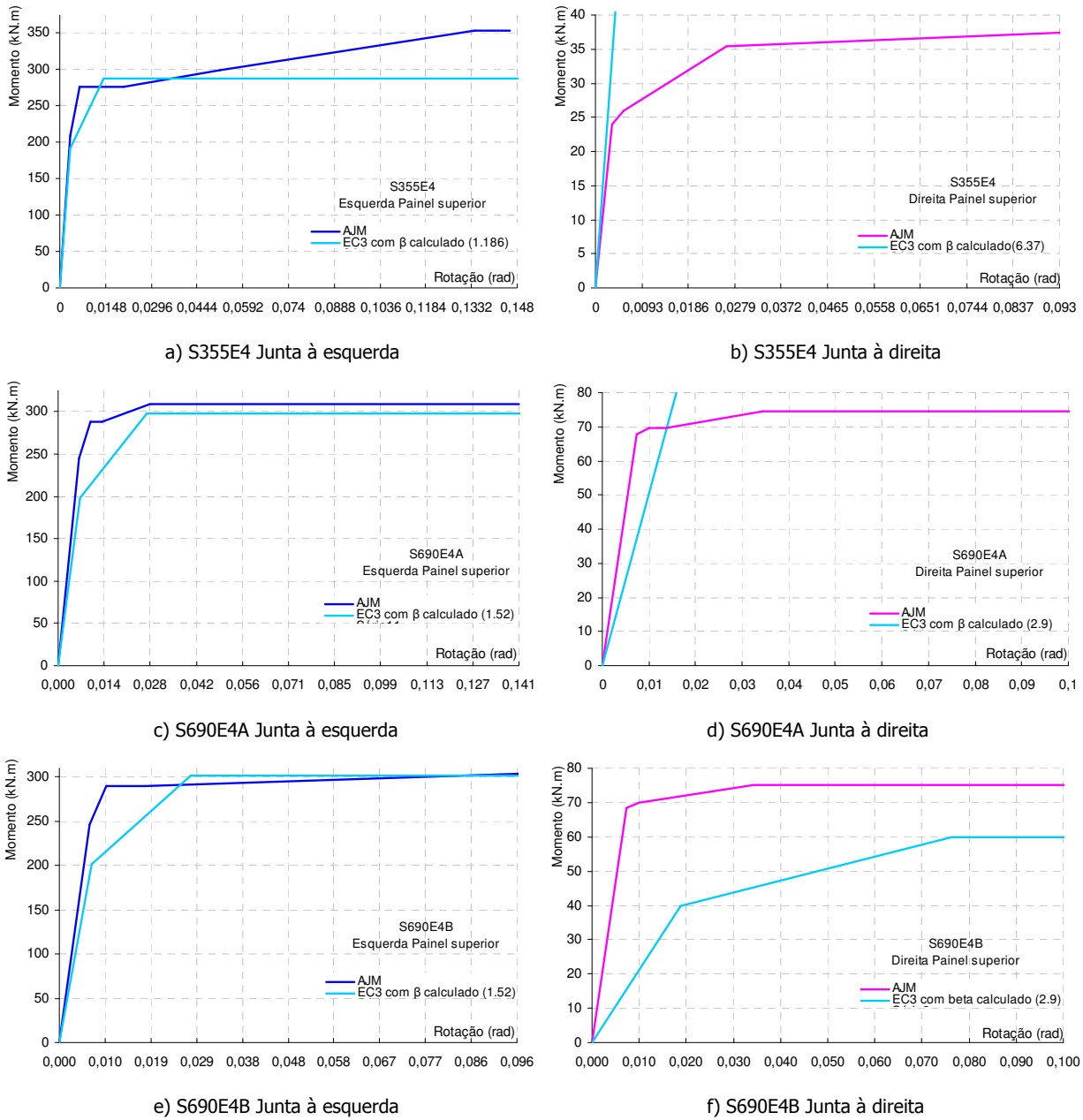
	S355E2	S690E2A	S690E2B
$\beta_{esq}^{Sup}$	0	0	0
$\beta_{esq}^{Inf}$	1	1	1
Média ( $\beta_{esq}^{Sup}$ e $\beta_{esq}^{Inf}$ )	0.5	0.5	0.5
$\beta_{esq}^{Único}$	0.66	0.56	0.57
Desvio ( $\beta_{esq}^{Único}$ vs média) (%)	24.2	10.7	12.3

Os valores de  $\beta_{esq}^{Único}$ , correspondem a um valor superior à média entre os  $\beta_{esq}^{Sup}$  e  $\beta_{esq}^{Inf}$ . Daqui depende-se que o painel inferior tem um factor de participação mais elevado no parâmetro  $\beta_{esq}^{Único}$ . No entanto, os valores únicos do parâmetro  $\beta$  para a junta da esquerda não apresentam uma relação constante com os parâmetros  $\beta$  dos painéis superior e inferior, pelo que não é possível estabelecer uma equação que descreva  $\beta_{esq}^{Único}$  a partir de  $\beta_{esq}^{Sup}$  e  $\beta_{esq}^{Inf}$ , como era pretendido.

**6.3.3.4 Nó interno com vigas de alturas diferentes (carregamento assimétrico)**

Nesta situação, as forças provenientes da viga da direita e da viga da esquerda têm o mesmo sentido, pelo que o valor do esforço de corte no painel, devido às cargas provenientes das vigas, corresponde efectivamente à soma de ambas as forças. O resultado será um esforço de corte elevado no painel superior, ao contrário do que acontecia nas juntas analisadas no ponto anterior.

Para determinação do parâmetro  $\beta$  para cada lado da junta no painel superior, utiliza-se a formulação do parâmetro  $\beta$  para juntas com vigas de alturas diferentes ( $\beta_{esq}^{Sup}$ ,  $\beta_{dir}^{Sup}$ ) (Figura 17).



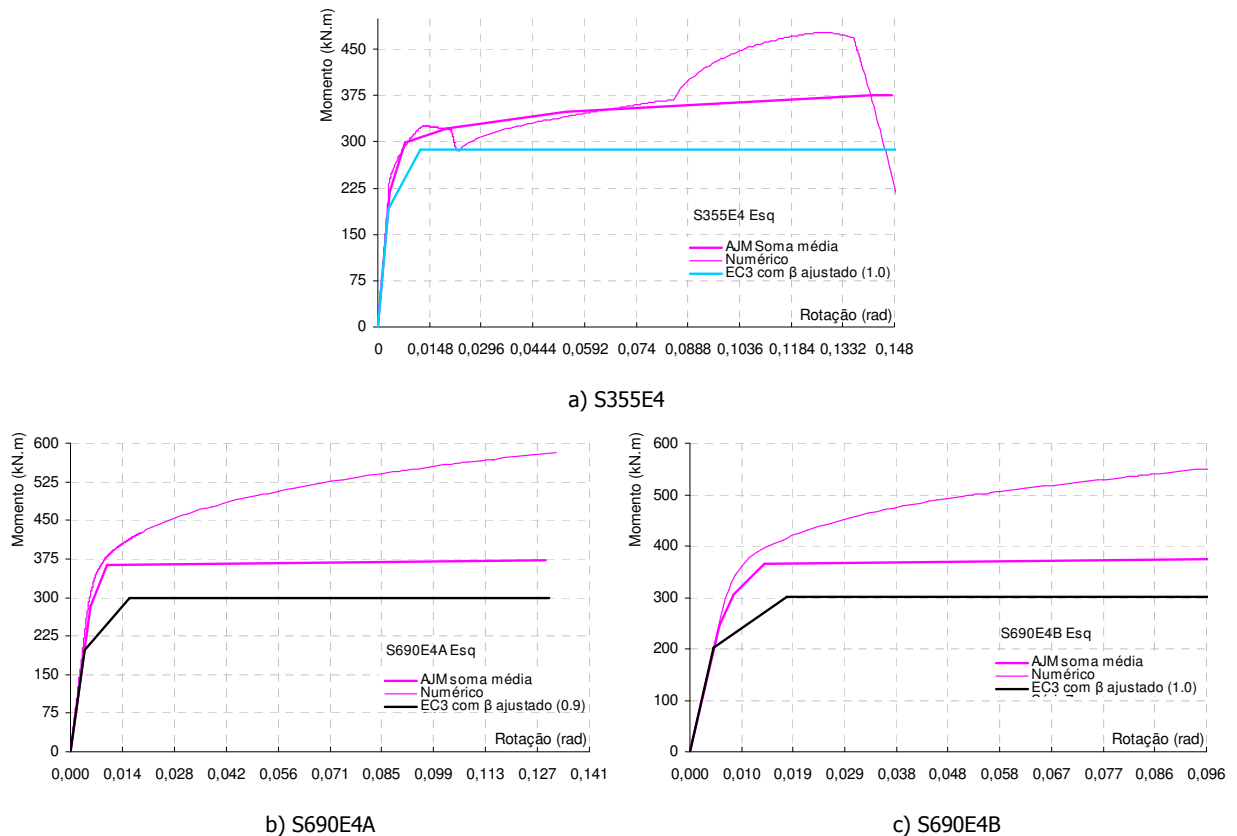
**Figura 17** . Comparação entre o modelo AJM e o EC3: avaliação dos parâmetros  $\beta$  no painel superior

Como se pode verificar, o ajuste, neste caso, é um pouco pior na junta à esquerda, e substancialmente pior na junta à direita. O Quadro 3 sumaria os valores de  $\beta$  calculados pela nova formulação (a), para  $\beta_{dir}^{Sup}$ ,  $\beta_{esq}^{Sup}$  e  $\beta_{esq}^{Inf}$ , e também os valores que o parâmetro  $\beta$  deveria ter para que a rigidez inicial coincida com a rigidez inicial do modelo AJM (c).

**Quadro 3** . Valores relativos ao processo de determinação dos parâmetros  $\beta$  (Modelos E4)

	<b>S355E4</b>		<b>S690E4A</b>		<b>S690E4B</b>	
	c	a	c	a	c	a
$B_{dir}^{Sup}$	6.37	9	2.92	1.6	2.92	1.4
$\beta_{esq}^{Sup}$	1.19	1.19	1.52	1.15	1.52	1.12

No caso da junta à direita, o valor de  $\beta$  calculado corresponde a um valor muito superior a dois, e conduz a um desajuste considerável entre rigidez inicial do modelo do EC3, com o  $\beta$  calculado, e a do modelo AJM. Este facto parece apontar no sentido de que a nova formulação não serve para descrever esta situação. No entanto, tal diferença poderá justificar-se, pelo facto de o momento da esquerda ser muito superior ao da direita, o que corresponde a uma situação de carregamento em que a viga da esquerda domina completamente a junta, e a viga da direita acaba por ter pouco peso no comportamento do nó. A formulação do EC3 limita o valor de  $\beta$  a dois, para obviar estas situações. A Figura 18 ilustra os resultados do processo de obtenção do valor de  $\beta_{esq}^{Único}$  por ajuste à curva AJM .



**Figura 18 .** Comparação entre o modelo AJM e o EC3: avaliação do parâmetro  $\beta$  global à esquerda

O processo estabelecido conduz a um parâmetro  $\beta$  único para a junta à esquerda próximo de um, o que corresponde à situação de nó externo, o que neste caso quer dizer que a junta à esquerda é claramente dominante. Este facto corrobora a hipótese avançada, sobre a grande diferença entre a solicitação à direita e à esquerda, para justificar o desajuste obtido para a junta à direita.

O Quadro 4 sumaria os valores de  $\beta$  calculados pela nova formulação (a), para  $\beta_{dir}^{Sup}$ ,  $\beta_{esq}^{Sup}$  e  $\beta_{esq}^{Inf}$ , e também os valores que o parâmetro  $\beta$  deveria ter para que a rigidez inicial coincida com a rigidez inicial do modelo AJM (c).

**Quadro 4** . Valores relativos ao processo de determinação do parâmetro  $\beta_{\text{esq}}^{\text{Único}}$  (Modelos E4)

	S355E4		S690E4A		S690E4B	
	c	a	c	a	c	a
$\beta_{\text{esq}}^{\text{Sup}}$	1.19	1.19	1.52	1.25	1.52	1.20
$\beta_{\text{esq}}^{\text{Inf}}$	1	1	1	1	1	1
Média ( $\beta_{\text{esq}}^{\text{Sup}}$ e $\beta_{\text{esq}}^{\text{Inf}}$ )	1.10	1.10	1.26	1.13	1.26	1.10
$\beta_{\text{esq}}^{\text{Único}}$	1.0		0.9		1.0	
Desvio ( $\beta_{\text{esq}}^{\text{Único}}$ vs média) (%)	9.1	9.1	28.6	20.4	20.6	9.1

Ao contrário daquilo que se verificou para os modelos E2, neste caso, os valores de  $\beta_{\text{esq}}^{\text{Único}}$ , correspondem a um valor inferior à média entre os  $\beta_{\text{esq}}^{\text{Sup}}$  e  $\beta_{\text{esq}}^{\text{Inf}}$ . Daqui depreende-se que o painel superior tem um factor de participação mais elevado no parâmetro  $\beta_{\text{esq}}^{\text{Único}}$ . Os valores únicos do parâmetro  $\beta$  para a junta da esquerda não apresentam uma relação constante com os parâmetros  $\beta$  dos painéis superior e inferior, pelo que, e à semelhança do que se verificou para os modelos E2, não é possível estabelecer uma equação que descreva  $\beta_{\text{esq}}^{\text{Único}}$  a partir de  $\beta_{\text{esq}}^{\text{Sup}}$  e  $\beta_{\text{esq}}^{\text{Inf}}$ , como era pretendido.

### 6.3.4 Conclusões

Relativamente à formulação proposta para o parâmetro  $\beta$ , para juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes, pode concluir-se que:

O sub-painel inferior das juntas em nó interno com vigas de diferentes alturas, sofre influência largamente maioritária da junta com a viga maior (lado esquerdo), pelo que pode ser encarada como uma junta em nó externo. Esta hipótese é corroborada pelo facto de que neste sub-painel, o cálculo da rigidez inicial com o valor de um para o parâmetro  $\beta$  conduz a muito bons ajustes à rigidez inicial do modelo AJM.

As alterações propostas à formulação do parâmetro  $\beta$ , para nó interno com vigas de diferentes alturas, conduzem a bons resultados do lado da viga maior, mas a maus resultados quando o valor de  $\beta$  ultrapassa o valor de 2 (viga menor). Esta situação poderá prender-se com o facto de a diferença entre os momentos que solicitam as duas vigas ser muito elevada.

Os valores de  $\beta$  único para a junta à esquerda, foram calculados por ajuste à rigidez inicial da curva numérica e do modelo AJM à esquerda e não através da formulação modificada do parâmetro  $\beta$ , ou dos parâmetros  $\beta$  parciais dos sub-painéis. O resultado do ajuste é próximo da média entre os parâmetros  $\beta$  dos dois sub-painéis, mas não foi possível estabelecer uma equação que descreva  $\beta_{\text{esq}}^{\text{Único}}$  a partir de  $\beta_{\text{esq}}^{\text{Sup}}$  e  $\beta_{\text{esq}}^{\text{Inf}}$ , pelo que fica em falta a definição de um critério para calcular o parâmetro  $\beta$  da junta maior, a partir dos parâmetros  $\beta$  do mesmo lado nos sub-painéis superior e inferior.

## 6.4 Conclusões

Foi estabelecido um modelo de molas baseado no modelo subjacente ao método das componentes do EC3, que foi alterado para o caso de juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes, com base no modelo de comportamento estabelecido para o novo tipo de nó, a partir da informação recolhida dos modelos experimentais e numéricos.

O modelo foi aplicado a todas as juntas em estudo e foi estabelecida uma comparação com os resultados dos modelos numéricos homólogos. O modelo foi resolvido para o caso de as forças corresponderem à força que entra na junta a partir dos banzos das vigas, e para o caso de a força corresponder à força avaliada pelos integrais dos campos de tensões, e conclui-se que este conduz a resultados aceitáveis, quer em termos de deformação, quer em termos de resistência, excepto no caso em que a deformação do painel por instabilidade atinge a zona de tracção.

Foi estabelecida formulação para o parâmetro  $\beta$  para o caso de nós internos com vigas de alturas diferentes. A formulação proposta baseia-se na formulação apresentada no EC3 para nós internos simétricos e no modelo de comportamento proposto para o novo tipo de nó.

A qualidade da nova formulação foi avaliada por comparação implícita com o modelo numérico, através da comparação com os resultados do modelo Analítico Jaspert Modificado. Conclui-se que, de uma maneira geral a formulação conduz a resultados razoáveis, excepto no caso de a relação entre os momentos nas vigas ser muito elevada. Não foi possível estabelecer uma relação para obter o parâmetro  $\beta$  único para a junta com a viga maior, a partir dos parâmetros  $\beta$  que a nova formulação estabelece para a mesma junta no painel superior e inferior.



## Bibliografia

1. BORGES, L.: Probabilistic evaluation of the rotation capacity of steel joints. Tese de Mestrado, FCTUC, 2003 (em inglês)
2. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). EN 1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.8: Design of joints, Brussels, 2005.
3. GIRÃO COELHO, A.: Modelos elásticos equivalentes para análise de juntas metálicas. Tese de Mestrado, FCTUC, 1999, (em português).
4. JASPART, J. P.: Etude de la semi-rigidité des nœuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier. PhD Thèse, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 1991. Tese de doutoramento (em francês).
5. JASPART, J. P.: Recent advances in the field of steel joints – Column bases and further configurations for beam-to-column joints and beam splices. Thèse présentée en vue de l'obtention de grade d'Agrégé de l'Enseignement Supérieur. Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 1996-1997. Tese de agregação (em inglês).
6. KLEIN, H.: Das elastisch-plastische last-verformungsverhalten M-steifenloser, geschweißter knoten für die berechnung von stahlrahmen mit HEB-stützen. Dissertation, Universität Innsbruck, Austria, 1985. Tese de doutoramento (em alemão).
7. TSCHEMMERNEGG, F. and HUMER, C.: The design of structural steel frames under consideration of the nonlinear behaviour of joints. Journal of Construction Steel Research, 11 (1988) pp. 73-103
8. WEYNAND, K.: Sicherheits- und wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zur anwendung nachgiebiger anschlüsse im stahlbau, Diss. RWTH Aachen, 3 Dezember 1996, Tese de doutoramento (em alemão)



## Índice

### Capítulo 7 Aço de alta resistência da classe S690

7.1	Introdução.....	287
7.2	Comparação entre o modelo Analítico-Jaspart e o modelo numérico.....	288
7.2.1	Nó externo .....	288
7.2.2	Nó interno simétrico .....	291
7.3	Comparação entre o modelo do EC3 e o modelo numérico.....	293
7.3.1	Nó externo .....	293
7.3.2	Nó interno simétrico .....	297
7.4	Conclusões .....	300
	Bibliografia .....	303

## Capítulo 7 Aço de alta resistência da classe S690

---

### 7.1 Introdução

Um dos objectivos do trabalho desenvolvido na presente tese enquadra-se no esforço que tem vindo a ser realizado no sentido de actualizar as formulações de cálculo presentes no EC3, para o caso de aços de alta resistência (Parte 1-8 [4,2005], Parte 1-12 [5, 2004]).

Com a informação disponível nesta fase do trabalho, é possível retirar ilações quanto às diferenças de comportamento dos nós em estudo, pelo facto de se usar uma ou outra classe de aço, e bem assim, se a actual formulação do EC3 e do método Analítico-Jaspart, necessita ou não de actualização.

O estudo realizado no presente capítulo baseia-se na comparação dos resultados dos modelos numéricos, com os resultados dos modelos analíticos homólogos Analítico-Jaspart [1,1987], [2,1989], [7,1991]] e trilinear do EC3. As comparações estabelecidas permitem avaliar a capacidade dos dois últimos modelos para reproduzir o comportamento de juntas constituídas por aço de alta resistência.

Cada uma das comparações referidas é estabelecida em paralelo para os modelos em aço da classe S355 e aço da classe S690. Desta forma é possível avaliar comparativamente o ajuste dos resultados do modelo numérico/experimental aos resultados dos modelos analíticos (AJ e EC3), para uma situação já amplamente caracterizada e conhecida (S355) e para a nova situação (S690). Esta comparação em paralelo para as duas classes de aço traz informação complementar para melhor avaliar a qualidade dos modelos analíticos para reproduzir o comportamento das juntas constituídas por aço da classe S690.

Nas análises referidas não serão utilizados todos os modelos em estudo, mas apenas aqueles que correspondem a tipologias já tratadas pelo EC3 para aço da classe S355 (nó externo e nó interno simétrico). O motivo para esta abordagem prende-se com o facto de que as tipologias não preconizadas no EC3, e estudadas no presente trabalho (nó interno com vigas de alturas diferentes), incluem outra fonte de incerteza, relacionada com a própria tipologia do nó, pelo que parece mais razoável estudar os problemas individualmente, de modo a que não se verifiquem influências cruzadas.

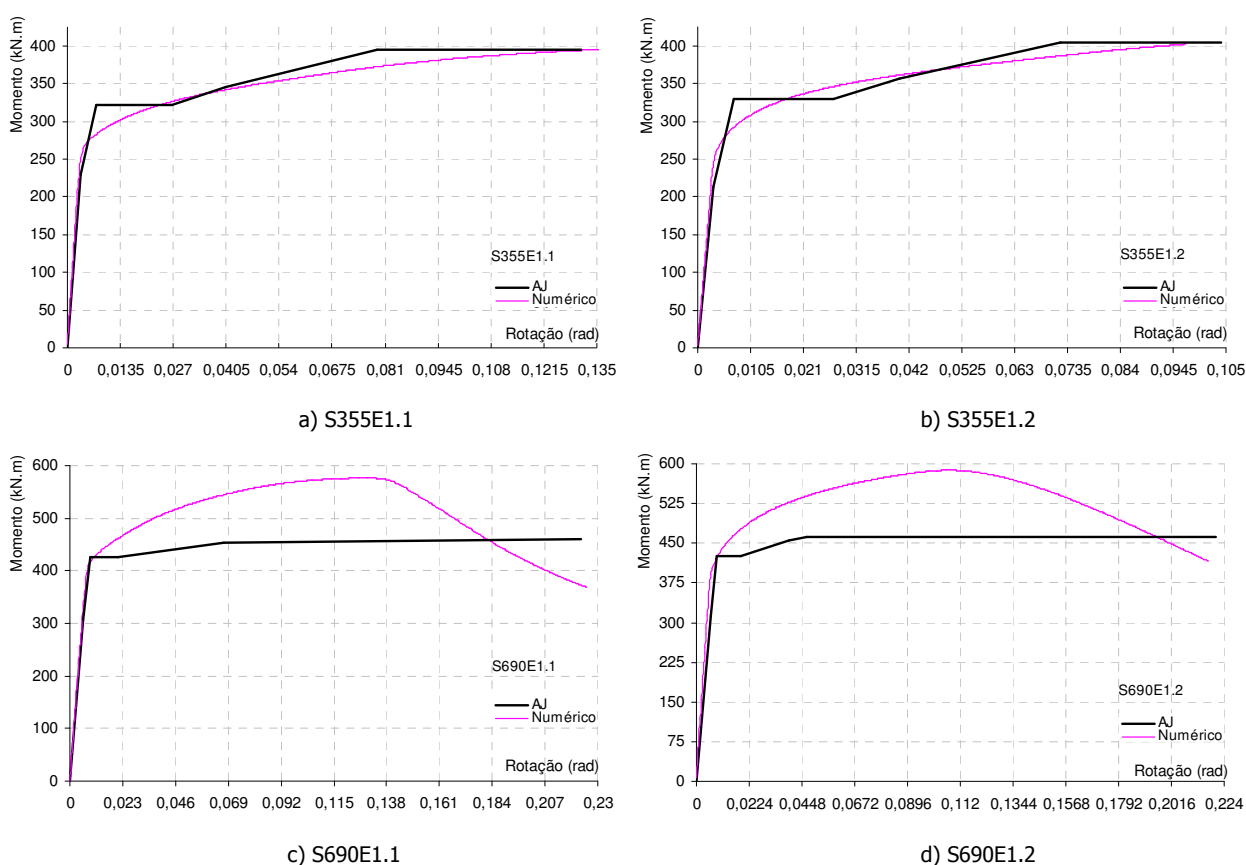
De uma maneira geral verifica-se um bom ajuste dos dois modelos (EC3 e AJ) aos resultados do modelo numérico no caso de aço de alta resistência, excepto no que diz respeito à carga máxima. Para avaliar a razão deste desajuste foi avaliada a formulação associada à carga máxima para cada um dos modelos. O modelo Analítico-Jaspart permite reproduzir a resposta da junta até à carga máxima, enquanto que o modelo do EC3 permite fazê-lo até à carga de cedência. Dependendo da componente que condiciona a cedência ou a carga máxima, a comparação com os resultados dos modelos numéricos, permite avaliar individualmente a qualidade da formulação dessa componente específica para S690. As componentes e respectivas formulações em análise serão o corte e a instabilidade. São propostas correcções para ambas.

## 7.2 Comparação entre o modelo Analítico-Jaspart e o modelo numérico

Neste ponto estabelece-se uma comparação entre os resultados do modelo numérico calibrado e os resultados do modelo Analítico-Jaspart, que permite avaliar se este último é adequado para juntas em aço da classe S690. A referida comparação é estabelecida também para S355, que se encontra no âmbito de validade do modelo Analítico-Jaspart, e permitirá assim uma avaliação mais informada sobre a questão em causa.

### 7.2.1 Nó externo

Na Figura 1 apresentam-se os registos momento vs rotação relativos ao modelo numérico/experimental e ao modelo analítico não linear Analítico-Jaspart, para as quatro juntas em nó externo.



**Figura 1** • Modelos em nó externo: comparação entre os modelos numérico/experimental e Analítico-Jaspart

A partir dos registos dos gráficos anteriores, pode concluir-se que no caso das juntas em aço da classe S355 o ajuste é bom para toda a curva, enquanto que no caso das juntas em aço da classe S690, o ajuste é bom em toda a curva, excepto no que diz respeito à carga máxima. No Quadro 1 apresenta-se a diferença percentual ( $\Delta$ ) verificada, em cada junta, entre a carga máxima do modelo numérico/experimental e a carga máxima no modelo AJ, e bem assim o modo de ruína de cada modelo.

**Quadro 1** • Diferença entre a carga máxima no modelo numérico/experimental e no modelo AJ ( $\Delta$ ) e modo de ruína (nó externo)

S355			S690		
Modelo	$\Delta$ (%)	Modo de ruína	Modelo	$\Delta$ (%)	Modo de ruína
E1.1	0.08	Corte	E1.1	20.0	Corte
E1.2	0.06	Corte	E1.2	21.2	Corte

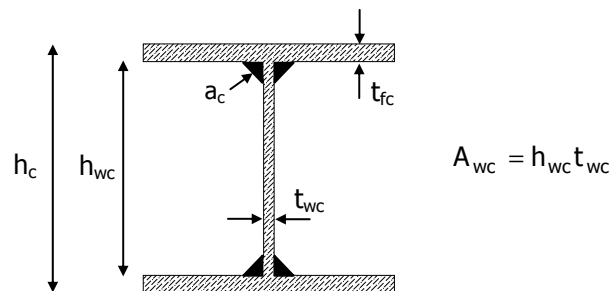
Relativamente aos nós constituídos por aço da classe S355, verifica-se um ajuste com erro inferior a 0.1%. A mesma tipologia com aço da classe S690 apresenta um erro na ordem dos 20%. Para ambas as classes o mecanismo de ruína é o corte, de onde se depreende que a formulação para avaliação da resistência última ao corte pode ser demasiado penalizante no caso de aço de alta resistência.

Perante este facto foi passada em revista a formulação e propriedades geométricas e materiais envolvidas no cálculo da resistência ao corte, e verificou-se que o problema poderia prender-se com a formulação da área de corte para secções soldadas, constituídas por aço de alta resistência.

O EC3 indica a Eq. 1 para cálculo da área de corte de secções reconstituídas por soldadura (Figura 2):

$$A_{vc} = \eta(h_c - 2t_{fc})t_{wc} = \eta h_{wc} t_{wc} = \eta A_{wc} \tag{1}$$

Onde:



**Figura 2** • Nomenclatura da geometria de uma secção reconstituída por soldadura

O parâmetro  $\eta$  deverá ser definido nos documentos de aplicação nacional, mas o EC3 recomenda que seja tomado como 1.2 para aços de classes inferiores a S460, e como 1.0 para classes superiores.

Ao analisar a Eq. 1, pode verificar-se que não existe nenhuma referência à dimensão da garganta de soldadura que consubstancializa a junta entre a alma e o banzo. No sentido de esclarecer até que ponto é que esse facto poderá influenciar a qualidade da avaliação da área de corte de secções reconstituídas através da Eq. 1, avalia-se o valor do parâmetro  $\eta$ , para várias espessuras da garganta de soldadura, para reconstituição de uma secção assemelhável a um perfil HEB240 laminado.

Na referida avaliação considera-se a Eq. 1 explicitada em função do parâmetro  $\eta$  (Eq. 2):

$$\eta = \frac{A_{vc}}{A_{wc}} \tag{2}$$

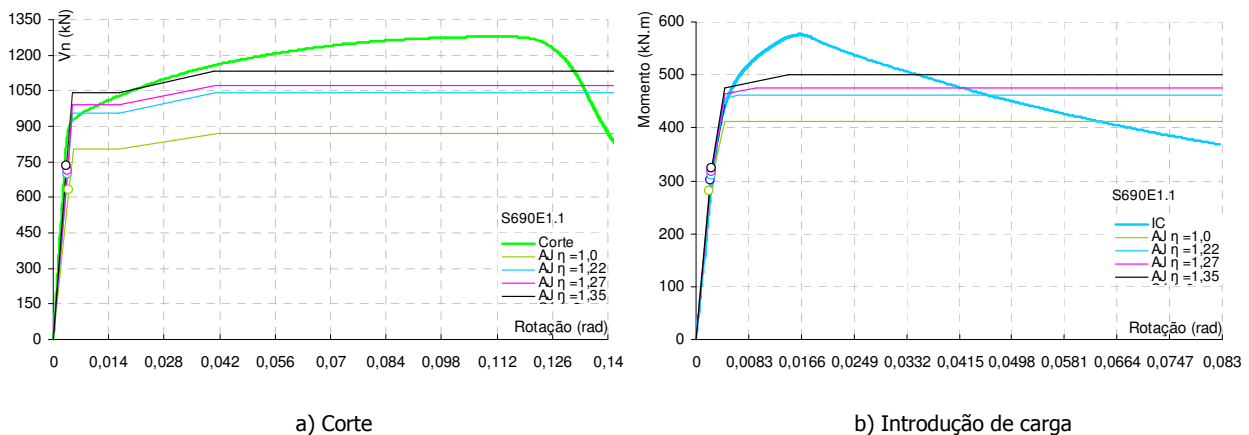
Para cálculo da área de corte considera-se um cálculo semelhante ao preconizado no EC3 para secções laminadas, ou seja: considera-se que a área de corte é constituída pela área da alma, a área das secções dos quatro cordões de soldadura e parte dos banzos que se localizam na direcção da soldadura, até metade da espessura do banzo (Eq. 3). Os valores considerados para a dimensão da garganta da soldadura (a) são de  $a = 0.5t_w$  e  $a = t_w$ , que correspondem a extremos dos valores correntes para este tipo de reconstituição [3,2004], e o valor de  $a = 0.7t_w$ , que corresponde ao valor usado para reconstituição do perfil dos pilares nos modelos ensaiados. Os valores do cálculo apresentam-se no Quadro 2.

$$A_{vc} = (h_{wc} - 2t_{fc})t_{wc} + 4.a_c^2 + (2.a_c\sqrt{2} + t_{wc})t_{fc} / 2 \tag{3}$$

**Quadro 2 .** Valor do parâmetro  $\eta$  em função da dimensão da garganta da soldadura (a)

a	$0.5t_w$	$0.7t_w$	$t_w$
$\eta$	1.22	1.27	1.35

Como se pode verificar, os valores do parâmetro  $\eta$  variam entre 1.22 e 1.35, o que representa uma diferença de 10% no valor da área de corte. Os gráficos da Figura 3 apresentam o efeito da variação do parâmetro  $\eta$  nas curvas de corte e de introdução de carga, relativas ao modelo analítico AJ.



**Figura 3 .** Comparação entre curvas do modelo numérico e do modelo AJ, para vários valores de  $\eta$

Além dos valores analisados no quadro anterior, considera-se também o valor preconizado no EC3 para aço S690 ( $\eta=1$ ). Os gráficos incluem as curvas do modelo numérico/experimental, para que se possa avaliar qual dos parâmetros  $\eta$  conduz a uma melhor aproximação. Para cada curva do modelo AJ é assinalado o fim da zona elástica (o).

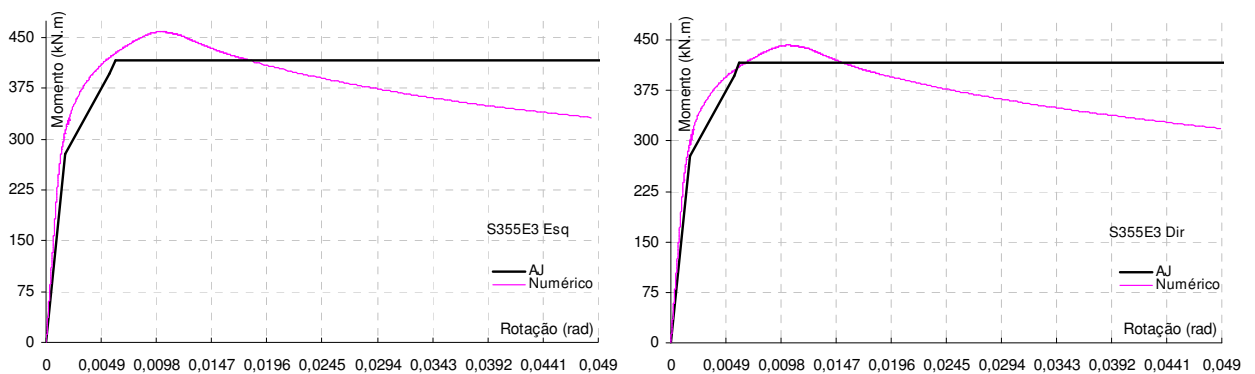
Relativamente à introdução de carga todas as curvas conduzem a um bom ajuste em termos de rigidez elástica, na medida em que, a inclinação deste tramo não depende do valor da área de corte. No que diz respeito à detecção de cedência e ajuste à carga máxima, os valores de  $\eta$  entre 1.22 e 1.35 conduzem a melhores resultados do que  $\eta$  igual a 1.

Relativamente ao corte pode verificar-se que as alterações da área de corte afectam todo o âmbito da curva, inclusivamente o troço elástico, como se pode observar na Figura 3 a). Os valores de  $\eta$  que conduzem a melhor ajuste em termos de rigidez elástica, detecção de cedência e carga máxima encontram-se também entre 1.22 e 1.35.

De uma maneira geral pode concluir-se que o valor de  $\eta$  que conduz a um melhor ajuste entre os valores do modelo numérico/experimental e o modelo AJ, encontra-se no intervalo entre 1.22 e 1.35, e que a fórmula preconizada na parte 1.8 do EC3 para cálculo da área de corte de secções soldadas constituídas por aço de classe superior a S460, parece não conduzir a bons resultados, pelo que se propõe a utilização da Eq. 3. Estas conclusões apontam no mesmo sentido de um estudo análogo realizado por Jaspart [6,1990], relativamente à área de corte de secções laminadas.

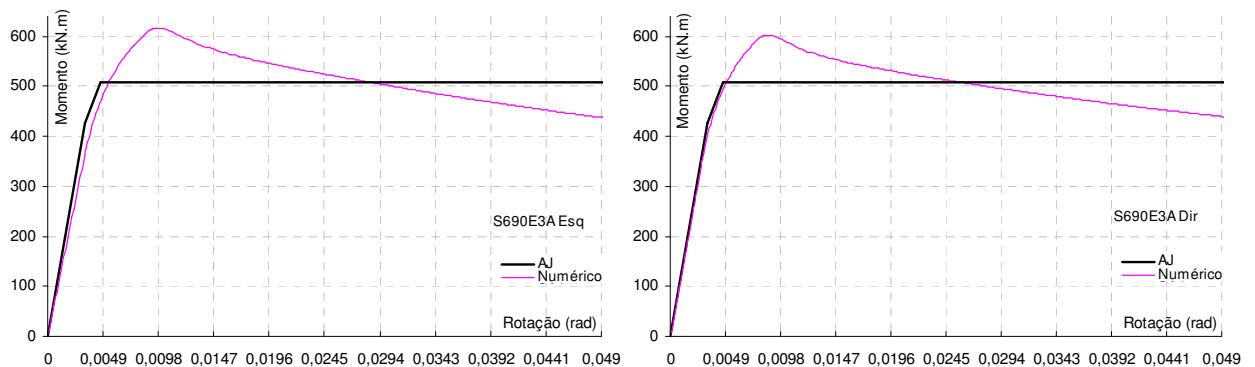
### 7.2.2 Nó interno simétrico

Na Figura 4 apresentam-se os registos momento vs rotação relativos ao modelo numérico e ao modelo Analítico-Jaspart, para os três modelos em nó interno simétrico.



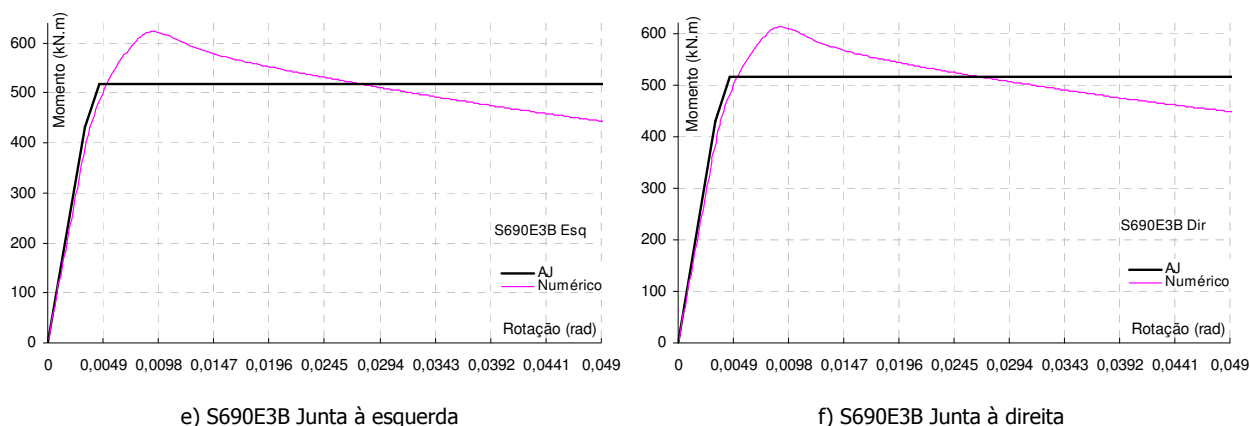
a) S355E3 Junta à esquerda

b) S355E3 Junta à direita



c) S690E3A Junta à esquerda

d) S690E3A Junta à direita



**Figura 4 .** Modelos em nó interno simétrico: comparação entre modelos numérico/experimental e Analítico-Jaspart

Dos gráficos anteriores verifica-se um ajuste razoável nos dois primeiros troços da curva do modelo AJ, quer para os modelos de aço da classe S355, quer para os modelos de aço da classe S690. A diferença entre eles verifica-se ao nível da carga máxima. No Quadro 3 apresenta-se a diferença percentual verificada, em cada junta, entre a carga máxima do modelo numérico do modelo AJ ( $\Delta$ ), e bem assim o modo de ruína de cada modelo.

**Quadro 3 .** Diferença entre a carga máxima no modelo numérico/experimental e no modelo AJ ( $\Delta$ ), e modo de ruína (nó interno simétrico)

S355				S690			
Modelo		$\Delta$ (%)	Modo de ruína	Modelo		Modo de ruína	
E3	Esq	9.3	Instabilidade	E3	Esq	17.3	Instabilidade
	Dir	5.7	Instabilidade		Dir	15.5	Instabilidade

Neste caso, o esforço de corte presente no painel é desprezável, pelo que a diferença entre resultados analíticos e numéricos não se deve à alegada incorrecção na fórmula de avaliação da área de corte, analisada no ponto anterior. Tendo em conta que o modo de ruína é condicionado por instabilidade, admite-se que a diferença se deve à qualidade da formulação relativa à instabilidade para o caso de aço da classe S690. A referida formulação baseia-se na Eq. 4 [7,1996], que descreve o momento crítico de instabilidade de uma placa simplesmente apoiada carregada no seu plano.

$$M_{bcr} = (h_c - 2t_{fc})t_{wc}d_{bc}k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t_{wc}}{h_c - 2t_{fc}} \right)^2 \tag{4}$$

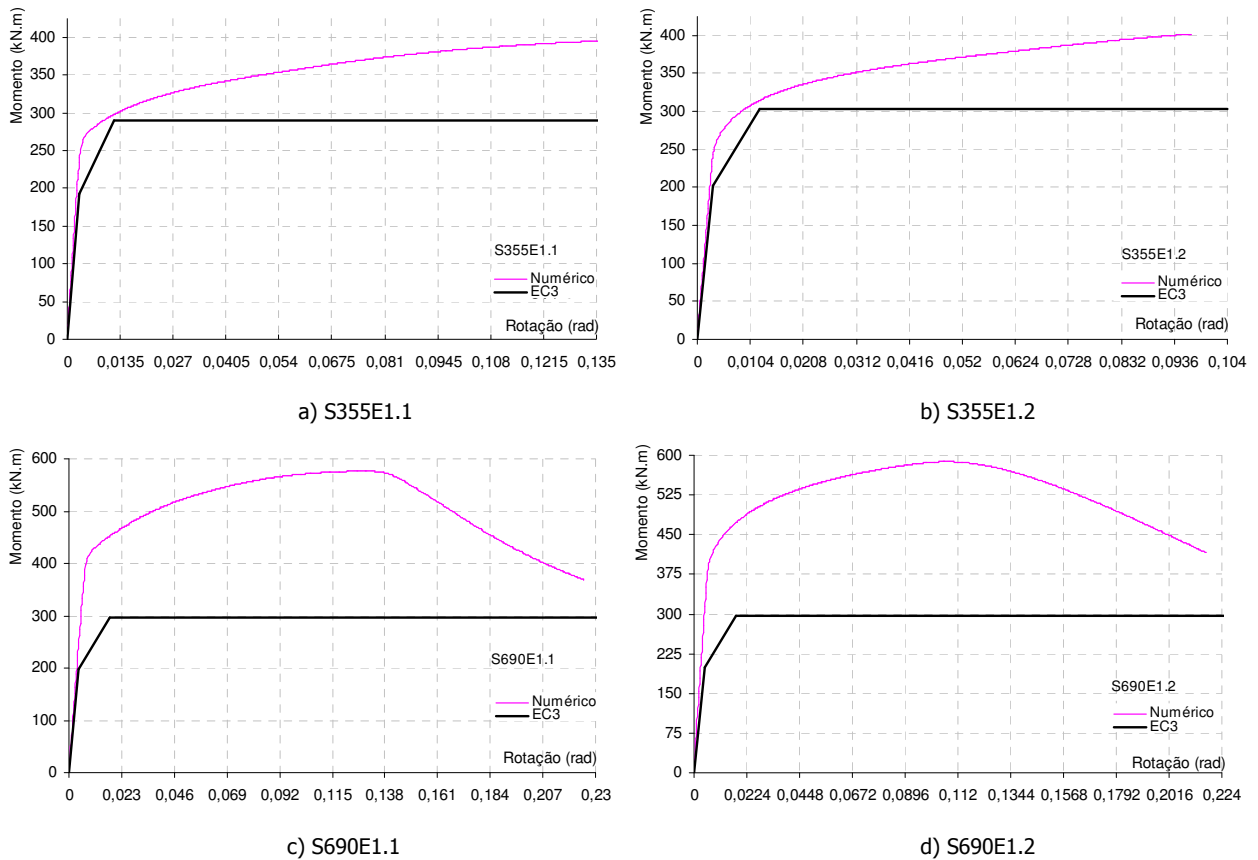
Onde:  $h_c$ ,  $t_{fc}$ ,  $t_{wc}$  e  $d_{bc}$  representam a altura, espessura do banzo, espessura da alma e altura livre da alma da secção transversal do pilar, respectivamente. E e  $\nu$  representam o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do material, e k representa um coeficiente associado às condições de apoio. A compreensão dos motivos pelos quais a Eq. 4 não conduz a bons resultados para aço de alta resistência (S690), requer um estudo mais aprofundado desta problemática.

### 7.3 Comparação entre o modelo do EC3 e o modelo numérico

Neste ponto estabelece-se uma comparação, entre os resultados do modelo numérico e os resultados do modelo analítico trilinear do EC3, que permite avaliar se este último é adequado para juntas em aço da classe S690. A referida comparação é estabelecida também para S355, que se encontra no âmbito de validade do modelo do EC3, conduzindo a uma avaliação mais informada sobre a questão em causa.

#### 7.3.1 Nó externo

Na figura 5 apresentam-se os registos momento vs rotação relativos ao modelo numérico/experimental e ao modelo trilinear do EC3, para as quatro juntas em nó externo.



**Figura 5 .** Modelos em nó externo: comparação entre os modelos numérico/experimental e EC3

Neste caso, a comparação entre os resultados dos dois modelos tem que ser estabelecida em termos de momento de cedência, pois esse é o limite de resistência do modelo do EC3. Verifica-se que a diferença entre o momento de cedência do modelo numérico e do modelo do EC3 é consideravelmente maior no caso do aço da classe S690, o que poderá apontar novamente no sentido de uma excessiva penalização para aços de alta resistência. Como a componente dimensionante (que determina o momento de cedência no modelo do EC3) para esta junta é a compressão (instabilidade), depreende-se novamente que é nessa formulação que se encontra a referida penalização excessiva. No entanto, antes de analisar este aspecto, deve ter-se em conta o que foi referido atrás sobre a formulação do EC3 para a área de



cutre de secções laminadas, que com certeza também afecta os resultados neste caso. Para avaliar qual o peso deste aspecto na diferença considerável entre o momento de cedência do modelo do EC3 e do modelo numérico, comparam-se os valores relativos às várias fases de cálculo do modelo do EC3 para a secção laminada com áreas de corte obtidas para dois valores do parâmetro  $\eta$  (Quadro 4). Os valores escolhidos para a comparação são 1.22 e 1.35, por se ter concluído na análise relativa a este parâmetro, que o valor correcto para esta junta estaria no intervalo compreendido entre os referidos valores. O valor de 1.22 corresponde ao valor considerado na avaliação da área de corte para o modelo do EC3, nas curvas representadas da Figura 5.

**Quadro 4** • Parâmetros de cálculo do modelo do EC3 para dois valores do parâmetro  $\eta$  (S690E1.2)

	$\eta = 1.22$	$\eta = 1.35$
$h_c$	241.9	241.9
$b_c$	240	240
$t_{wc}$	9.71	9.71
$t_{fc}$	17.61	17.61
$t_{fb}$	15.14	15.14
$a$	16	16
$R$	$a'=7$	$a'=7$
$A_{vc}$	<b>2408.24</b>	<b>3010.29</b>
$d_{wc}$	186.88	186.88
$f_{y,wc}$	741	741
$E_{wc}$	210	210
$b_{eff,wc}$	197.94	197.94
$\lambda_p$	1.10	1.10
$\rho$	0.73	0.73
$\omega$	<b>0.74</b>	<b>0.81</b>

O quadro anterior demonstra que a alteração do parâmetro  $\eta$  conduz a alterações na área de corte e no parâmetro  $\omega$ , que se repercutem na resistência da componente compressão, como se pode ver no Quadro 5. Os outros parâmetros de cálculo mantêm-se inalterados, uma vez que não dependem da área de corte.

**Quadro 5** • Resistência das componentes da alma do pilar para dois valores do parâmetro  $\eta$  (S690E1.2): resistência e ganho percentual

	$\eta = 1.22$	$\eta = 1.35$	%
$V_{wp,Rd}$	926.88	1158.6	32.0
$F_{c,wc,Rd}$	<b>768.33</b>	<b>839.9</b>	8.5
$F_{t,wc,Rd}$	1052.94	1151.0	25.2

Como se pode avaliar do quadro anterior, o ganho percentual conseguido nas três componentes por variar o parâmetro  $\eta$  de 1.22 para 1.35 é considerável para as componentes corte e tracção, o que corrobora a análise realizada atrás relativamente a este parâmetro. Relativamente à componente compressão o ganho é mais modesto, de onde se conclui que, apesar de o alegado erro da formulação da área de corte ter algum peso no resultado, este não é o único responsável pela diferença referida.

Uma vez avaliada a influência da área de corte na diferença entre o momento de cedência do modelo do EC3 e do modelo numérico, pode agora retomar-se a análise relativa à formulação da componente que condiciona o momento de cedência, e que neste caso é a compressão, no âmbito da instabilidade.

Se as secções dos perfis de aço da classe S355 e S690 fossem exactamente iguais seria possível retirar conclusões absolutas quanto à influência da classe de aço, por comparação entre os resultados de ambos os modelos. No entanto, há que ter em conta, conforme referido atrás, que as secções reconstituídas têm uma geometria um pouco diferente das suas homólogas laminadas. Para obviar a este facto, e poder estabelecer uma comparação entre os resultados dos modelos de aço da classe S355 e S690 de modo a avaliar exclusivamente a influência da classe do aço, é necessário excluir todas as outras variáveis geométricas que influenciam o problema, e adimensionalizar o cálculo em relação à geometria. Nesse sentido, procedeu-se ao cálculo da junta S355E1.2 (laminada) com as propriedades materiais do seu modelo homólogo reconstituído (S690E1.2), a que se chamou S690E1.2 laminada. No Quadro 6 apresenta-se um resumo de todas as características materiais e geométricas envolvidas na determinação da força de cedência pelo modelo do EC3, e os parâmetros auxiliares ao cálculo.

**Quadro 6** • Análise comparativa S690 vs S355 com adimensionalização da geometria: parâmetros de cálculo

	<b>S355E1.2 (laminada)</b>	<b>S690E1.2 (reconstituída)</b>	<b>S690E1.2 (laminada)</b>
$h_c$	246	241.9	246
$b_c$	241.4	240	241.4
$t_{wc}$	10.62	9.71	10.62
$t_{fc}$	16.75	17.61	16.75
$t_{fb}$	13.09	15.14	13.09
$a$	16	16	16
$R$	21	$a'=7$	21
$A_{vc}$	3516.69	2408.24	3516.69
$d_{wc}$	170.5	186.88	170.5
$f_{y,wc}$	431	741	741
$E_{wc}$	207.15	210	210
$b_{eff,wc}$	247.09	197.94	247.09
$\lambda_p$	0.82	1.10	1.07
$\rho$	0.89	0.73	0.74
$\omega$	0.76	0.74	0.76

O Quadro 7 apresenta ainda as resistências para as três componentes da alma do pilar, e o ganho percentual que se obtém pelo facto de se utilizar aço da classe S690 em vez de aço da classe S355, no caso de se considerar a secção de aço da classe S690 como reconstituída ou como laminada.

**Quadro 7** • Resistência das componentes da alma do pilar - Análise comparativa S690 vs S355 com adimensionalização da geometria: resistência e ganho percentual

	<b>S355E1.2</b> <b>(laminada)</b>	<b>S690E1.2</b> <b>(reconstituída)</b>	%	<b>S690E1.2</b> <b>(laminada)</b>	%
$V_{wp,Rd}$	787.58	926.88	15.0	1353.50	41.8
$F_{c,wc,Rd}$	768.65	768.33	-0.004	1100.22	30.1
$F_{t,wc,Rd}$	861.42	1052.94	18.19	1480.40	41.8

A relação entre a tensão de cedência nominal dos aços S355 e S690 é de 48.6%, pelo que seria de esperar um ganho nessa ordem de grandeza em termos de resistência. No entanto, o Quadro 3 indica que, se se considerar a secção de S690 reconstituída, o ganho máximo se verifica na componente tracção, e é de cerca de 18%, enquanto que na componente compressão, que é a dimensionante, em vez de ganho, verifica-se perda de resistência de 0.04%. Esta situação justifica parte da diferença considerável entre o momento de cedência do modelo numérico e do modelo do EC3, e prende-se com a referida diferença entre a geometria da secção laminada e da secção reconstituída. O Quadro 6 mostra que apesar de haver uma grande diferença entre as tensões de cedência dos dois aços, também se verifica uma diferença assinalável na área de corte e comprimento efectivo, contra a secção laminada.

Se o cálculo do modelo de aço da classe S690 for realizado com as características geométricas da secção laminada, o Quadro 7 indica um ganho de 41.8% nas componentes tracção e corte, e um ganho de 30.1% na componente compressão. Este facto demonstra a influência da geometria na resistência das componentes. No entanto, mesmo após a adimensionalização, a componente compressão não apresenta o mesmo ganho de resistência (em relação ao modelo de S355), que se verifica nas outras componentes (na mesma ordem de grandeza da relação entre a tensão de cedência nominal dos aços S355 e S690). Este facto aponta novamente no sentido de que a formulação relativa à instabilidade da zona comprimida do painel é demasiado penalizante no caso de aço da classe S690.

O Quadro 5 permite ainda avaliar o motivo para que a componente compressão não atinja também a mesma percentagem de ganho verificada nas outras componentes e que tem a ver com o facto de que o modelo de aço da classe S690 é mais sensível à instabilidade ( $\bar{\lambda}_p = 1.07$  e  $\rho=0.74$  contra  $\bar{\lambda}_p = 0.82$  e  $\rho=0.89$  no caso de S355).

Na expressão da esbelteza normalizada (Eq. 5), verifica-se que após a adimensionalização, o único parâmetro distinto entre os modelos de S355 e S690 é o  $f_{y,wc}$  (o módulo de elasticidade também é um pouco diferente, mas conduz a diferenças desprezáveis).

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} \quad (5)$$

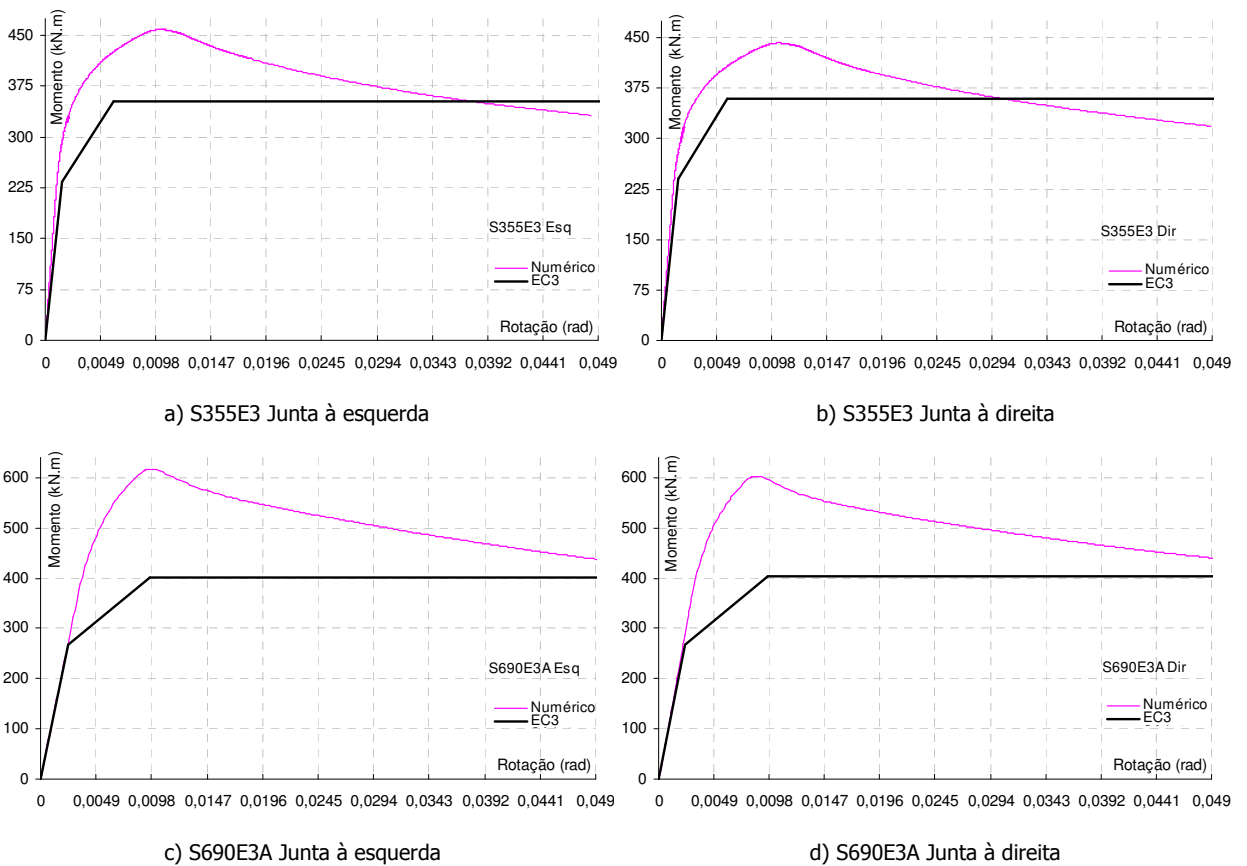
A expressão indica que a esbelteza normalizada é directamente proporcional à tensão de cedência do aço, pelo que, quanto mais resistente, mais sensível à instabilidade. No entanto, o comportamento dos modelos estudados parece apontar no sentido de que a relação não deveria ser tão penalizante, pelo que se propõe uma correcção (Eq. 6).

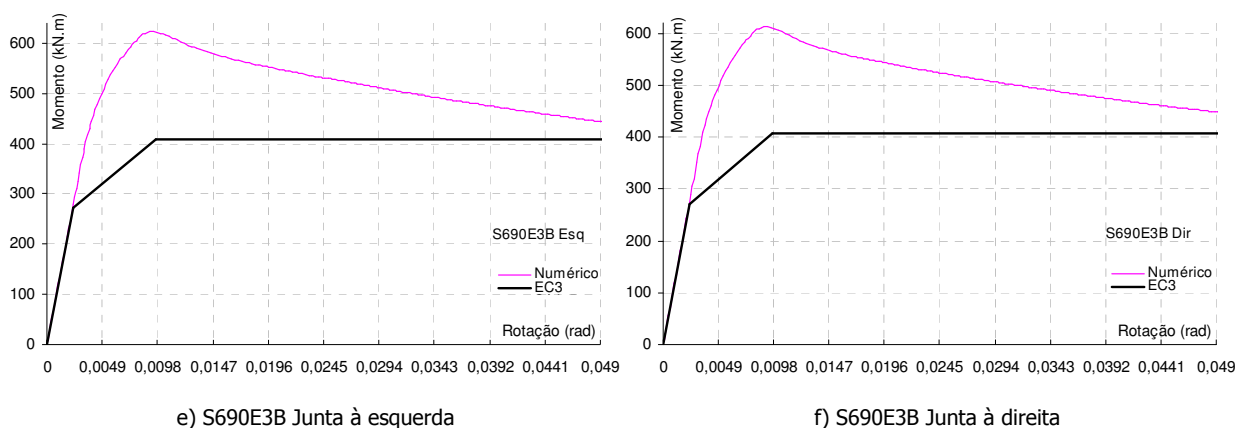
$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff},c,wc} d_{wc} [(f_{y,wc}) \times \xi]}{Et_{wc}^2}} \quad (6)$$

O factor multiplicativo  $\xi$  deverá ser menor do que um para corrigir o efeito referido atrás. A determinação deste parâmetro requer um estudo aprofundado do problema de estabilidade do painel que se encontra fora do âmbito deste trabalho.

### 7.3.2 Nó interno simétrico

Na Figura 6 apresentam-se os registos momento vs rotação relativos ao modelo numérico e ao modelo trilinear do EC3, para os três modelos em nó externo simétrico.





**Figura 6** • Modelos em nó interno simétrico: comparação entre os modelos numérico/experimental e EC3

No Quadro 8 apresenta-se a diferença percentual verificada, em cada junta, entre o momento de cedência do modelo numérico e do modelo do EC3, e bem assim o modo de ruína de cada modelo.

**Quadro 8** • Diferença entre o momento de cedência no modelo numérico/experimental e no modelo do EC3, e modo de ruína (nó interno simétrico)

S355				S690			
Modelo		$\Delta$ (%)	Modo de ruína	Modelo	$\Delta$ (%)	Modo de ruína	
E3	Esq	6.1	Instabilidade	E3	Esq	21.6	Instabilidade
	Dir	0	Instabilidade		Dir	18.9	Instabilidade

Neste caso a componente corte não intervém, pelo que as diferenças verificadas se devem inteiramente à instabilidade.

À semelhança do que sucedeu para nó externo, constata-se que a diferença entre o momento de cedência do modelo numérico e do EC3 é maior no caso do aço S690. No sentido de avaliar a diferença efectiva, estabelece-se a adimensionalização geométrica.

No Quadro 9 apresenta-se o resumo de todas as características materiais e geométricas envolvidas na determinação da força de cedência pelo modelo do EC3, e os parâmetros auxiliares ao cálculo, para as três análises em causa. O Quadro 10 apresenta as resistências para as três componentes da alma do pilar, e o ganho percentual que se obtém pelo facto de se utilizar aço da classe S690 em vez de aço da classe S690, no caso de se considerar a secção de S355 como reconstituída ou como laminada.

**Quadro 9** • Análise comparativa S690 vs S355 com adimensionalização da geometria: parâmetros de cálculo

	<b>S355E3</b> (laminada)	<b>S690E3A</b> (reconstituída)	<b>S690E3A</b> (laminada)
$h_c$	246.4	242.6	246.4
$b_c$	241.6	241.7	241.6
$t_{wc}$	9.92	9.74	9.92
$t_{fc}$	16.4	17.54	16.4
$t_{fb}$	12.81	15.28	12.81
$a$	16	16	16
$R$	21	$a'=7$	21
$A_{vc}$	3348.96	2425.5	3348.96
$d_{wc}$	171.6	187.72	171.6
$f_{y,wc}$	431	741	741
$E_{wc}$	207.15	210	210
$b_{eff,wc}$	245.06	197.73	245.06
$\lambda_p$	0.89	1.10	1.14
$\rho$	0.85	0.73	0.71
$\omega$	1	1	1

**Quadro 10** • Resistência das componentes da alma do pilar - Análise comparativa S690 vs S355 com adimensionalização da geometria: resistência e ganho percentual

	<b>S355E3</b> (laminada)	<b>S690E3A</b> (reconstituída)	%	<b>S690E3A</b> (laminada)	%
$V_{wp,Rd}$	-	-	-	-	-
$F_{c,wc,Rd}$	894.81	1042.00	14.13	1272.15	29.7
$F_{t,wc,Rd}$	1047.78	1426.52	26.55	1800.67	41.8

O Quadro 10 indica que, neste caso, se se considerar a secção de S690 reconstituída, o ganho máximo se verifica na componente tracção, e é de cerca de 26.6%, enquanto que na componente compressão, que é a dimensionante, verifica-se um ganho de 14.1%. Esta situação justifica a diferença considerável entre o momento de cedência do modelo numérico e do modelo do EC3. A explicação para este facto, à semelhança do que acontecia para o nó externo, reside na diferença, entre a geometria da secção laminada e reconstituída, ilustrada no Quadro 9.

No caso em que o cálculo do modelo de aço da classe S690 é realizado com as características geométricas da secção laminada, o Quadro 6 indica um ganho de 41.8% na componente tracção, e um ganho de 29.7% na componente compressão. Valores muito próximos dos ganhos obtidos no modelo em nó externo, para as mesmas componentes.

Com base na informação anterior pode admitir-se que no caso de S690, a formulação de instabilidade parece conduzir a uma subavaliação da resistência (comparativamente com as outras componentes), na ordem dos 10%. Assim, propõe-se uma correcção (Eq. 7):

$$[F_{c,wc,Rd}]_{S690}^{Instabilidade} = 1.1F_{c,wc,Rd} \quad (7)$$

A forma indicada para a correcção proposta é apenas ilustrativa, uma vez que o parâmetro de correcção deve afectar a equação da esbelteza normalizada, de modo a ser activo apenas no caso de a resistência à compressão ser condicionada por instabilidade (Eq. 6). A determinação do parâmetro referido deverá ter por bases estudos mais detalhados da problemática em causa, nomeadamente através de modelos numéricos calibrados com resultados experimentais de modelos específicos para o problema de instabilidade, e a análise da formulação teórica de estabilidade de placas para este caso específico.

## 7.4 Conclusões

No presente capítulo foi analisada a problemática relativa ao aço de alta resistência da classe S690. A avaliação foi realizada por comparação entre os resultados dos modelos numéricos calibrados e os resultados dos modelos analíticos Analítico-Jaspart e trilinear do EC3.

Foram consideradas apenas as tipologias de junta preconizadas no EC3, de modo a eliminar a influência dos efeitos da nova tipologia correspondente a nó interno com vigas de alturas desiguais.

O estudo foi realizado em paralelo para aço da classe S355, que corresponde ao âmbito de aplicabilidade dos modelos analíticos considerados, e para aço da classe S690. Desta forma foi possível avaliar de forma mais informada as diferenças entre os modelos numéricos e analíticos de aço de alta resistência.

Os resultados foram analisados de forma qualitativa, de modo a avaliar tendências globais, e de forma quantitativa, com base na análise das componentes que condicionam a cedência e a carga máxima em cada modelo. Desta última análise foi estabelecida a validade das formulações do modelo Analítico-Jaspart e do modelo do EC3 para reproduzir o comportamento de juntas constituídas por aço da classe S690.

Conclui-se que ambos os modelos reproduzem com bastante rigor a resposta de juntas constituídas por aço da classe S355, até à carga máxima. Relativamente aos modelos constituídos por aço da classe S690, verificou-se que o ajuste é também bom, na zona elástica e pós cedência, mas que conduzem a subavaliação da carga máxima.

A análise do ajuste entre os modelos numéricos e os modelos analíticos, das juntas de aço da classe S690, relativamente à carga máxima, foi realizada à custa da avaliação da formulação das componentes que condicionam a resistência em cada uma das juntas utilizadas no estudo. Conclui-se que:

A expressão da área de corte de secções reconstituídas por soldadura, para aços de alta resistência, preconizada no EC3, parece não conduzir a resultados rigorosos. A esse propósito propõe-se uma nova equação para este tipo de secções, que tem em conta a espessura da garganta de soldadura, uma vez

que se concluiu que este é um parâmetro significativo. A qualidade da nova expressão é avaliada por comparação com os resultados do modelo numérico/experimental.

A expressão para avaliar a carga crítica do painel, no método AJ, e a formulação do EC3 para cálculo da resistência à compressão (no caso de instabilidade), parecem conduzir a uma excessiva penalização, no caso de aços de alta resistência. A esse propósito propõe-se uma alteração da expressão relativa à esbelteza normalizada. A alteração proposta, neste caso, é apenas indicativa, na medida em que a alteração a realizar à expressão requer um estudo aprofundado da problemática de instabilidade de placas constituídas por materiais com elevada tensão de cedência, que se encontra fora do âmbito deste trabalho.





## Bibliografia

1. ATAMAZ SIBAI, W. : Simulation numérique du comportement de deux assemblages de rives soudé non raidis. Rapport Interne IREM 87/5 : École Polytechnique Fédérale de Lausanne Département de Génie Civil IREM, Juin, 1987.
2. ATAMAZ SIBAI, W. et JASPART, J.-P.: Étude du comportement jusqu'à la ruine des nœuds complètement soudés. Rapport Interne IREM 89/7 : École Polytechnique Fédérale de Lausanne Département de Génie Civil IREM et rapport Interne MSM N 194 : Université de Liège Institut de Génie Civil MSN, Octobre, 1989.
3. COELHO, A. M. G.: Characterization of the ductility of bolted beam-to-column steel connections. PhD Thesis, University of Coimbra, July 2004. Tese de doutoramento (em inglês).
4. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). EN 1993-1-8: 2005 Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.8: Design of joints, Brussels, 2005.
5. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). EN 1993-1-12: 2004 Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S700, Brussels, 2004.
6. JASPART, J.-P.: Shear and load-introduction deformability and strength of column web panels in strong axis beam-to-column joints. EC3 formulae : discussion and proposals for improvement. Internal report n.º 202, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 1990.
7. JASPART, J.-P.: Etude de la semi-rigidité des nœuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier. PhD Thèse, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 1991. Tese de doutoramento (em francês).
8. JASPART, J. P.: Recent advances in the field of steel joints – Column bases and further configurations for beam-to-column joints and beam splices. Thèse présentée en vue de l'obtention de grade d'Agrégé de l'Enseignement Supérieur. Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 1996-1997. Tese de agregação (em inglês).

## **Índice**

### **Capítulo 8 Conclusões e desenvolvimentos futuros**

8.1	Conclusões .....	307
8.2	Desenvolvimentos futuros.....	308
8.3	Contribuições originais da presente tese.....	309

## Capítulo 8 Conclusões e desenvolvimentos futuros

---

### 8.1 Conclusões

O trabalho desenvolvido na presente tese consistiu na caracterização do comportamento de um tipo de junta que não se encontra preconizada no EC3 (nó interno com vigas de alturas distintas), sendo a referida caracterização realizada para aço da classe S355 e aço de alta resistência da classe S690.

A abordagem seleccionada para a investigação dos dois assuntos em causa dividiu-se em três partes. Na primeira foram estabelecidos modelos numéricos de elementos finitos calibrados com resultados experimentais, que funcionaram como uma ferramenta que permitiu reunir informação determinante sobre o comportamento das novas tipologias em estudo, e testar todas as novas metodologias e formulações propostas na presente tese. Na segunda fase, foram estabelecidos modelos mecânicos e analíticos para a nova tipologia de junta, que foram utilizados na terceira fase para avaliar os desajustes das formulações actuais para fazer face às novas situações, e propor formulações de melhoramento.

Relativamente aos ensaios experimentais, as principais conclusões permitiram realçar dois parâmetros que se mostraram determinantes no comportamento de cada modelo, e nas diferenças entre os vários modelos. Esses parâmetros são a magnitude do esforço de corte no painel, e o efeito da instabilidade da zona comprimida do painel da alma do pilar. Relativamente ao primeiro parâmetro, observa-se que este tem um papel muito determinante no comportamento das juntas, na medida em que reduz a capacidade resistente das componentes tracção e compressão, conduzindo a influências directas na cedência, carga máxima e início da instabilidade. Relativamente à instabilidade, os seus efeitos conduzem a alterações do comportamento global dos modelos em termos de carga máxima, e ductilidade, e a alterações do campo de extensões no painel da alma do pilar.

A calibração dos modelos numéricos de elementos finitos, com os resultados dos ensaios experimentais, baseou-se num estudo paramétrico pormenorizado dos factores com peso mais significativo no comportamento estrutural das juntas, e conduziu a resultados satisfatórios, quer em termos de comportamento global, quer em termos de comportamento local relativo ao estado de tensão do painel da alma do pilar, nomeadamente em regime não linear material e geométrico.

Os referidos modelos foram usados posteriormente para aprofundar o estudo sobre o novo tipo de nó. Com base nesse conhecimento, e no modelo de comportamento proposto para nós internos com vigas de alturas diferentes, foram desenvolvidos modelos mecânicos de molas e modelos analíticos para caracterizar o comportamento do novo tipo de nó. A qualidade dos modelos propostos foi avaliada através da comparação dos seus resultados com os resultados experimentais. Os resultados apontam no

sentido do bom comportamento dos referidos modelos, para reproduzir o comportamento não linear das juntas em nó interno com vigas de alturas desiguais.

Com base na formulação regulamentar do parâmetro  $\beta$  para juntas em nó interno simétrico e nó externo, e no modelo de comportamento proposto para nós internos com vigas de alturas diferentes, foi proposta uma nova formulação para parâmetros  $\beta$  para novo tipo de nó. A qualidade da formulação proposta foi avaliada por comparação com os resultados dos modelos numéricos calibrados e dos modelos analíticos. Conclui-se que, de uma maneira geral, a formulação conduz a resultados aceitáveis, mas necessita de uma análise mais aprofundada para colmatar alguns pontos em aberto.

Os modelos numéricos calibrados e os modelos mecânicos e analíticos permitiram também realizar uma análise crítica sobre a aplicabilidade das formulações actuais para caracterização do comportamento de juntas soldadas (EC3 e modelo Analítico-Jaspart) para o caso dos aços de alta resistência da classe S690, e estabelecer conclusões preliminares sobre essa temática. Sobre este assunto concluiu-se que as formulações do EC3 e do modelo Analítico-Jaspart são adequadas para aço de alta resistência, em todos os aspectos relativos ao cálculo de resistência, excepto no caso da formulação para a instabilidade da zona comprimida do painel, que parece ser demasiadamente penalizante, e no caso da área de corte de secções soldadas constituídas por aço de alta resistência. No último caso foi proposta formulação alternativa, e relativamente à instabilidade foram apontados os aspectos que necessitam de melhoramento.

## 8.2 Desenvolvimentos futuros

Relativamente à problemática do aço de alta resistência, os desenvolvimentos futuros deveriam passar pela avaliação da aplicabilidade da formulação da parte 1.8 do EC3 relativa à instabilidade da zona comprimida do painel, e eventual estabelecimento de curvas de estabilidade (EC3) específicas para aço de alta resistência.

Relativamente ao comportamento de juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes, os desenvolvimentos futuros deveriam passar pela definição de um procedimento para concatenar as curvas de comportamento da junta da viga mais alta, relativas ao painel superior e inferior, numa única curva, que represente o comportamento desse lado da junta. Esta situação coloca-se não só em relação à obtenção das curvas de comportamento global, mas também relativamente à obtenção de um parâmetro  $\beta$  único para a junta do lado da viga mais alta.

Ainda relativamente ao comportamento de juntas em nó interno com vigas de alturas diferentes, deverá ser analisado em detalhe o problema de análise de estabilidade do painel, pois as formulações em vigor para cálculo de estabilidade da zona comprimida do painel da alma do pilar, contemplam condições de fronteira e de geometria de carregamento que são substancialmente diferentes das que se verificam naquelas juntas.

Ambas as questões abordadas na presente tese, relativamente à tipologia da junta e do tipo de aço, devem ser alvo de estudos mais numerosos, por forma a poder ser estabelecida uma plataforma de informação suficientemente ampla para que haja maior fiabilidade estatística das soluções apresentadas.

### **8.3 Contribuições originais da presente tese**

As contribuições originais da presente tese são enumeradas em seguida:

- Resultados experimentais detalhados relativamente a um conjunto de 13 modelos à escala real, de juntas em nó externo, interno simétrico e interno com vigas de alturas diferentes.
- Estabelecimentos de modelos numéricos de elementos finitos para cada um dos modelos referidos, calibrados com os resultados experimentais, e válidos até à rotura, inclusivamente em regime não linear material e geométrico.
- Estabelecimento de um modelo de comportamento para nós internos com vigas de alturas desiguais, consubstancializado num modelo de molas, em linha com os modelos de molas preconizados no EC3.
- Proposta de um modelo analítico extendido, no contexto do método das componentes, apto para descrever o comportamento de nós internos com vigas de alturas diferentes, para aço macio e aço de alta resistência.
- Estabelecimento de formulação preliminar para os parâmetros  $\beta$ , para o caso de nós internos com vigas de alturas diferentes.
- Avaliação das limitações da actual formulação do EC3 para caracterização do comportamento de juntas soldadas, no caso de aço de alta resistência.
- Proposta de formulação para a área de corte de secções soldadas constituídas por aço de alta resistência.

## **Anexos**

# Índice

## Anexos

A	Formulações regulamentares do EC3 para juntas soldadas	
	A1. Formulação.....	1A
	A2. Aplicação.....	5A
B	Pormenores da instalação experimental	
	B1. Esquema de instalação de cada ensaio.....	1B
	B2. Instrumentação.....	2B
	B2.1 Transdutores de deslocamentos.....	2B
	B2.2 Extensómetros eléctricos.....	4B
	B3. Geometria real dos modelos.....	9B
C	Caracterização das propriedades dos aços	
	C1. Ensaios para caracterização do comportamento mecânico dos aços.....	1C
	C2. Propriedades químicas dos aços.....	5C
	C3. Parâmetros tecnológicos do processo de soldadura.....	6C
D	Resultados experimentais	
	D1. Ensaio S355E1.1.....	1D
	D2. Ensaio S355E2.....	2D
	D3. Ensaio S355E3.....	3D
	D4. Ensaio S355E4.....	5D
	D5. Ensaio S690E1.1.....	6D
	D6. Ensaio S690E1.2.....	7D
	D7. Ensaio S690E2A.....	8D
	D8. Ensaio S690E2B.....	9D
	D9. Ensaio S690E3A.....	10D
	D10. Ensaio S690E3B.....	11D
	D11. Ensaio S690E4A.....	13D
	D12. Ensaio S690E4B.....	15D
E	Fotogrametria	
	E1. Metodologia.....	1E
	E2. Ensaios.....	2E
	E3. Conclusões.....	5E
F	Avaliação da qualidade do modelo numérico: vigas	
	F1. Modelos em aço da classe S690.....	1F
	F1.1 Modelo S690E1.1.....	1F
	F1.2 Modelo S690E1.2.....	1F
	F1.3 Modelo S690E2A.....	1F



F1.4 Modelo S690E2B.....	2F
F1.5 Modelo S690E3A.....	2F
F1.6 Modelo S690E3B.....	3F
F1.7 Modelo S690E4A.....	3F
F1.8 Modelo S690E4B.....	4F
F2. Modelos em aço da classe S355.....	5F
F2.1 Modelo S355E1.1.....	5F
F2.2 Modelo S355E1.2.....	5F
F2.3 Modelo S355E2.....	5F
F2.4 Modelo S355E3.....	6F
F2.5 Modelo S355E4.....	6F



## Anexo A - Formulações regulamentares do EC 3 para juntas soldadas

---

### A1. Formulação

Em termos de resistência o EC3 considera, que a resistência da junta é condicionada pela componente menos resistente (Eq. 1).

$$F_{Rd,min} = \min\{V_{wp,Rd}, F_{cwc,Rd}, F_{cwt,Rd}, F_{cfb,Rd}, F_{bfc,Rd}\} \quad (1)$$

- Alma do pilar não reforçada ao corte:

$$V_{wp,Rd} = 0.9 \frac{f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (2)$$

Onde:

$A_{vc}$  - Área de corte da secção transversal do pilar

Secções laminadas: 
$$A_{vc} = A_c - 2b_c t_{fc} + (t_{wc} + 2R) t_{fc} \quad (3)$$

Secções soldadas: 
$$A_{vc} = \eta h_{wc} t_{wc} \quad (4)$$

$\eta = 1.2$  Para secções constituídas por aços de classes até S460, senão:  $\eta = 1.0$

$f_{y,wc}$  - Tensão de cedência do material de que é constituída a alma do pilar

$\gamma_{M0}$  - Coeficiente de segurança

$A_c$  - Área da secção transversal do pilar

$b_c$  - Largura do banzo do pilar

$t_{fc}$  - Espessura do banzo do pilar

$t_{wc}$  - Espessura da alma do pilar

R - Raio da concordância circular entre a alma e o banzo do pilar

$h_{wc}$  - Altura da alma do pilar

- Alma do pilar não reforçada à compressão:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc} k_{wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{mas:} \quad F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega p b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc} K_{wc}}{\gamma_{M0}} \quad (5) \quad (6)$$

$b_{eff,c,wc}$  - Comprimento efectivo relativo à componente alma do pilar à compressão

$$b_{\text{eff},c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (7)$$

$s = r_c$  - Em secções laminadas

$s = \sqrt{2}a_c$  - Em secções soldadas

$a_b$  - Espessura do cordão de soldadura da junta viga pilar (banzo)

$a_c$  - Espessura do cordão de soldadura da junta alma-banzo na secção soldada do pilar

$\omega$  - Factor de redução que tem em conta a interacção com o esforço transversal presente no painel

Com:

$$\omega = 1 \quad \text{se} \quad 0 \leq \beta \leq 0.5 \quad (8)$$

$$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 + \omega_1) \quad \text{se} \quad 0.5 < \beta \leq 1 \quad (9)$$

$$\omega = \omega_1 - (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1) \quad \text{se} \quad 1 < \beta < 2 \quad (10)$$

$\beta$  - Factor de transformação que depende da tipologia da junta

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left( \frac{b_{\text{eff},c,wc} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad \omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2 \left( \frac{b_{\text{eff},c,wc} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad (11)$$

$\rho$  - Factor de redução que tem em conta a possibilidade de instabilidade da zona comprimida do painel

$$\bar{\lambda}_p \leq 0.72 \Rightarrow \rho = 1 \quad (12)$$

$$\bar{\lambda}_p > 0.72 \Rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.22}{\bar{\lambda}_p^2} \quad (13)$$

$\bar{\lambda}_p$  - Esbelteza normalizada do painel

Onde:

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff},c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{Et_{wc}^2}} \quad (14)$$

$d_{wc}$  - Altura livre da alma do pilar

$$\text{Secção laminada:} \quad d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c) \quad (15)$$

$$\text{Secção soldada:} \quad d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + \sqrt{2}a_c) \quad (16)$$

$k_{cwc}$  - Factor de redução que tem em conta as tensões normais verticais no painel

$$k_{cwc} = 1.7 - \frac{\sigma_{\text{com,Ed}}}{f_{y,cw}} < 1 \quad \text{se} \quad \sigma_{\text{com,Ed}} > 0.7f_{y,wc} \quad (17)$$

$$k_{cwc} = 1 \quad \text{se} \quad \sigma_{\text{com,Ed}} < 0.7f_{y,wc} \quad (18)$$

Onde:

$\sigma_{\text{com,Ed}}$  : Tensão de compressão máxima no painel (linha "k") devida ao esforço axial e flexão no pilar.

• Alma do pilar não reforçada à tracção:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{y,wc} k_{wc}}{\gamma_{M0}} \quad (19)$$

$b_{\text{eff},t,wc}$  - Comprimento efectivo relativo à componente alma do pilar à tracção

$$b_{\text{eff},t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (20)$$

$s = r_c$  - Em secções laminadas

$s = \sqrt{2}a_c$  - Em secções soldadas

$a_b$  - Espessura do cordão de soldadura da junta viga pilar (banzo)

$a_c$  - Espessura do cordão de soldadura da junta alma-banzo na secção soldada do pilar

$t_{fb}$  - Espessura do banzo da viga

$t_{fc}$  - Espessura do banzo do pilar

• Banzo do pilar à flexão:

$$F_{tc,Rd} = \frac{b_{\text{eff},b,fc} t_{fb} f_{y,fb}}{\gamma_{M0}} \quad (21)$$

$b_{\text{eff},b,fc}$  - Comprimento efectivo relativo à componente banzo do pilar à flexão

$$b_{\text{eff},b,fc} = t_{wc} + 2s + 7kt_{fc} \quad (22)$$

$s = r_c$  - Em secções laminadas

$s = \sqrt{2}a_c$  - Em secções soldadas

R - Raio da concordância circular entre a alma e o banzo do pilar

$a_c$  - Espessura do cordão de soldadura da junta alma-banzo na secção soldada do pilar

$t_{fb}$  - Espessura do banzo da viga

$f_{y,fb}$  - Tensão de cedência do material de que é constituído o banzo da viga

$$k = \left( \frac{t_{fc}}{t_{fb}} \right) \left( \frac{f_{y,fc}}{f_{y,fb}} \right) \quad \text{mas } k \leq 1 \quad (23)$$

• Alma e banzo da viga à compressão:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,RD}}{(h_b - t_{fb})} \quad (24)$$

$M_{c,RD}$  - Momento resistente da viga, reduzido, se necessário, para ter em conta a interacção com o corte

$h_b$  - Altura da secção transversal da viga

$t_{fb}$  - Espessura do banzo da viga

Em termos de rigidez o EC3 considera que a rigidez inicial da junta é obtida pela associação de todas as molas:

$$S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (25)$$

Onde:

$S_{j,ini}$  - Rigidez inicial da junta

$E$  - Módulo de elasticidade do material de que é constituído o pilar

$z$  - Braço do momento da junta

$k_i$  - Coeficiente de rigidez relativo à componente  $i$

• Alma do pilar ao corte

$$k_1 = \frac{0.38A_{vc}}{\beta z} \quad (26)$$

Onde:

$k_1$  - Coeficiente de rigidez relativo à componente alma do pilar ao corte

$A_{vc}$  - Área de corte da secção transversal do pilar

Secções laminadas:  $A_{vc} = A_c - 2b_c t_{fc} + (t_{wc} + 2R)t_{fc}$  (27)

Secções soldadas:  $A_{vc} = \eta h_{wc} t_{wc}$  (28)

$\eta = 1.2$  Para secções constituídas por aços de classes até S460, senão:  $\eta = 1.0$

$\beta$  - Factor de transformação que depende da tipologia da junta

$z$  - Braço do momento da junta

• Alma do pilar à compressão

$$k_2 = \frac{0.7b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c} \quad (29)$$

Onde:

$k_2$  - Coeficiente de rigidez relativo à componente alma do pilar à compressão

$b_{eff,c,wc}$  - Comprimento efectivo relativo à componente alma do pilar à compressão

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (30)$$

$s = r_c$  - Em secções laminadas

$s = \sqrt{2}a_c$  - Em secções soldadas

$a_b$  - Espessura do cordão de soldadura da junta viga pilar (banzo)

$a_c$  - Espessura do cordão de soldadura da junta alma-banzo na secção soldada do pilar

$d_{wc}$  - Altura livre da alma do pilar

$t_{wc}$  - Espessura da alma do pilar

• Alma do pilar à tracção

$$k_3 = \frac{0.7b_{\text{eff},t,wc}t_{wc}}{d_{wc}} \quad (31)$$

Onde:

$k_3$  - Coeficiente de rigidez relativo à componente alma do pilar à tracção

$b_{\text{eff},c,wc}$  - Comprimento efectivo relativo à componente alma do pilar à compressão

$$b_{\text{eff},c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (32)$$

$s = r_c$  - Em secções laminadas

$s = \sqrt{2}a_c$  - Em secções soldadas

$a_b$  - Espessura do cordão de soldadura da junta viga pilar (banzo)

$a_c$  - Espessura do cordão de soldadura da junta alma-banzo na secção soldada do pilar

$d_{wc}$  - Altura livre da alma do pilar

$t_{wc}$  - Espessura da alma do pilar

## A2. Aplicação

**Quadro 1** . Características das juntas no âmbito do método das componentes

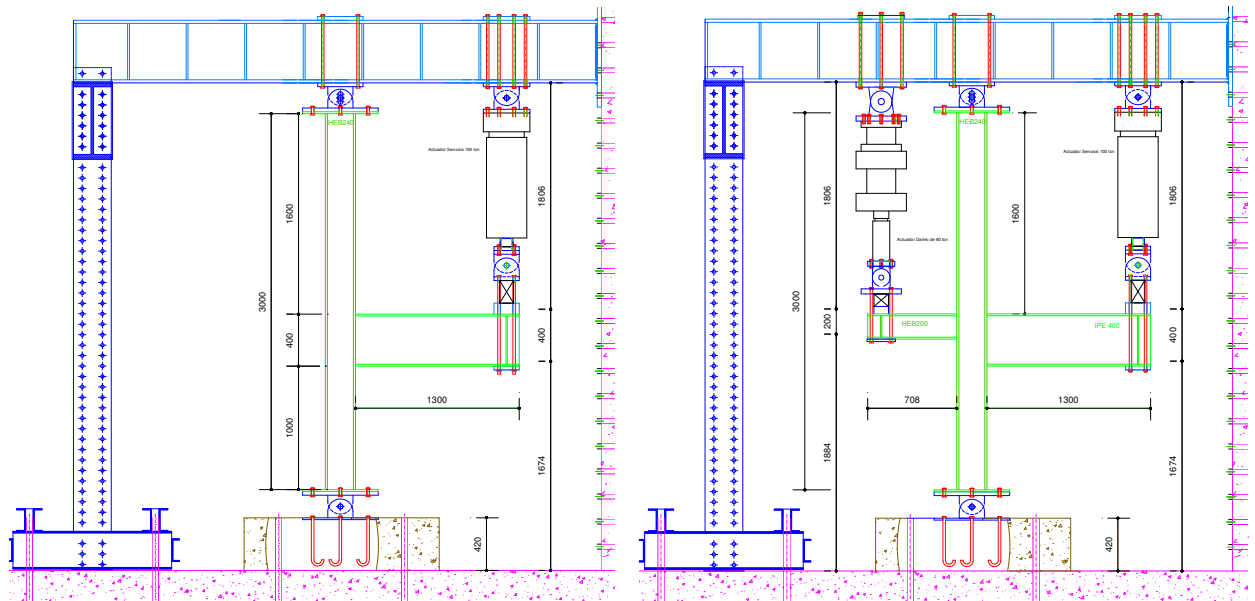
Ensaio	Junta	Corte		Compressão		Tracção		$S_{j,ini}$ [kN.mm/rad]
		$V_{wp,RD}$ [kN]	$K_1$ [mm]	$F_{c,wc,RD}$ [kN]	$K_2$ [mm]	$F_{t,wc,RD}$ [kN]	$K_3$ [mm]	
S355E1.1		771.2	3.3424	738.7	10.4440	838.6	10.4440	64710.526
S355E1.2		787.6	3.3942	768.7	10.7736	861.4	10.7736	66859.797
S355E2	Esquerda	769.1	3.3478	733.2	10.3851	835.4	10.3851	64070.716
	Direita	769.1	7.0683	727.5	10.0886	821.2	10.0886	20785.929
S355E3	Esquerda	-	-	894.8	9.9168	1047.8	9.9168	156877.154
	Direita	-	-	894.8	9.9172	1047.8	9.9172	165814.581
S355E4	Esquerda	772.7	3.3583	738.5	10.4105	839.3	10.4105	64448.339
	Direita	772.7	7.0954	739.7	10.4750	842.4	10.4750	21312.259
S690E1.1		915.1	2.3411	766.0	7.2524	1043.6	7.2524	44449.366
S690E1.2		926.9	2.3700	768.3	7.1993	1052.9	7.1993	44750.082
S690E2A	Esquerda	917.0	2.3397	765.3	7.2554	1046.8	7.2554	44726.041
	Direita	917.0	4.9808	759.3	6.9423	1021.5	6.9423	14610.635

S690E2B	Esquerda	926.9	2.3737	770.6	7.2059	1052.2	7.2059	44665.009
	Direita	926.9	4.9236	764.4	6.8982	1026.8	6.8982	14714.975
S690E3A	Esquerda	-	-	1042.0	7.1816	1426.5	7.1816	112248.494
	Direita	-	-	1041.8	7.1791	1426.0	7.1791	112715.375
S690E3B	Esquerda	-	-	1055.8	2.3835	1435.9	7.2698	114376.557
	Direita	-	-	1055.7	2.3902	1435.7	7.2691	113727.715
S690E4A	Esquerda	932.1	2.3832	769.4	7.1496	1054.5	7.1496	44773.255
	Direita	932.1	4.9590	763.2	6.8448	1029.0	6.8448	14643.408
S690E4B	Esquerda	933.8	2.3924	781.0	7.2922	1062.7	7.2922	45046.904
	Direita	933.8	4.9499	774.7	6.9801	1037.2	6.9801	14910.774



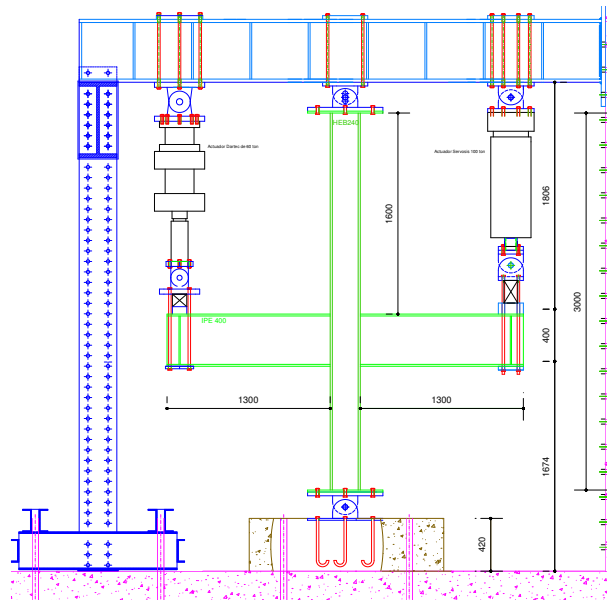
## Anexo B – Pormenores da instalação experimental

### B1. Esquema da instalação de cada ensaio



a) Grupo 1

b) Grupos 2 e 4



c) Grupo 3

**Figura 1 • Esquema dos ensaios (alçado)**

## B2. Instrumentação

### B2.1 Transdutores de deslocamentos

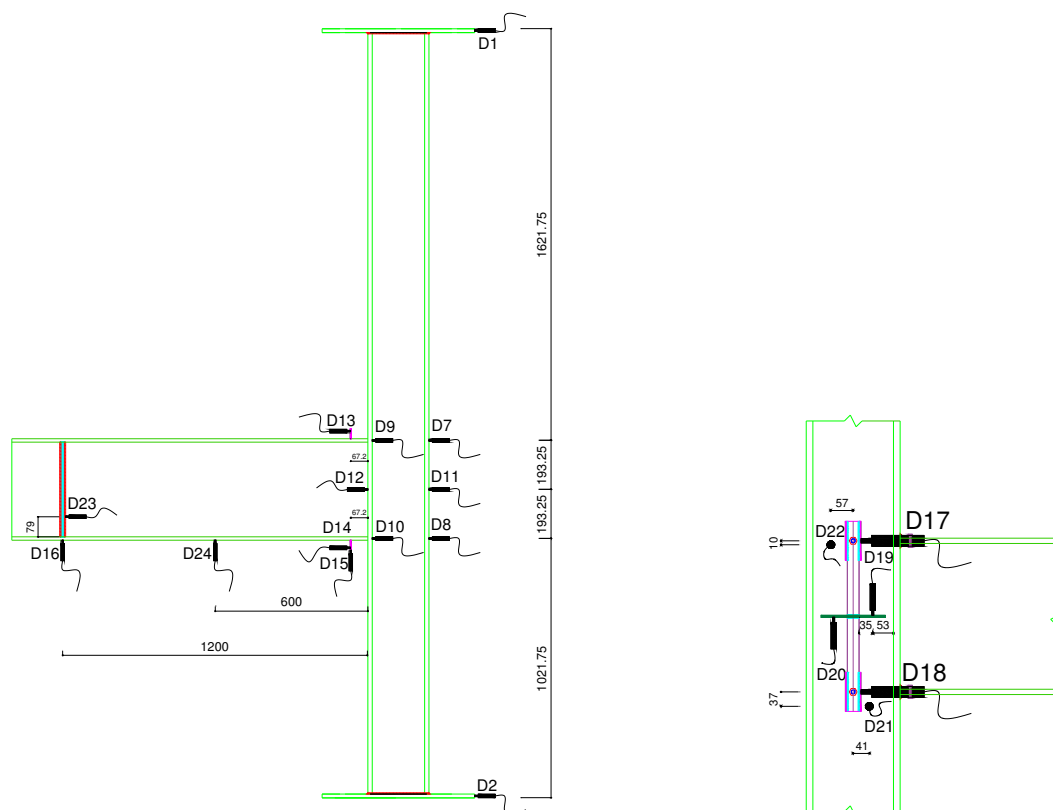


Figura 2 • Transdutores de deslocamentos ensaio E1.1 (vista de frente e detalhe da vista de trás do nó)

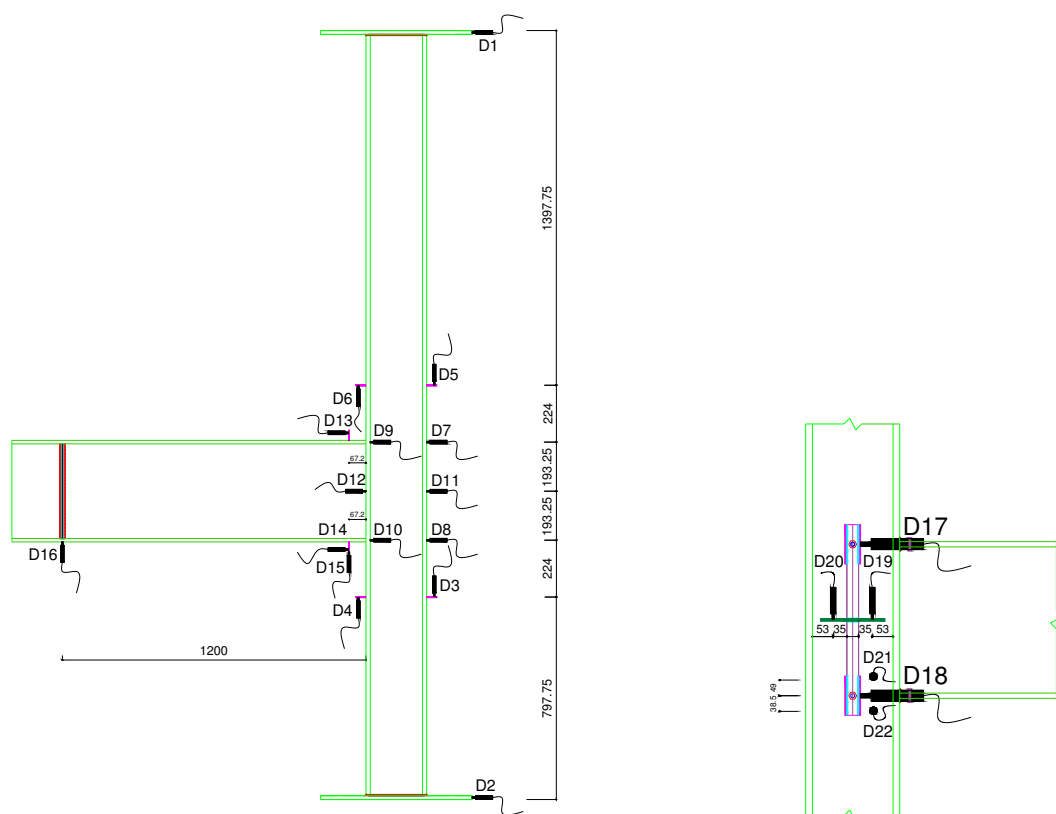
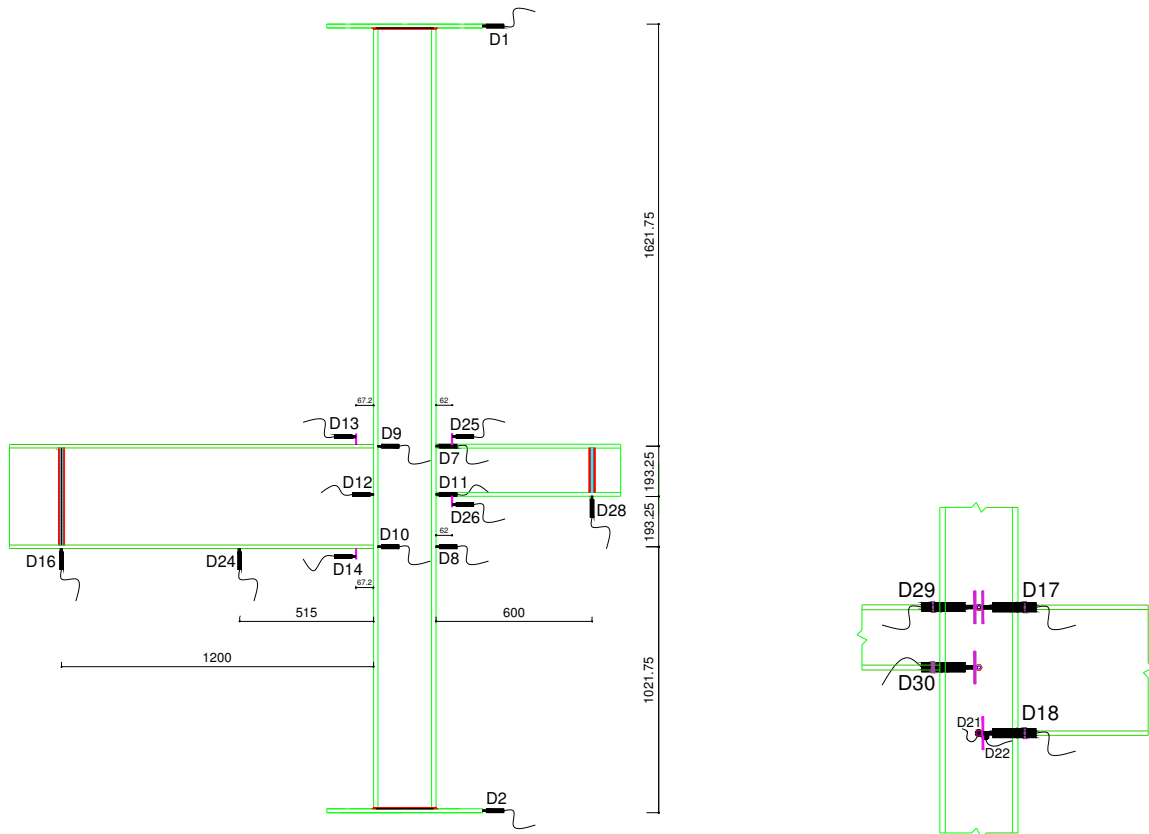
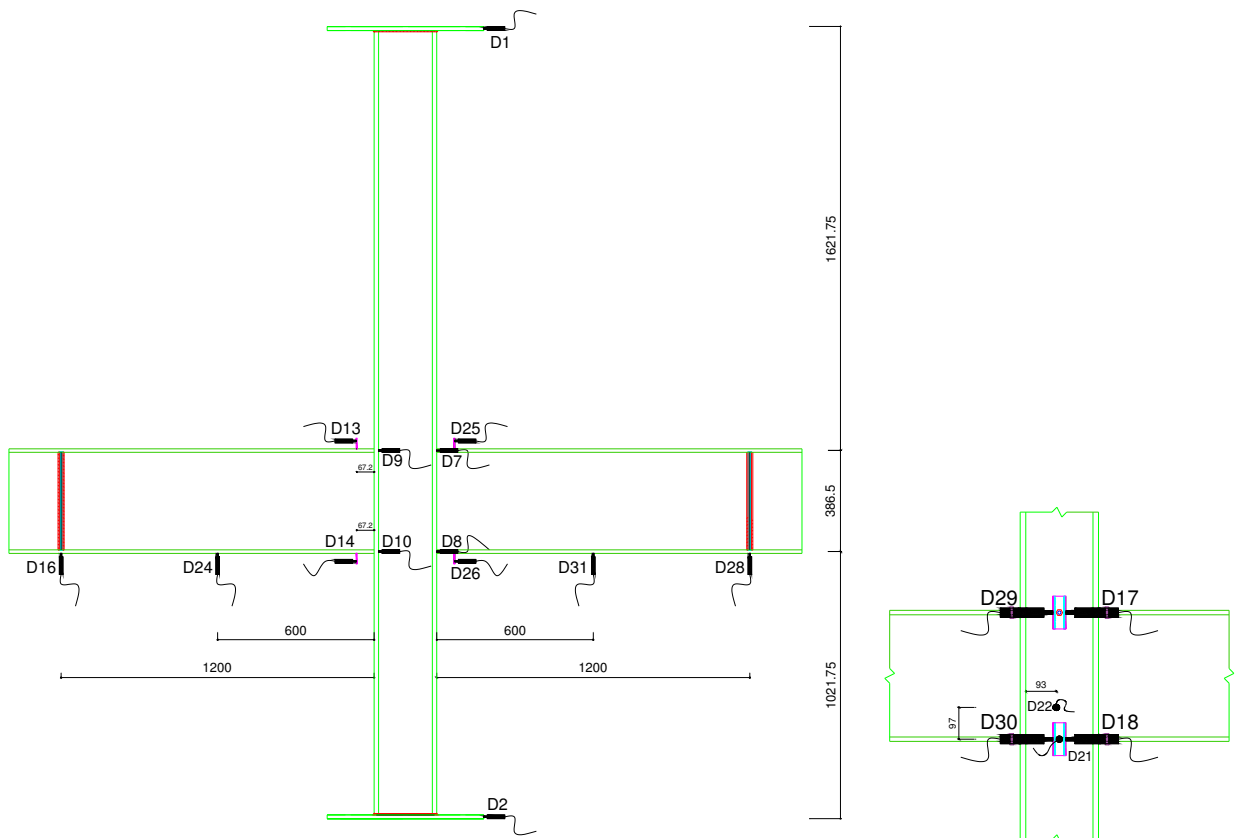


Figura 3 • Transdutores de deslocamentos ensaio E1.2 (vista de frente e detalhe da vista de trás do nó)



**Figura 4 •** Transdutores de deslocamentos ensaio E2 (vista de frente e detalhe da vista de trás do nó)



**Figura 5 •** Transdutores de deslocamentos ensaio E3 (vista de frente e detalhe da vista de trás do nó)

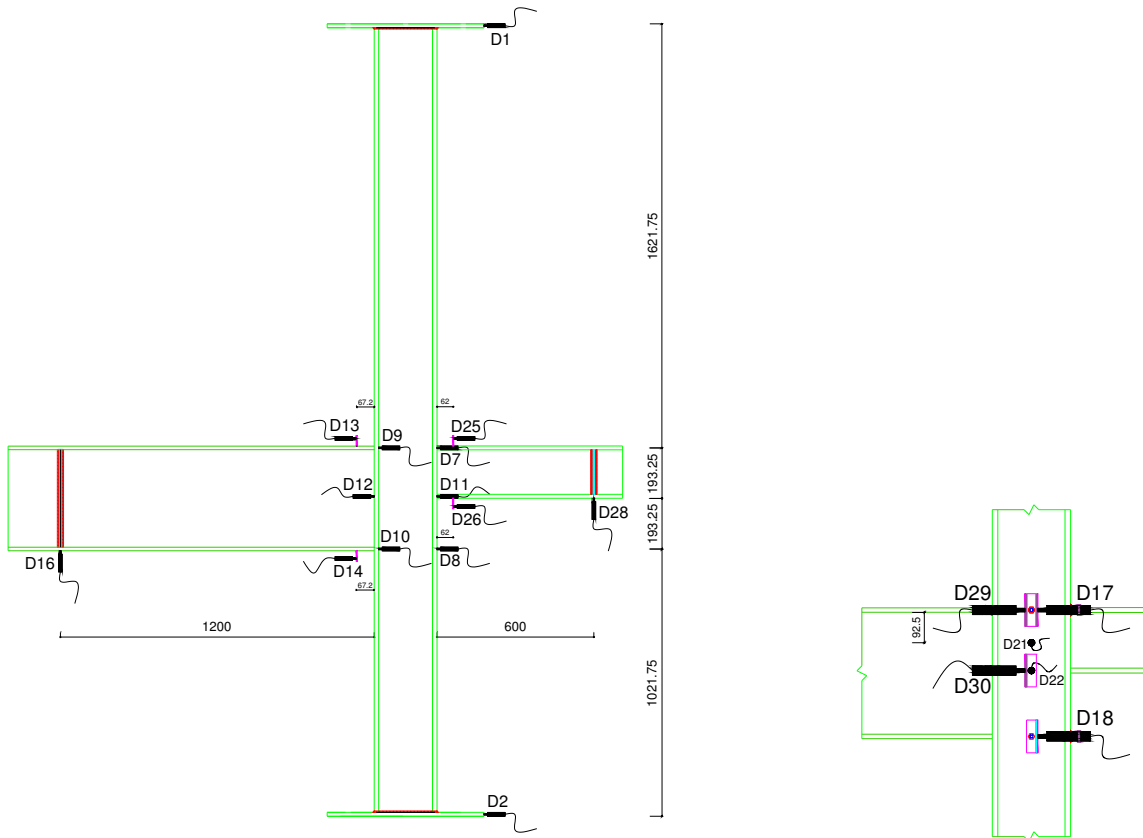


Figura 6 • Transdutores de deslocamentos ensaio E4 (vista de frente e detalhe da vista de trás do nó)

**B2.2 Extensómetros eléctricos**

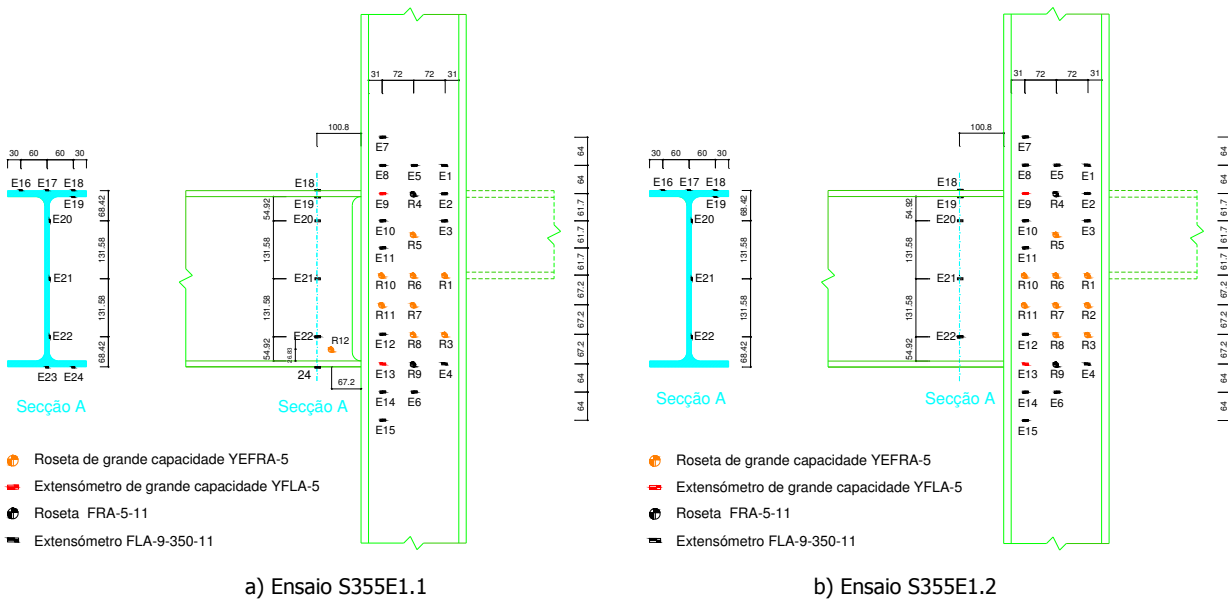
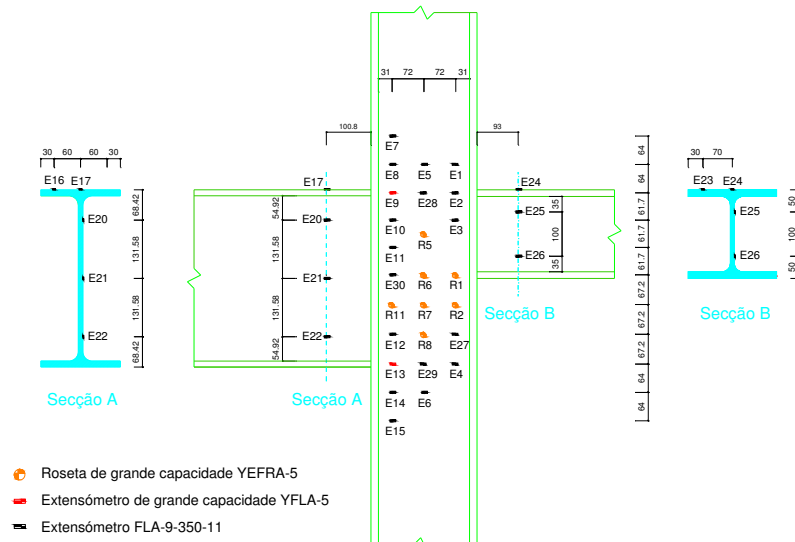
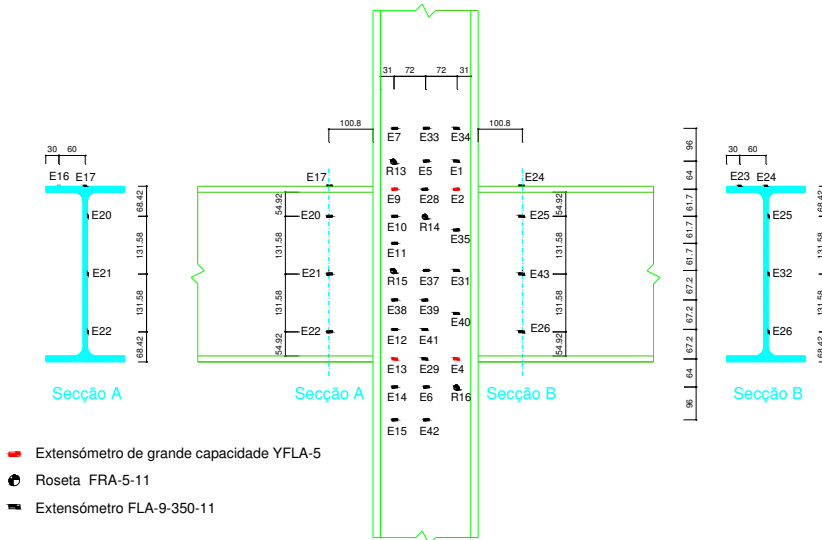


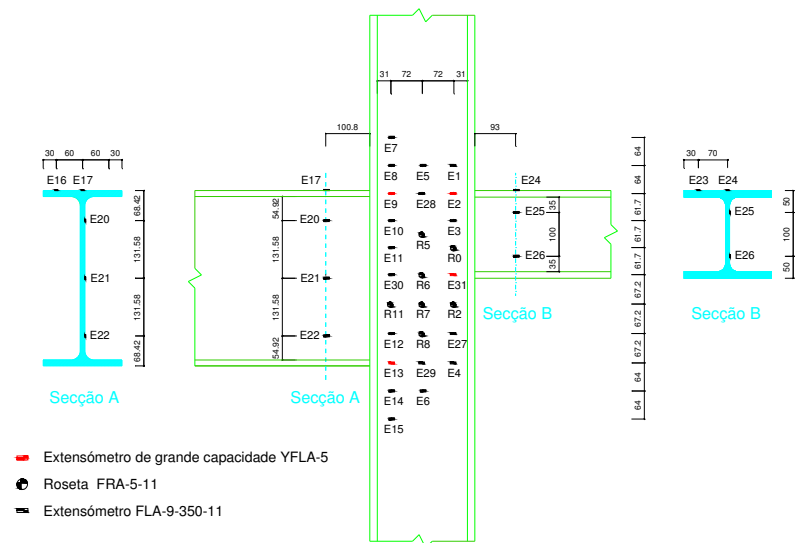
Figura 7 • Representação esquemática da instrumentação com extensómetros eléctricos



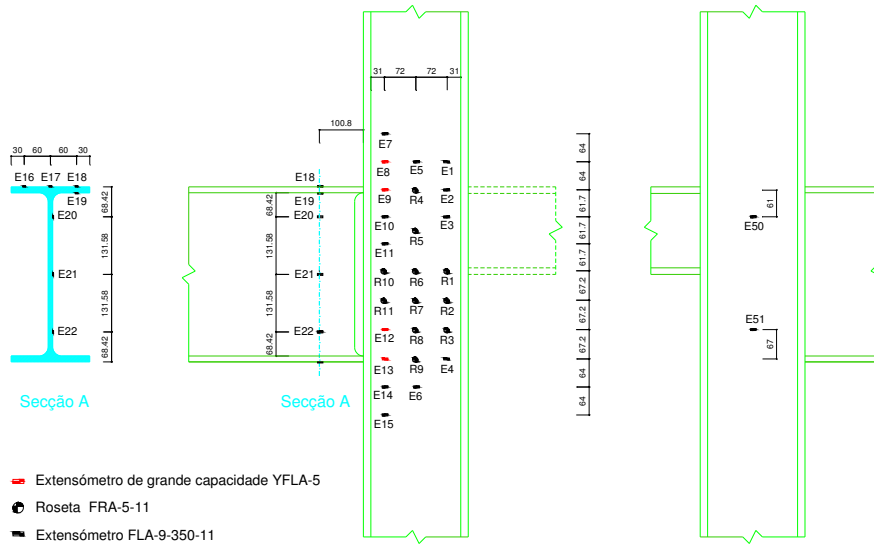
**Figura 8** . Representação esquemática da instrumentação com extensómetros eléctricos (Ensaio S355E2)



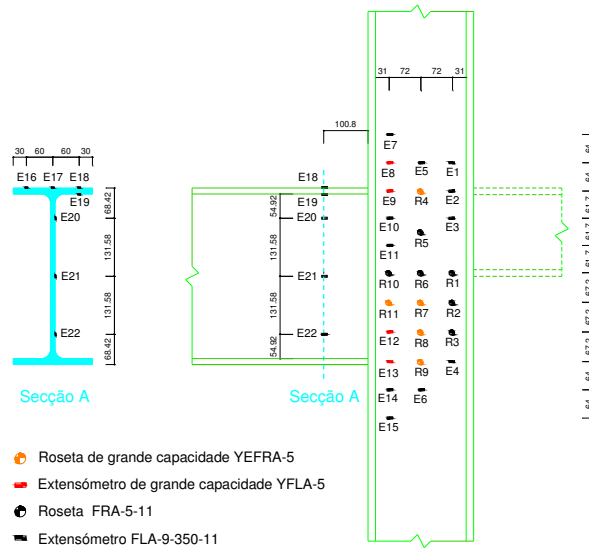
**Figura 9** . Representação esquemática da instrumentação com extensómetros eléctricos (Ensaio S355E3)



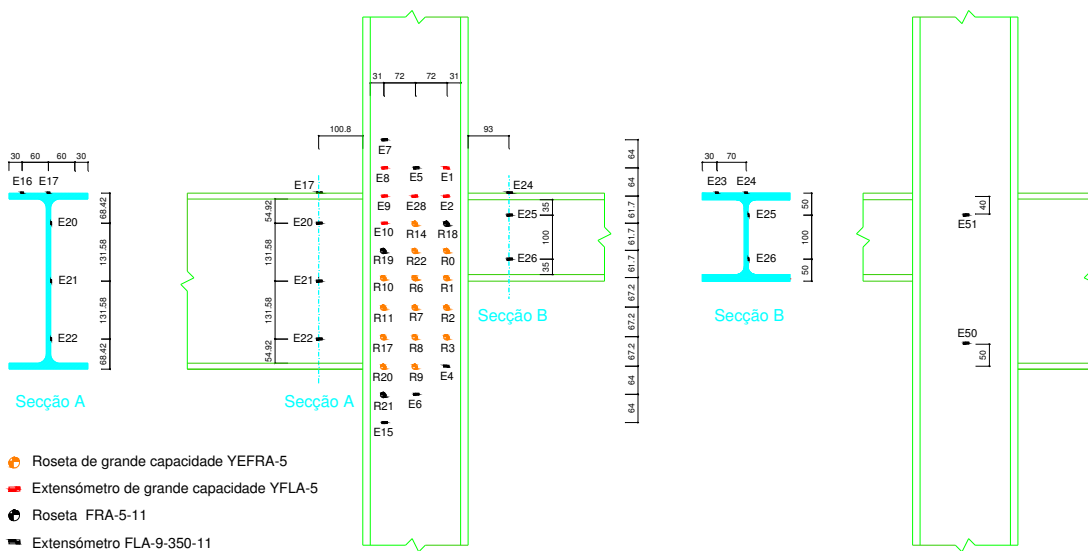
**Figura 10** . Representação esquemática da instrumentação com extensómetros eléctricos (Ensaio S355E4)



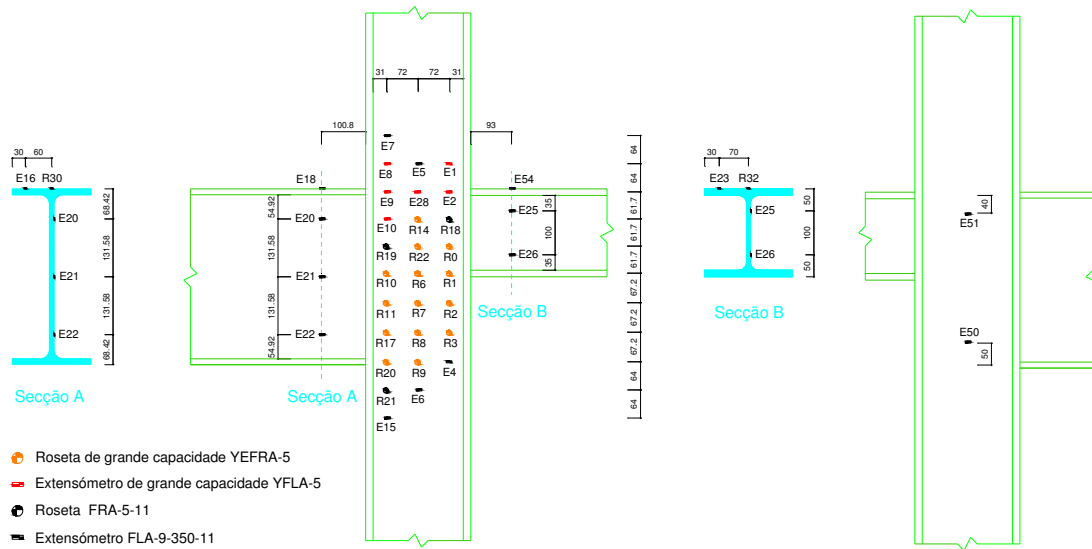
**Figura 11 .** Representação esquemática da instrumentação com extensómetros eléctricos (Ensaio S690E1.1)



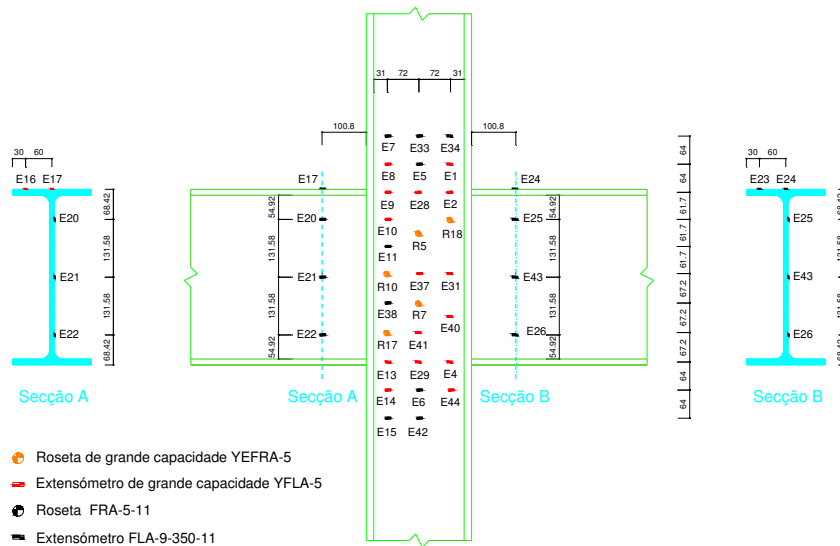
**Figura 12 .** Representação esquemática da instrumentação com extensómetros eléctricos (Ensaio S690E1.2)



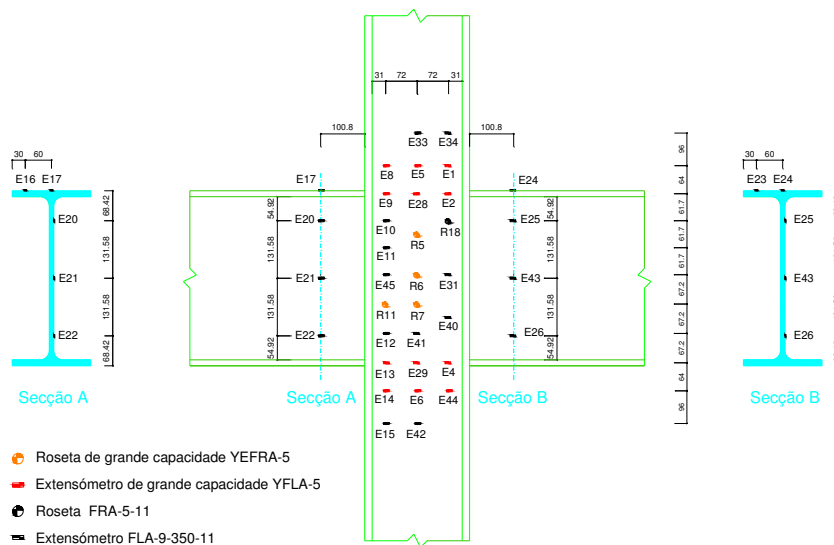
**Figura 13 .** Representação esquemática da instrumentação com extensómetros eléctricos (Ensaio S690E2A)



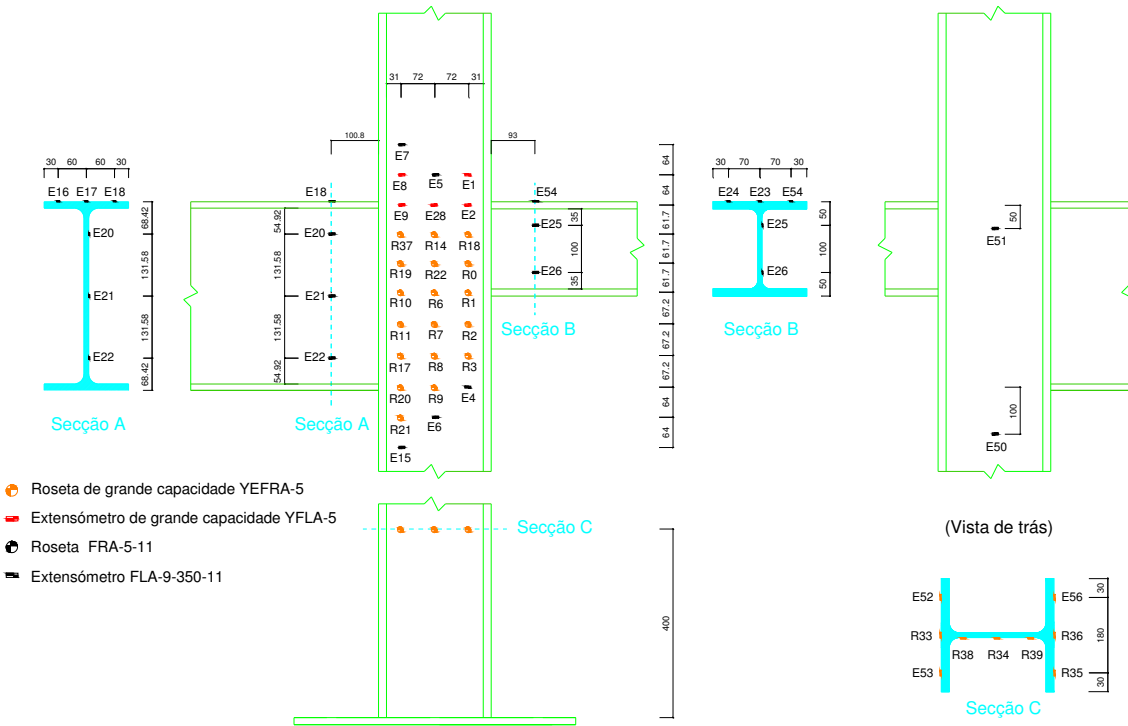
**Figura 14** . Representação esquemática da instrumentação com extensómetros eléctricos (Ensaio S690E2B)



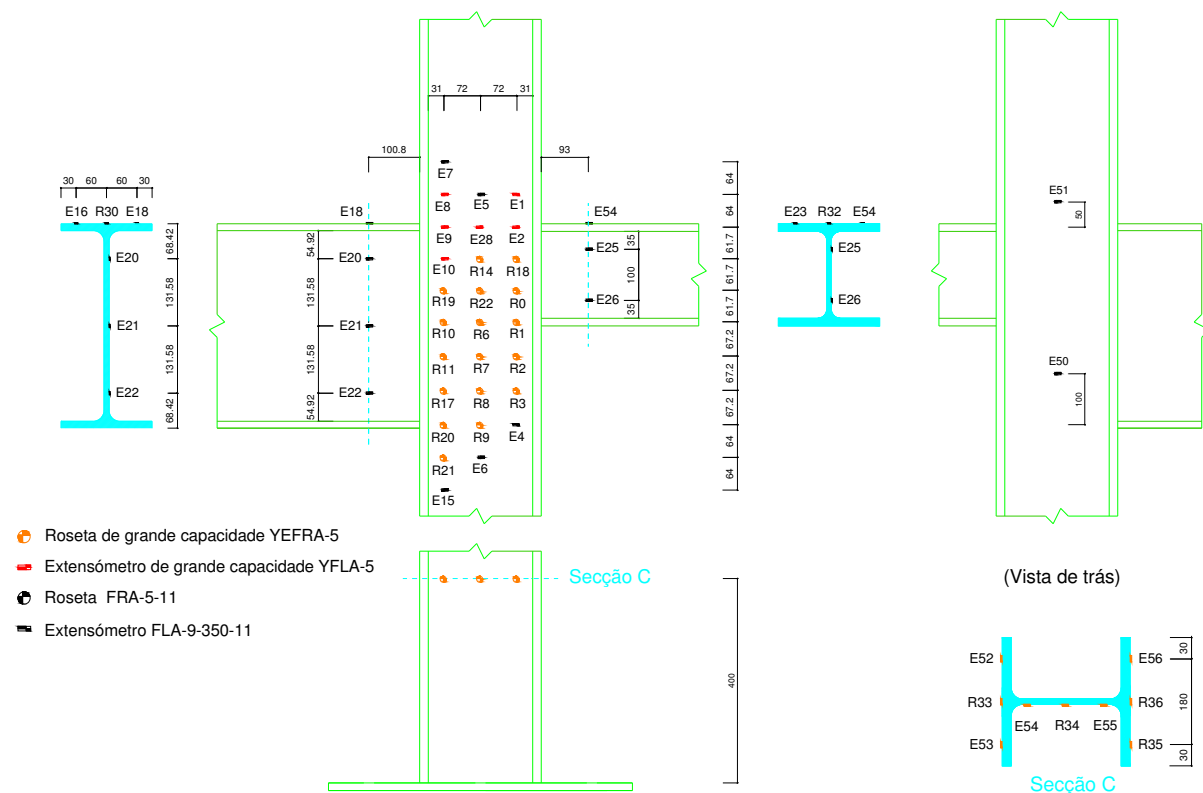
**Figura 15** . Representação esquemática da instrumentação com extensómetros eléctricos (Ensaio S690E3A)



**Figura 16** . Representação esquemática da instrumentação com extensómetros eléctricos (Ensaio S690E3B)



**Figura 17** . Representação esquemática da instrumentação com extensómetros eléctricos (Ensaio S690E4A)



**Figura 18** . Representação esquemática da instrumentação com extensómetros eléctricos (Ensaio S690E4B)



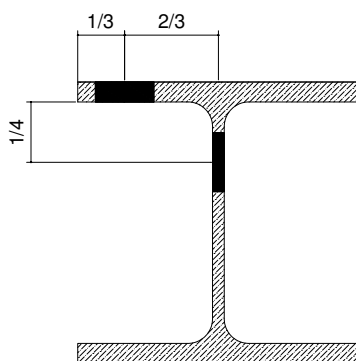
**B3. Geometria real dos modelos****Quadro 1** • Geometria dos modelos ensaiados

	Perfil	h	b	tf <sub>1</sub>	tf <sub>2</sub>	tf <sub>3</sub>	tf <sub>4</sub>	tw <sub>1</sub>	tw <sub>2</sub>
S355E1.1	HEB240	24.54	24.23	17.14	15.95	15.38	17.33	10.42	10.32
	IPE400	40.43	17.95	12.76	12.52	13.08	12.88	8.9	8.7
S355E1.2	HEB240	24.60	24.14	17.35	16.19	15.80	17.64	10.59	10.64
	IPE400	40.68	17.91	13.4	13.2	13.02	12.73	9.04	9.16
S355E2	HEB240	24.56	24.13	17.06	15.41	17.41	15.93	10.46	10.18
	IPE400	40.27	17.88	12.94	13.14	12.64	12.84	8.8	9.06
	HEB200	19.9	20.1	13.97	14.73	14.23	14.53	8.97	9.03
S355E3	HEB240	24.64	24.16	16.94	15.42	17.38	15.86	9.65	10.18
	IPE400 <sup>esq</sup>	43.62	17.95	12.58	12.64	12.86	13.14	8.94	8.8
	IPE400 <sup>dir</sup>	41.46	17.89	12.72	12.6	13.12	12.82	9.0	8.78
S355E4	HEB240	24.60	24.12	17.52	15.93	16.95	15.44	10.24	10.49
	IPE400	40.32	17.90	12.8	12.54	13.08	12.78	9.06	8.88
	HEB200	19.91	19.99	14.2	14.5	13.9	14.67	8.97	9.1
S690E1.1	HEB240	23.91	24.01	17.46	17.44	17.47	17.3	9.7	9.69
	IPE400	40.11	18.07	15.24	15.28	15.1	15.06	9.68	9.68
S690E1.2	HEB240	24.19	24	17.64	17.6	17.59	17.6	9.71	9.7
	IPE400	40.13	18.14	15.16	15.16	15.1	15.12	9.7	9.78
S690E2A	HEB240	24.01	24.1	17.59	17.63	17.59	17.57	9.69	9.69
	IPE400	40.22	18.23	15.26	15.22	15.22	15.24	9.64	9.62
	HEB200	20.03	20.18	15.2	15.1	15.2	15.2	9.7	9.8
S690E2B	HEB240	24.12	24.02	17.4	17.57	17.4	17.5	9.71	9.74
	IPE400	40.07	18.19	15.18	15.20	15.16	15.14	9.68	9.7
	HEB200	20.11	20.11	15.3	15.2	15.2	15.2	9.7	9.7
S690E3A	HEB240	24.26	24.17	17.57	17.5	17.64	17.43	9.72	9.76
	IPE400 <sup>esq</sup>	40.11	18.17	15.24	15.24	15.34	15.3	9.8	9.8
	IPE400 <sup>dir</sup>	40.19	18.20	15.26	15.22	15.16	15.2	9.78	9.8
S690E3B	HEB240	24.16	24.09	17.55	17.59	17.56	17.57	9.8	9.8
	IPE400 <sup>esq</sup>	40.23	18.20	15.2	15.18	15.2	15.24	9.8	9.8
	IPE400 <sup>dir</sup>	40.12	18.24	15.16	15.18	15.2	15.22	9.82	9.82
S690E4A	HEB240	24.26	24.03	17.43	17.55	17.43	17.54	9.72	9.71
	IPE400	40.13	18.09	15.12	15.14	15.2	15.18	9.7	9.7
	HEB200	20.08	20.38	15.2	15.2	15.3	15.2	9.7	9.7
S690E4B	HEB240	24.16	24.12	17.67	17.63	17.68	17.62	9.79	9.8
	IPE400	40.06	18.16	15.26	15.26	15.2	15.26	9.78	9.78
	HEB200	20.15	20.24	15.3	15.3	15.2	15.2	9.8	9.8

## Anexo C – Caracterização das propriedades dos aços

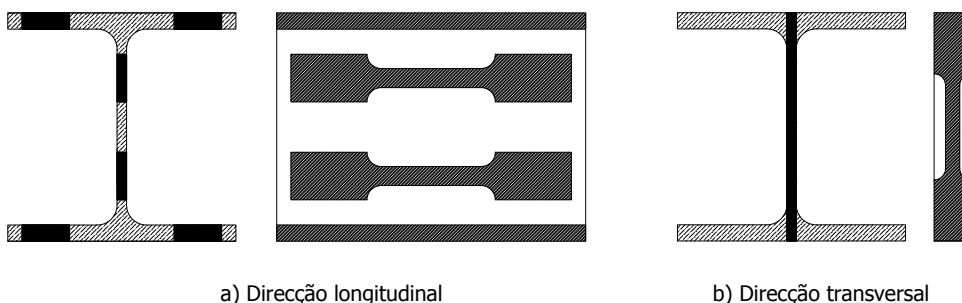
### C1. Ensaios para caracterização do comportamento mecânico dos aços

Os ensaios de tracção uniaxial para determinação das propriedades mecânicas dos aços utilizados foram realizados segundo a norma EN 10002-1 de 2006 [20 Cap. 2 ,2006]. Relativamente aos locais de recolha dos provetes em perfis laminados, a norma indica que a recolha seja realizada no banzo, na direcção longitudinal. Sendo necessário, a mesma norma indica que podem ser retirados provetes da alma. A Figura 1 ilustra as posições de recolha referidas.



**Figura 1** • Posições para recolha de provetes em secções laminadas com perfil tipo I ou H.

Optou-se por retirar provetes da alma por ser esta a zona alvo do estudo realizado. A recolha foi feita nas direcções longitudinal e transversal, pois o material da alma tem comportamento ortotrópico. Relativamente aos banzos, foram retirados provetes de ambas as abas de cada banzo, porque na avaliação da geometria real do modelo verificou-se uma diferença de 10% entre abas do mesmo banzo. Sabe-se que a espessura do material influencia as suas propriedades mecânicas, uma vez que estas estão relacionadas com a velocidade de arrefecimento.

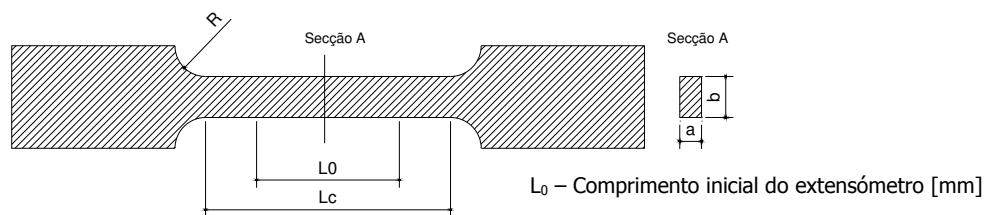


**Figura 2** • Locais de recolha de provetes para os perfis de S355

Os perfis de aço da classe S690 foram reconstituídos a partir de chapa. Para este caso a norma EN10025 – 2004 [16 Cap. 2 ,2004] indica que os provetes sejam recolhidos a meia distância entre a extremidade

e a linha média da chapa de onde são retirados os provetes. Recomenda que para chapas com espessura inferior a 30 mm e largura superior a 600 mm, os provetes sejam retirados transversalmente à direcção de laminagem. No entanto e dado o rigor exigido relativamente ao conhecimento do material, optou-se por retirar provetes na direcção de laminagem e na direcção ortogonal a esta.

Os provetes são planos, proporcionais (Eq. 1) e definidos segundo as indicações geométricas da norma EN10002 – 2006 [20 Cap. 2 ,2006], preconizadas nas equações seguintes. Desta forma é possível estabelecer uma comparação entre os valores encontrados no ensaio de tracção e os valores nominais regulamentares e os valores dos documentos de certificação.



**Figura 3 .** Geometria tipo dos provetes de aço da classe S355 e S690

$$L_0 = 5,65\sqrt{ab} \tag{1}$$

$$L_0 > 20\text{mm} \quad L_c = L_0 + 1,5\sqrt{ab} \quad R > 12\text{mm} \quad b < 8a \quad (2) \ (3) \ (4) \ (5)$$

Em termos de velocidade de ensaio a norma EN10002 – 2006 [20 Cap. 2 ,2006] indica que, para a zona elástica e de início de cedência, a velocidade do ensaio deve estar limitada a 0.0025/s e para a zona plástica a 0.008/s. Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento com velocidade de 0.01 mm/seg em fase elástica, e de 0.1 mm/seg em fase plástica.

Para determinação da extensão após rotura, foi utilizado o procedimento preconizado no ponto 11 da norma EN10002 – 2006 [20 Cap. 2 ,2006], e que consiste na marcação de marcas de referência no provete antes do ensaio, e posterior avaliação de extensão com base na distância final entre elas.

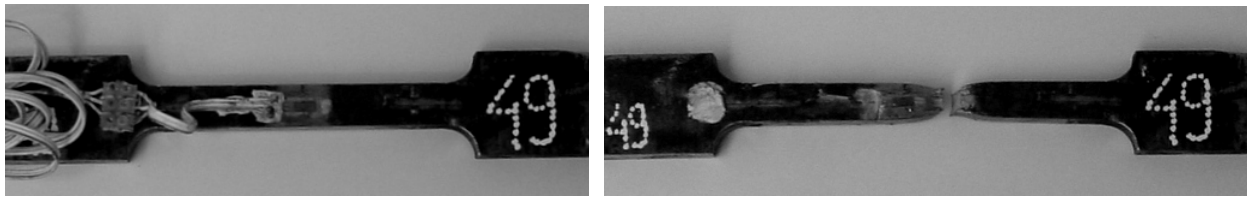
Para cada elemento a ensaiar foram considerados entre 3 a 7 provetes (série). A força foi avaliada pelas células da carga da prensa (Figura 4a)), e a extensão através de dois extensómetros mecânicos (Figura 4 b)). Em cada série utilizou-se um extensómetro eléctrico (Figura 5), para avaliação da zona elástica.



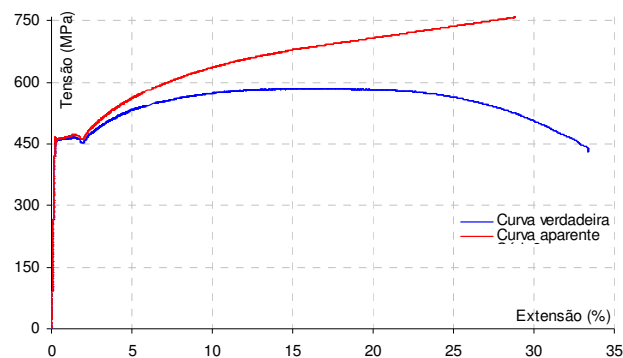
a) Máquina de ensaio

b) Extensómetros mecânicos

c) Rotura do provete

**Figura 4** . Detalhes do ensaio de tracção de provetes**Figura 5** . Provetes: exemplo instrumentado com extensómetro eléctrico

A Figura 6 ilustra a azul a curva tensão vs extensão obtida do ensaio experimental, na qual a tensão é obtida pelo cociente entre a força e a área inicial do provete. Esta curva é denominada curva aparente, uma vez que não corresponde à verdadeira curva constitutiva do material. Na curva verdadeira, ilustrada a vermelho na Figura 6, a tensão é calculada tendo em conta a área real em cada instante.

**Figura 6** . Curva aparente vs curva verdadeira

A avaliação efectiva da área em cada instante do ensaio requer equipamentos e procedimentos mais complexos, pelo que interessa recorrer a procedimentos mais acessíveis. Considerando volume constante e distribuição homogénea de deformação ao longo da zona útil do provete, podem ser deduzidas equações para a tensão e para a extensão verdadeira que obviam à determinação da secção em cada instante (Eq. 6 e Eq. 7) ([25 Cap. 2 ,1969], [26 Cap. 2 ,1985] ).

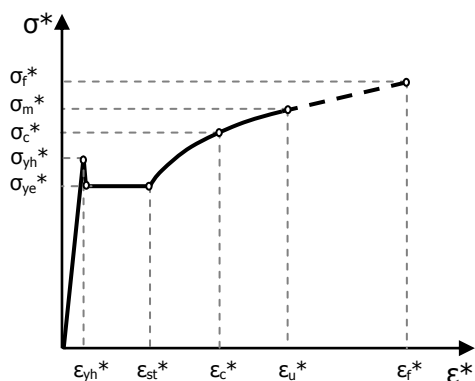
$$\sigma^* = \sigma(1 + \epsilon) \quad (6)$$

$$\epsilon^* = \ln(1 + \epsilon) \quad (7)$$

Onde  $\sigma$  e  $\epsilon$  e  $\sigma^*$  e  $\epsilon^*$  representam a tensão e extensão aparente e verdadeira, respectivamente.

Dadas as premissas consideradas na dedução das equações anteriores (volume constante e distribuição homogénea de deformação), o seu campo de aplicabilidade fica limitado ao ponto correspondente ao início da estricção. A partir daí o material entra num estado de instabilidade mecânica. Nessa situação verifica-se a formação de uma região estrangulada, correspondente a uma irregularidade, que conduz a um estado de tensão triaxial, a partir do qual é relativamente complexo e trabalhoso determinar a lei constitutiva com rigor. No entanto, existem na bibliografia especializada várias expressões de

aproximação à curva constitutiva para o troço pós instabilidade. Para o caso em questão escolheu-se a formulação preconizada nas recomendações RILEM (Figura 7), apêndice C: *Mathematical expression for true stress logarithmic strain relation* ([21 Cap. 2 ,1990] ), exposta em seguida (Eq. 8 a Eq.24).



**Figura 7** . Curva real de um material dúctil com patamar de cedência e endurecimento

A formulação para a curva real depende da zona da curva, assim:

$$0 < \epsilon^* < \epsilon_{yh}^* \dots\dots\dots \sigma^* = E\epsilon^* \quad \text{Domínio elástico} \quad (8)$$

$$\epsilon_{yh}^* < \epsilon^* < \epsilon_{st}^* \dots\dots\dots \sigma^* = \sigma_{st}^* \quad \text{Patamar de cedência} \quad (9)$$

$$\epsilon_{st}^* < \epsilon^* < \epsilon_u^* \dots\dots\dots \sigma^* = C_1(\epsilon^* - C_2)^n \quad \text{Endurecimento} \quad (10)$$

$$\epsilon_u^* < \epsilon^* < \epsilon_f^* \dots\dots\dots \sigma^* = C_3\epsilon^* + C_4 \quad \text{Estricção} \quad (11)$$

Onde:

$$\epsilon_{yh}^* = \frac{f_{yh}}{(E - 2\nu f_{yh})} \quad (12)$$

$$\sigma_{yh}^* = E\epsilon_{yh}^* \quad (13)$$

$$\epsilon_{st}^* = \ln(1 + \epsilon_{st}) \quad (14)$$

$$\sigma_{st}^* = (1 + \epsilon_{st})\sigma_{st} \quad (15)$$

$$\epsilon_u^* = \ln(1 + \epsilon_u) \quad (16)$$

$$\sigma_u^* = (1 + \epsilon_u)f_{max} \quad (17)$$

$$\sigma_c^* = \sqrt{\sigma_{st}^* \sigma_u^*} \quad (18)$$

Com:

$$C_2 = \frac{\epsilon_{st}^* \epsilon_u^* - (\epsilon_c^*)^2}{\epsilon_{st}^* + \epsilon_u^* - 2\epsilon_c^*} \quad (19)$$

$$n = \frac{\ln(\sigma_u^*) - \ln(\sigma_{st}^*)}{2[\ln(\varepsilon_u^* - \varepsilon_{st}^*) - \ln(\varepsilon_u^* - \varepsilon_c^*)]} \quad (20)$$

$$C_1 = \frac{\sigma_{st}^*}{(\varepsilon_{st}^* - C_2)} \quad (21)$$

$$\varepsilon_f^* = \ln\left(\frac{A_0}{A_f}\right) \quad (22)$$

$$\sigma_f^* = \frac{F_f}{A_f} \quad (23)$$

$$C_3 = \frac{\sigma_f^* - \sigma_u^*}{\varepsilon_f^* - \varepsilon_u^*} \quad (24)$$

$C_1, C_2, C_3, C_4$  – Constantes da expressão matemática de aproximação à curva real  $\sigma^*$ - $\varepsilon^*$

$n$  - Constantes exponencial da expressão matemática de aproximação à curva real  $\sigma^*$ - $\varepsilon^*$

$\varepsilon^*$  - Extensão logarítmica (real)

$\varepsilon_{yh}^*$  - Extensão logarítmica que corresponde à tensão de cedência superior

$\varepsilon_{st}^*$  - Extensão logarítmica que corresponde à tensão para a qual se inicia o endurecimento na curva aparente

$\varepsilon_c^*$  - Extensão logarítmica que corresponde à tensão máxima da curva aparente

$\varepsilon_u^*$  - Extensão logarítmica que corresponde à tensão para a qual se inicia a estricção na curva aparente

$\varepsilon_f^*$  - Extensão logarítmica que corresponde à tensão de rotura da curva aparente

$\varepsilon_j^*$  - Extensão logarítmica que corresponde à força  $F_j$  na curva aparente

$\sigma^*$  - Tensão real na secção transversal do provete

$\sigma_c^*$  - Tensão real que corresponde à extensão máxima da curva aparente

$\sigma_{yh}^*$  - Tensão real que corresponde à tensão de cedência superior da curva aparente

$\sigma_{st}^*$  - Tensão real que corresponde à tensão para a qual se inicia o endurecimento na curva aparente

$\sigma_c^*$  - Tensão real que corresponde à tensão máxima da curva aparente

$\sigma_u^*$  - Tensão real que corresponde à tensão para a qual se inicia a estricção na curva aparente

$\sigma_f^*$  - Tensão real que corresponde à tensão de rotura da curva aparente

$\sigma_j^*$  - Tensão real que corresponde à força  $F_j$  na curva aparente

## C2. Propriedades químicas dos aços

Relativamente às propriedades químicas indicam-se os valores nominais (Quadro 1), (EN 10025-3:2004 [16 Cap. 2 ,2004]), e os valores reais (Quadro 2), constantes dos certificados de conformidade do aço [3 Cap. 2 ,2004], [4 Cap. 2 ,2005], [5 Cap. 2 ,2004], [6 Cap. 2 ,2005], [7 Cap. 2 ,2005] [8 Cap. 2 ,2005].

**Quadro 1 .** Classificação e composição química nominal máxima dos aços ensaiados

Classe	Tipo	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	N (%)	B (%)	Cr (%)
S690	Q L /Q L1	0.2	0.8	1.7	0.020	0.010	0.015	0.005	1.5
S355	J0	0.2	0.55	1.6	0.035	0.035	0.012	0.55	-
	J2G3	0.2	0.55	1.6	0.025	0.025	-	0.55	-
Classe	Tipo	Cu (%)	Mo (%)	Nb (%)	Ni (%)	Ti (%)	V (%)	Zr (%)	CEV (%)
S690	Q L /Q L1	0.5	0.7	0.06	2.0	0.05	0.12	0.15	0.72
S355	J0	-	-	-	-	-	-	-	-
	J2G3	-	-	-	-	-	-	-	-

CEV – Carbono equivalente 
$$CEV(\%) = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cu + Ni}{15} + \frac{Cr + Mo + V}{5}$$
 [16 Cap. 2 ,2004]

**Quadro 2 .** Classificação e composição química nominal de acordo com os certificados de conformidade do aço

Origem	Classe	Tipo	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	N (%)	Cr (%)	Cu (%)
HEB240	S355	J0	0.11	1.05	0.21	0.016	0.010	-	0.011	-
IPE400	S355	J2G3	0.12	0.213	1.37	0.009	0.016	-	0.012	0.034
HEB200	S355	J2G3	0.14	0.22	1.35	0.022	0.019	-	0.025	0.013
10mm	S690	QL1	0.17	0.24	1.18	0.013	0.002	0.004	0.34	0.02
15mm	S690	QL	0.17	0.54	0.75	0.011	0.005	-	0.46	-
18mm	S690	QL1		0.38	1.63	0.013	0.0005	0.0043	0.39	0.005
Origem	Classe	Tipo	Mo (%)	Nb (%)	Ni (%)	Ti (%)	V (%)	Zr (%)	Al (%)	CEV (%)
HEB240	S355	J0	-	-	-	-	-	-	-	-
IPE400	S355	J2G3	0.002	0.003	0.022	-	0.065	-	0.033	0.37
HEB200	S355	J2G3	0.001	0.001	0.019	-	0.071	-	0.04	0.39
10mm	S690	QL1	0.23	0.03	0.04	0.00	0.00	0.00	0.08	0.33
15mm	S690	QL	0.20	0.027	-	-	0.05	-	0.044	-
18mm	S690	QL1	0.71	0.030	0.033	0.005	0.022	0.002	0.2	-

### C3. Parâmetros tecnológicos do processo de soldadura

Relativamente à componente tecnológica, foi especificado o processo, parâmetros e eléctrodo mais adequado para os aços a soldar. O Quadro 3 resume os parâmetros dos processos de soldadura, segundo indicado nas fichas técnicas dos processos de soldadura ([18 Cap. 2] e [19 Cap. 2]), e o Quadro 4 lista as propriedades dos eléctrodos, especificadas nos certificados de conformidade ([9 Cap. 2] e [10 Cap. 2]).

**Quadro 3 .** Parâmetros de soldadura

<b>S355</b>	<b>Processo</b>	<b>Posição</b>	<b>Material de adição</b>	<b>Φ (mm)</b>	<b>Gás de protecção</b>	<b>Débito (l/mm)</b>
	MAG	PA/1G	Fio fluxado	1.2	EN 439: M21	15
	<b>Polaridade</b>	<b>Intensidade de corrente (A)</b>	<b>Tensão (v)</b>	<b>Velocidade de avanço (cm/min)</b>	<b>Pré-aquecimento</b>	<b>Composição</b>
	+	250	28	35	-	20%CO2 + Ar
<b>S690</b>	<b>Processo</b>	<b>Posição</b>	<b>Material de adição</b>	<b>Φ (mm)</b>	<b>Gás de protecção</b>	<b>Débito (l/mm)</b>
	MAG	PB	Fio fluxado	1.2	EN 439: M21	14-16
	<b>Polaridade</b>	<b>Intensidade de corrente (A)</b>	<b>Tensão (v)</b>	<b>Velocidade de avanço (cm/min)</b>	<b>Pré-aquecimento</b>	<b>Composição</b>
	DCEP	220-320	25-33	19-35.8	Maçarico 150°C	20%CO2 + Ar

**Quadro 4 .** Designação, classificação e características dos eléctrodos

	<b>Marca</b>	<b>Classificação</b>	<b>Tipo</b>	<b>C %</b>	<b>Si %</b>	<b>Mn %</b>	<b>P %</b>	<b>S %</b>	<b>Cr %</b>
S355	Megafile 710 M	EN 758 T464MM2	Rev. cobre	0.046	0.74	1.74	0.011	0.009	-
S690	OK Autrod 13.29	EN 12534 GMn3Ni1CrMo	Rev. cobre	0.06	0.6	1.6	-	-	0.3
	<b>Marca</b>	<b>Classificação</b>	<b>Tipo</b>	<b>Ni %</b>	<b>Mo %</b>	<b>V %</b>	<b>f<sub>y</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>max</sub> (MPa)</b>	<b>ε<sub>u</sub> %</b>
S355	Megafile 710 M	EN 758 T464MM2	Rev. cobre	-	-	-	634	586	22
S690	OK Autrod 13.29	EN 12534 GMn3Ni1CrMo	Rev. cobre	1.4	0.25	0.07	750	820	19



## Anexo D – Resultados experimentais

### D1. Ensaio S355E1.1

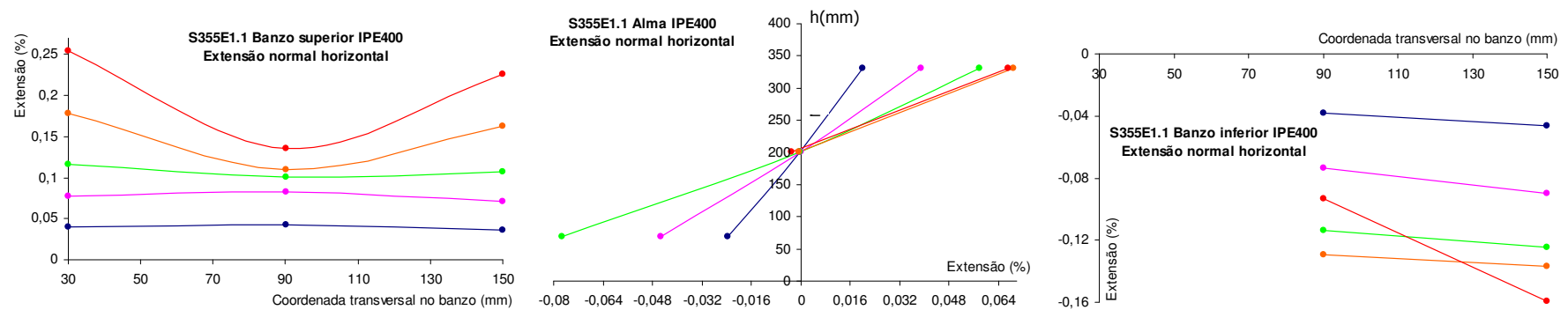


Figura 1 . Variação da extensão ao longo do ensaio nos banzos e alma da viga

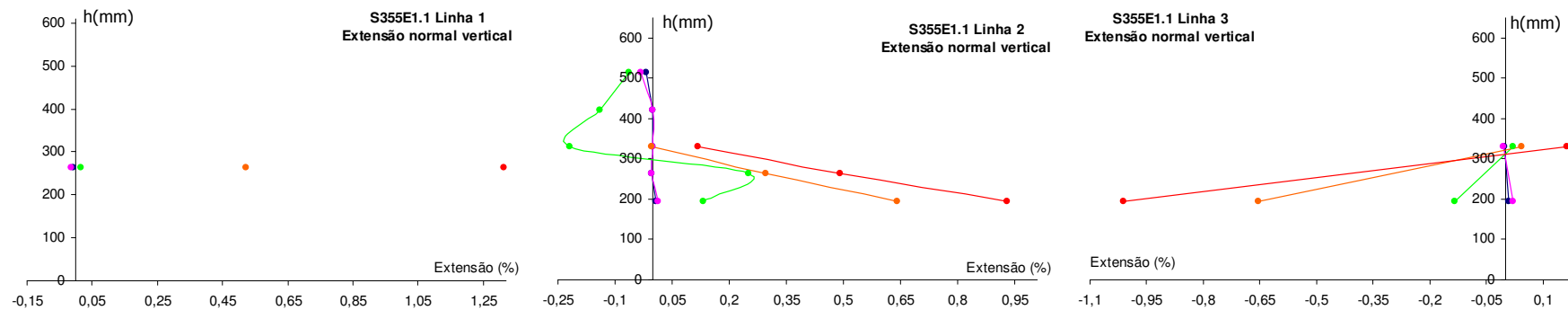
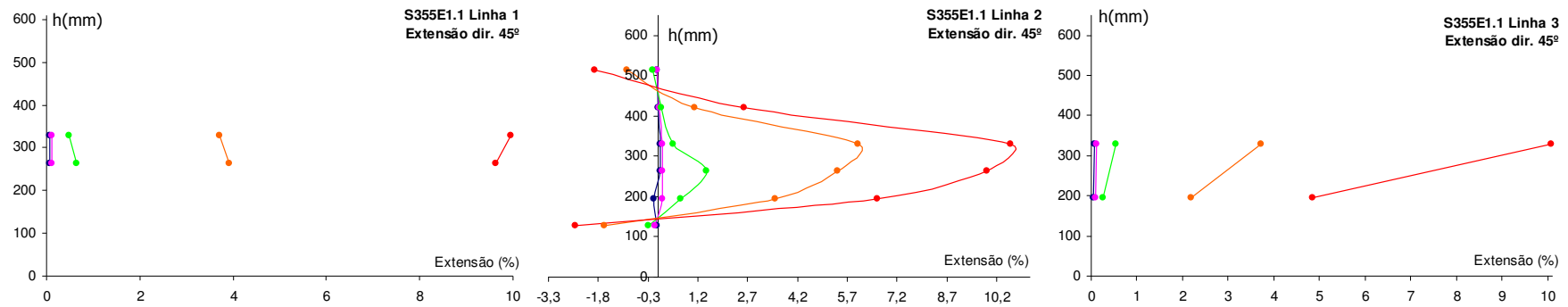
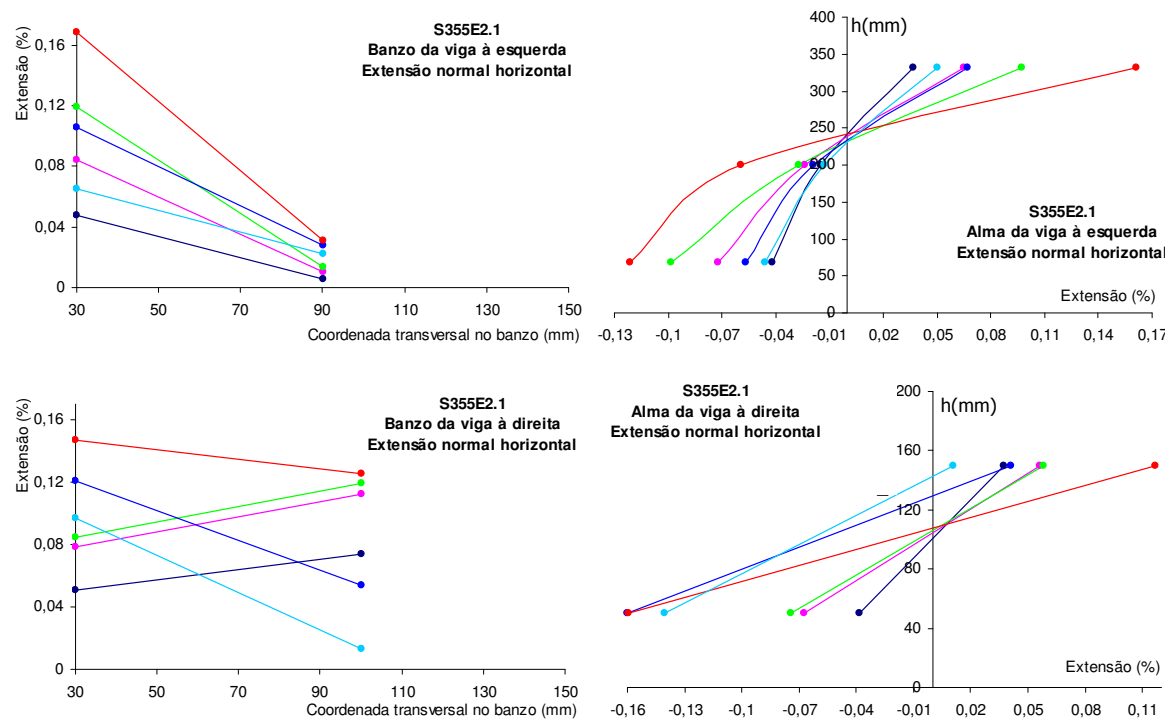


Figura 2 . Variação da extensão normal vertical ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

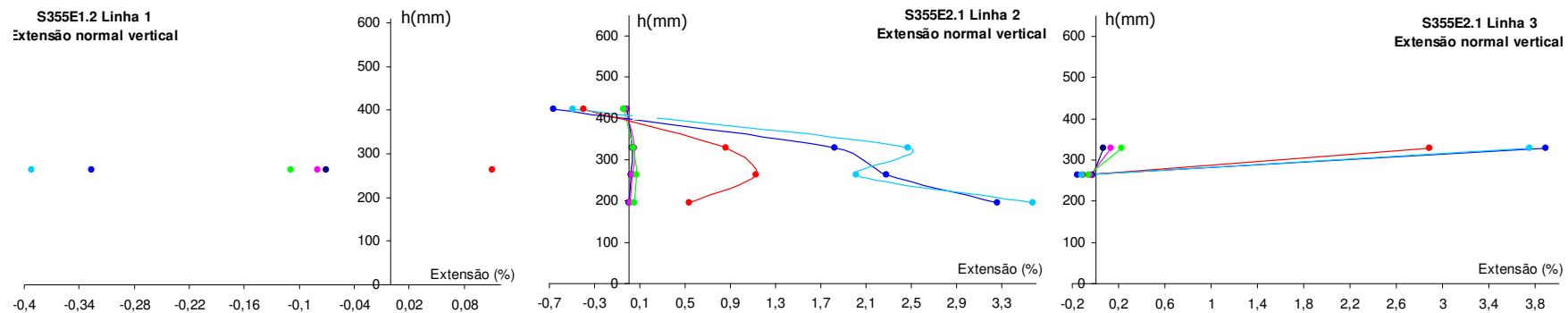


**Figura 3 .** Variação da extensão na direcção a 45° ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

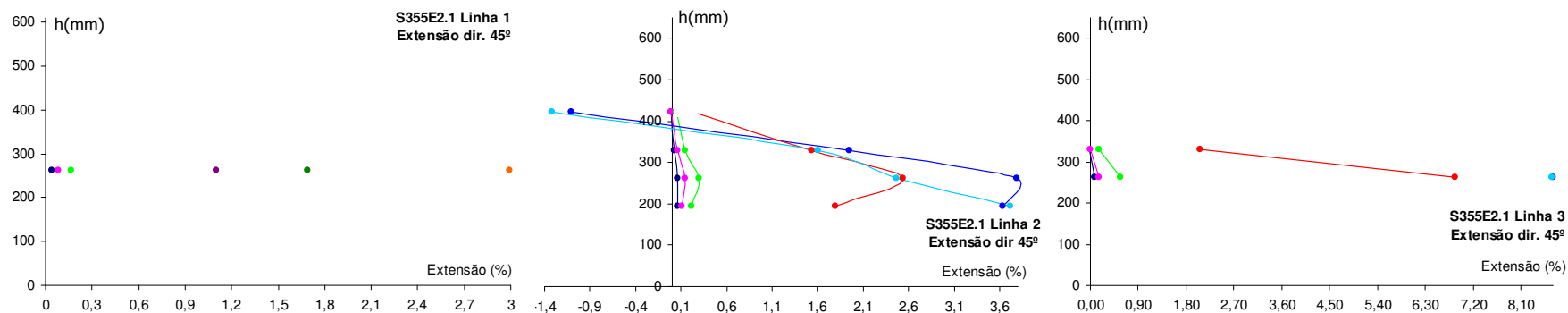
## D2. Ensaio S355E2



**Figura 4 .** Variação da extensão ao longo do ensaio nos banzos e almas das vigas

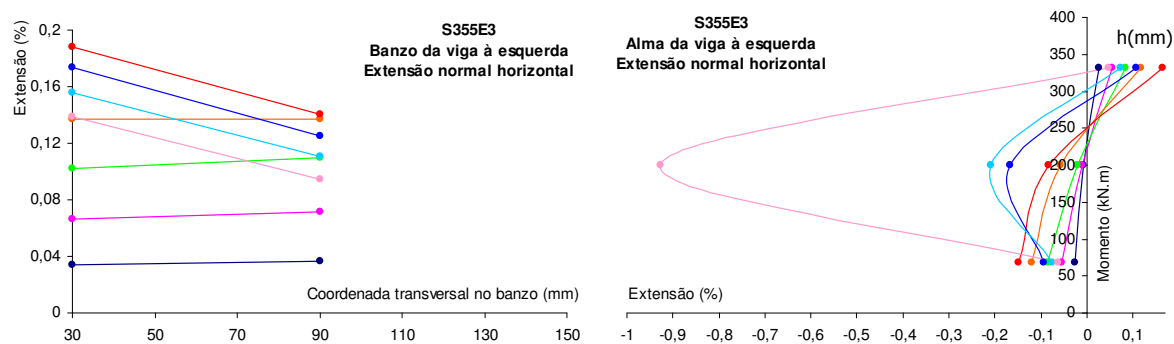


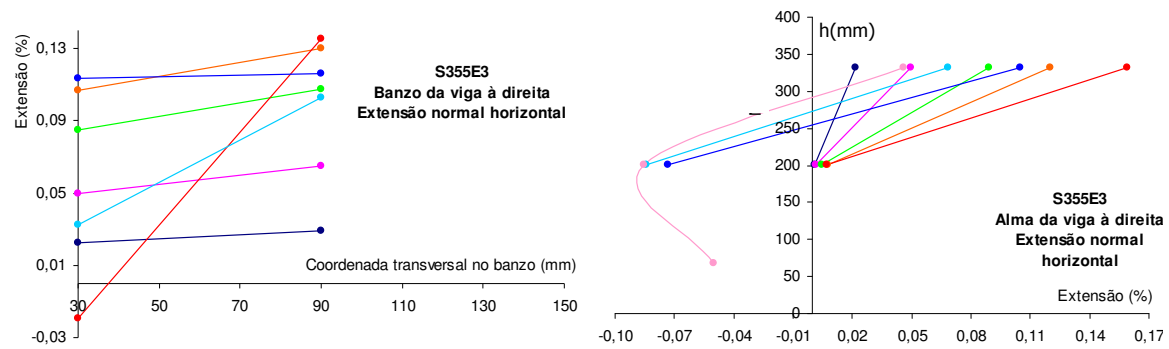
**Figura 5 .** Variação da extensão normal vertical ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar



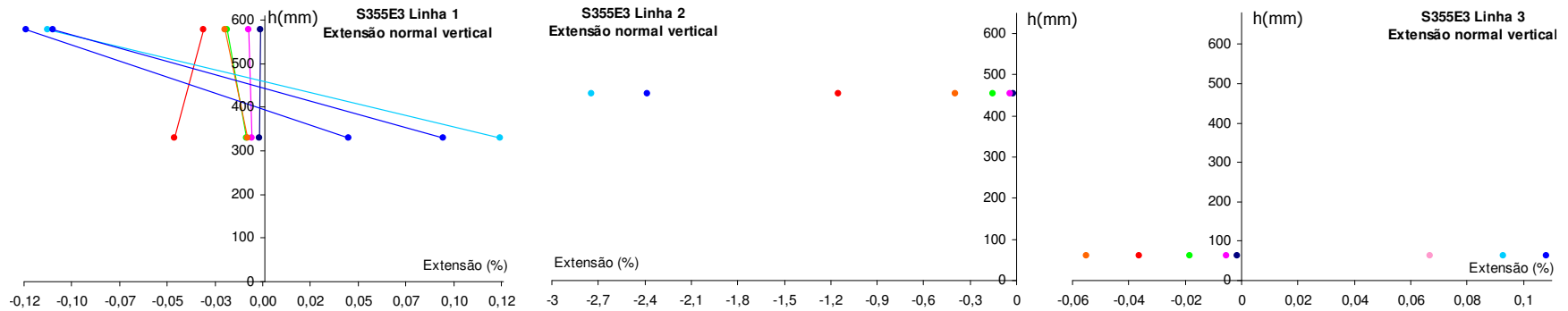
**Figura 6 .** Variação da extensão na direcção a 45º ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

**D3. Ensaio S355E3**

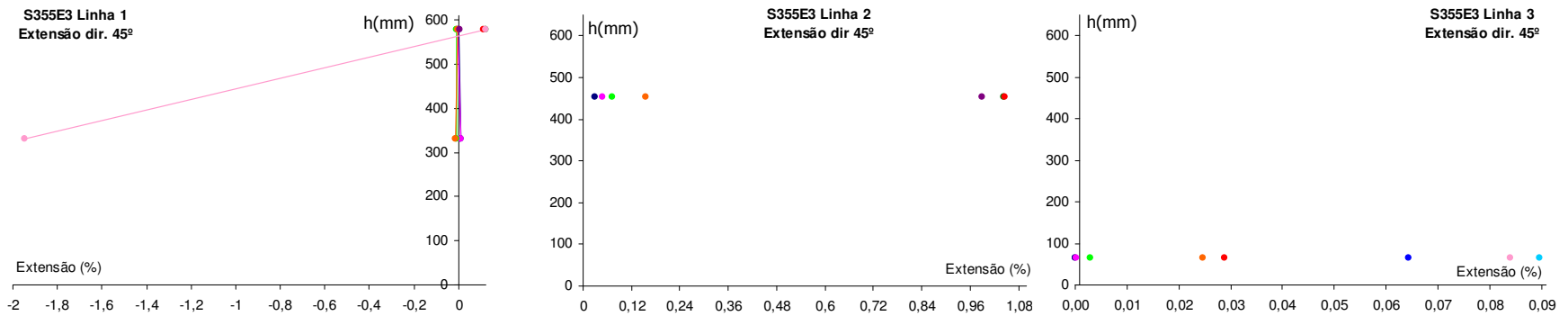




**Figura 7 .** Variação da extensão ao longo do ensaio nos banzos e almas das vigas



**Figura 8 .** Variação da extensão normal vertical ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar



**Figura 9 .** Variação da extensão na direcção a 45° ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

## D4. Ensaio S355E4

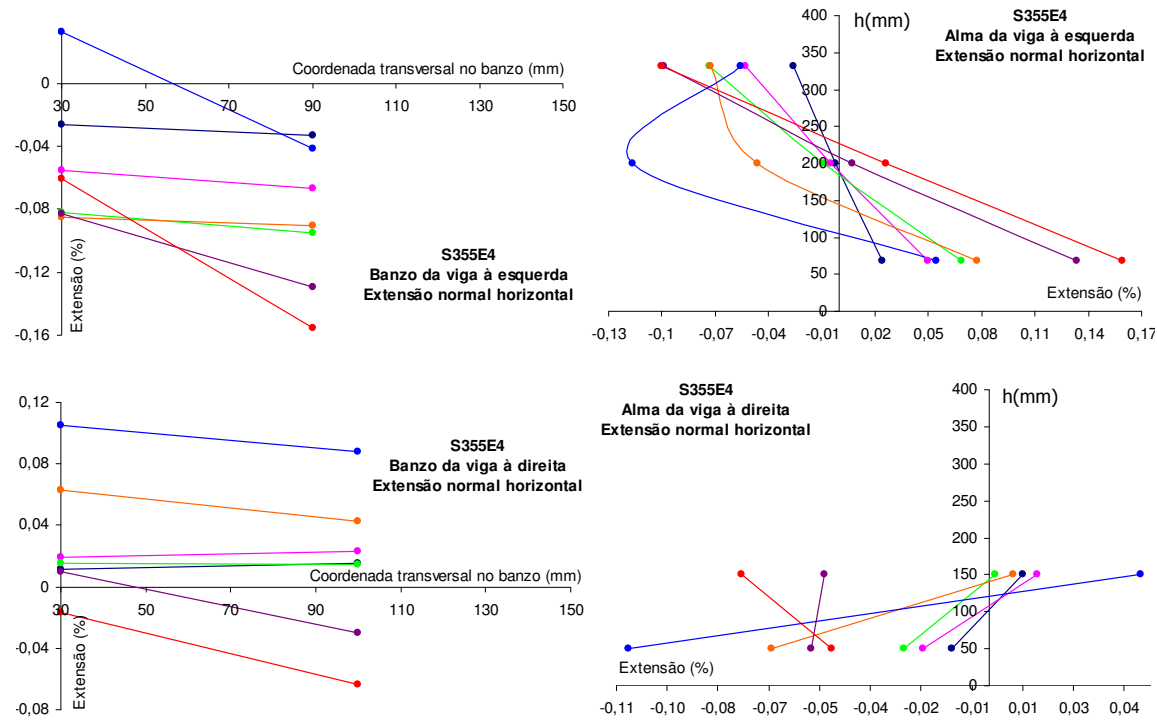


Figura 10 . Variação da extensão ao longo do ensaio nos banzos e almas das vigas

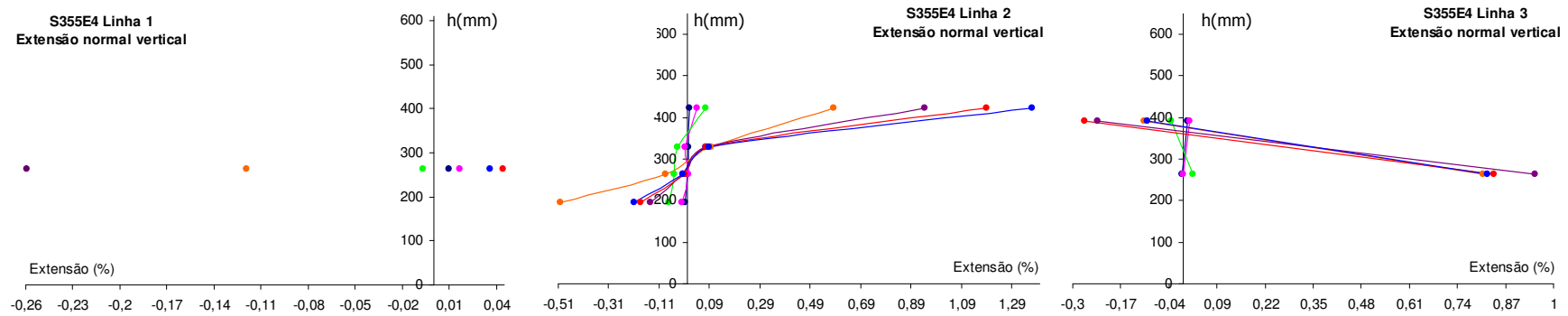


Figura 11 . Variação da extensão normal vertical ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

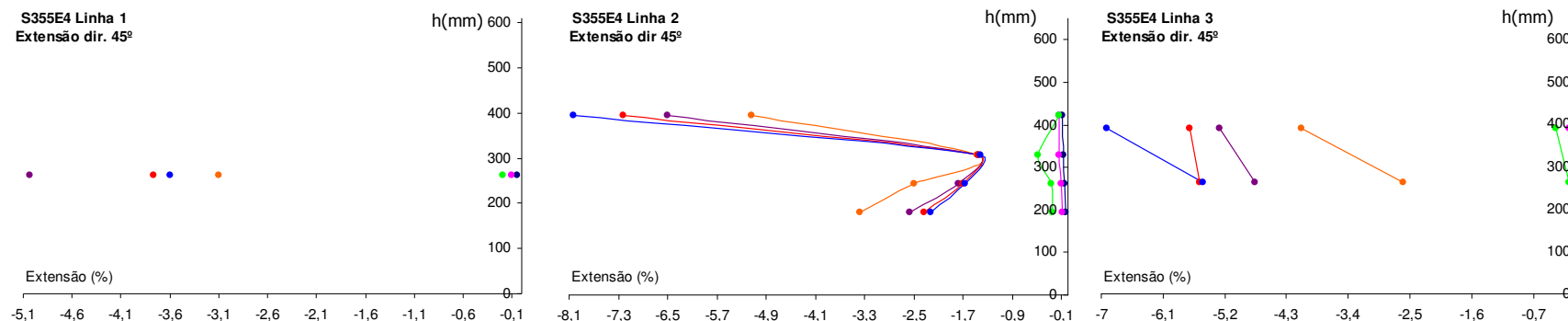


Figura 12 • Variação da extensão na direcção a 45° ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

### D5. Ensaio S690E1.1

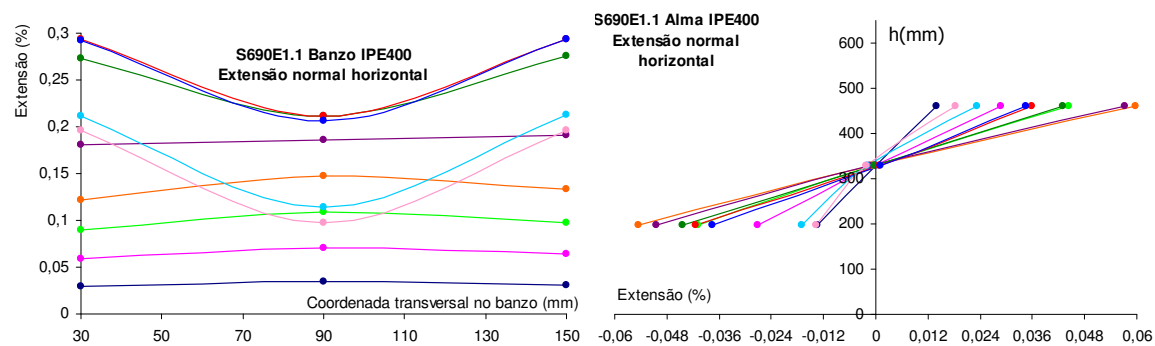
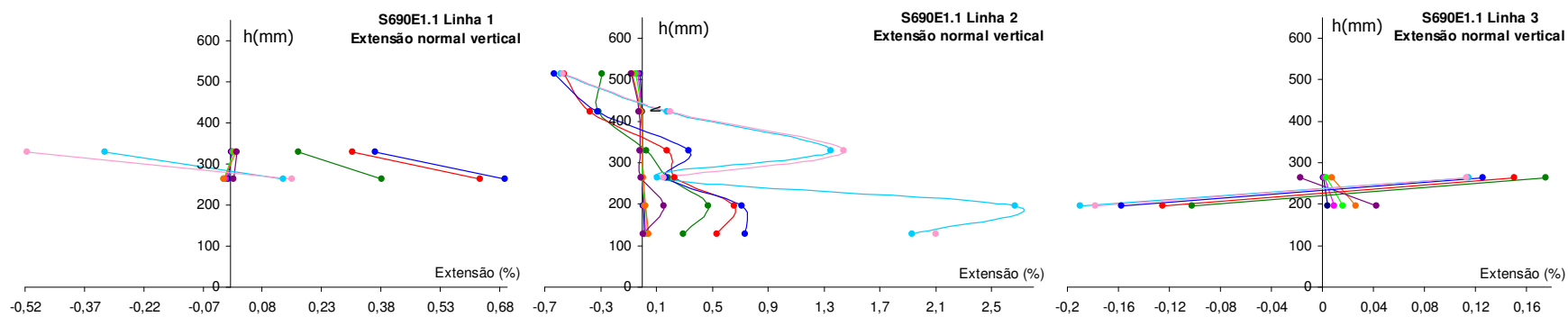
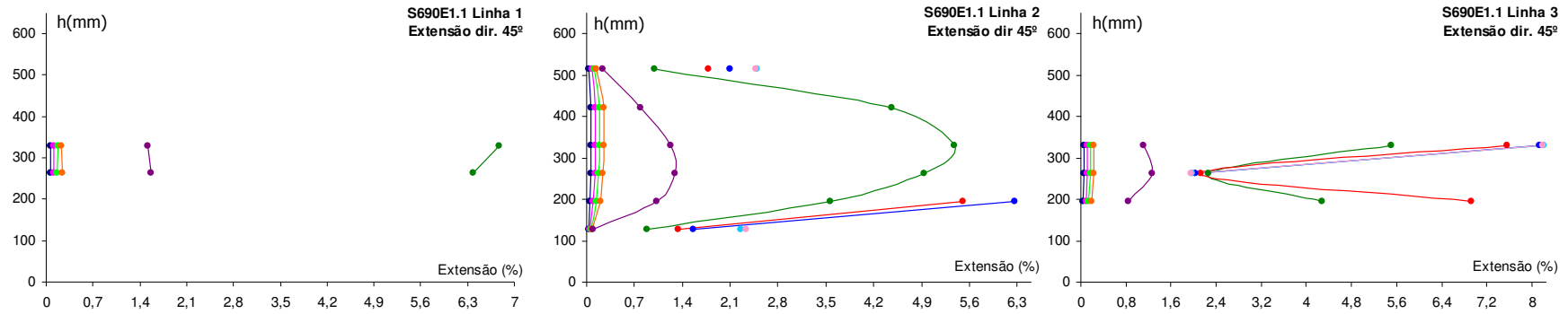


Figura 13 • Variação da extensão ao longo do ensaio nos banços e almas das vigas

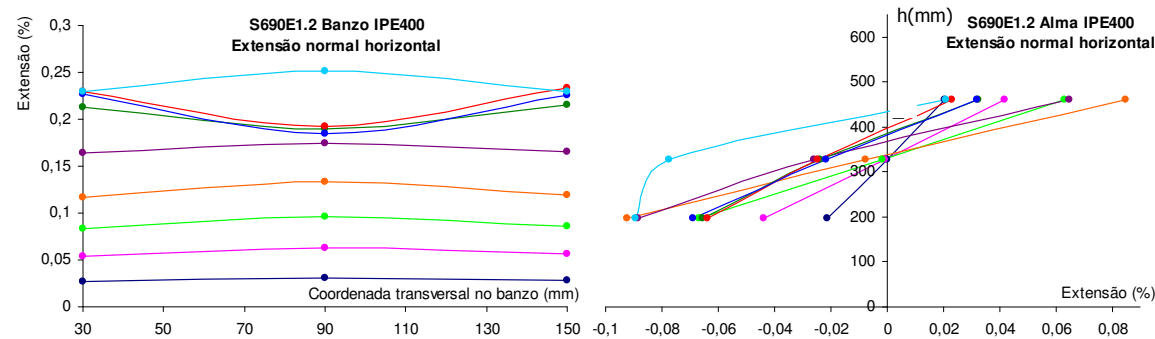


**Figura 14** • Variação da extensão normal vertical ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

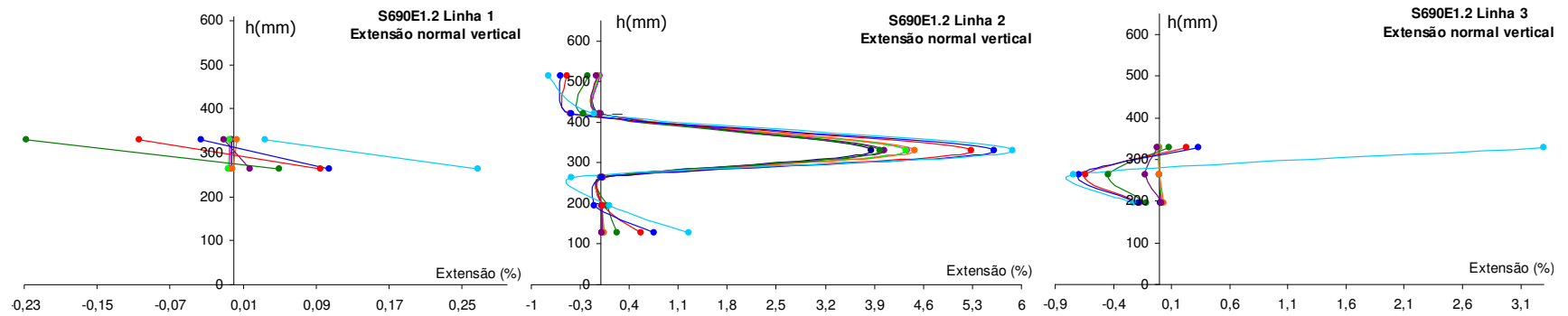


**Figura 15** • Variação da extensão na direcção a 45° ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

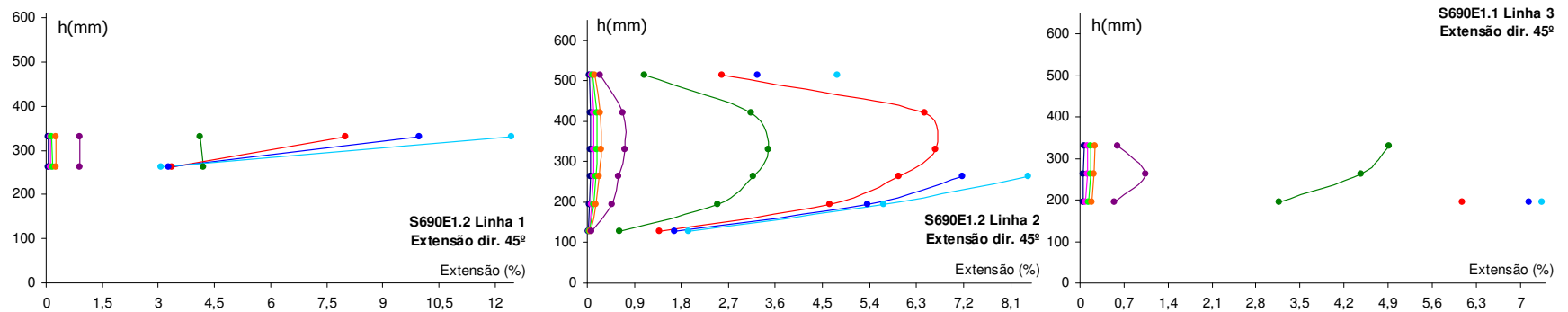
**D6. Ensaio S690E1.2**



**Figura 16** • Variação da extensão ao longo do ensaio nos banzos e almas das vigas

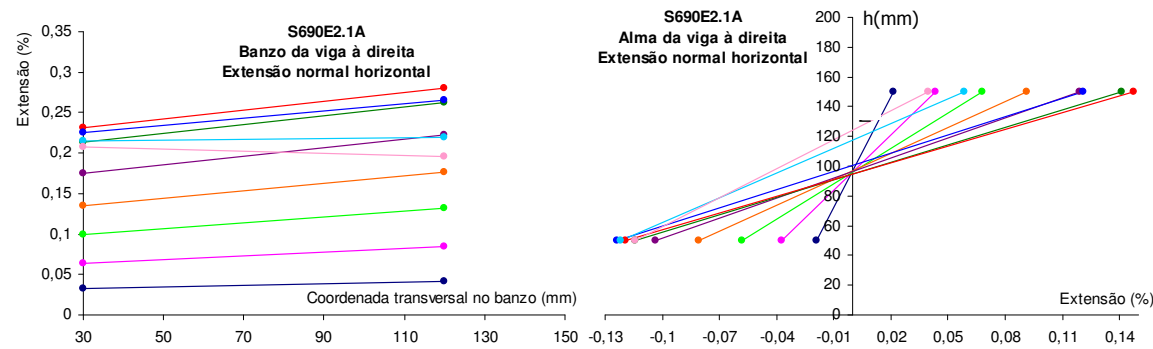


**Figura 17** . Variação da extensão normal vertical ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar



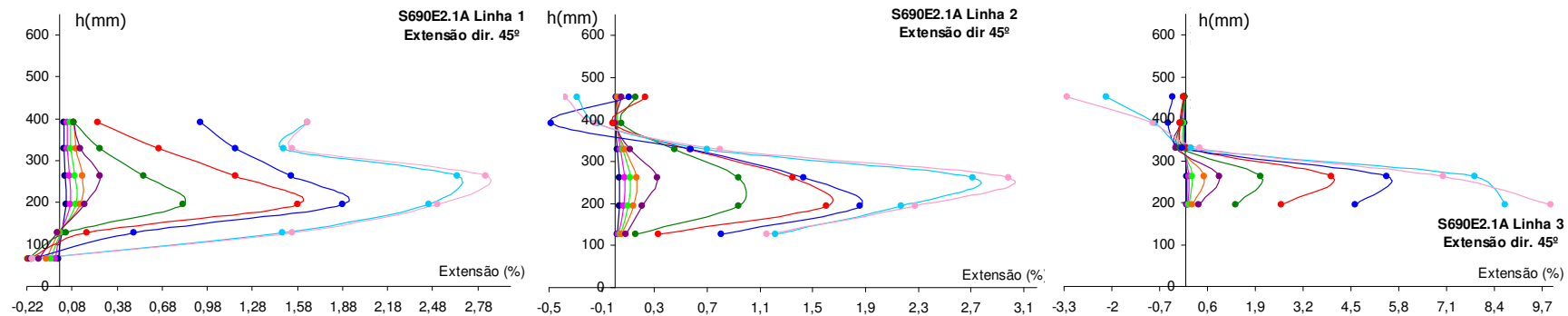
**Figura 18** . Variação da extensão na direcção a 45° ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

**D7. Ensaio S690E2A**



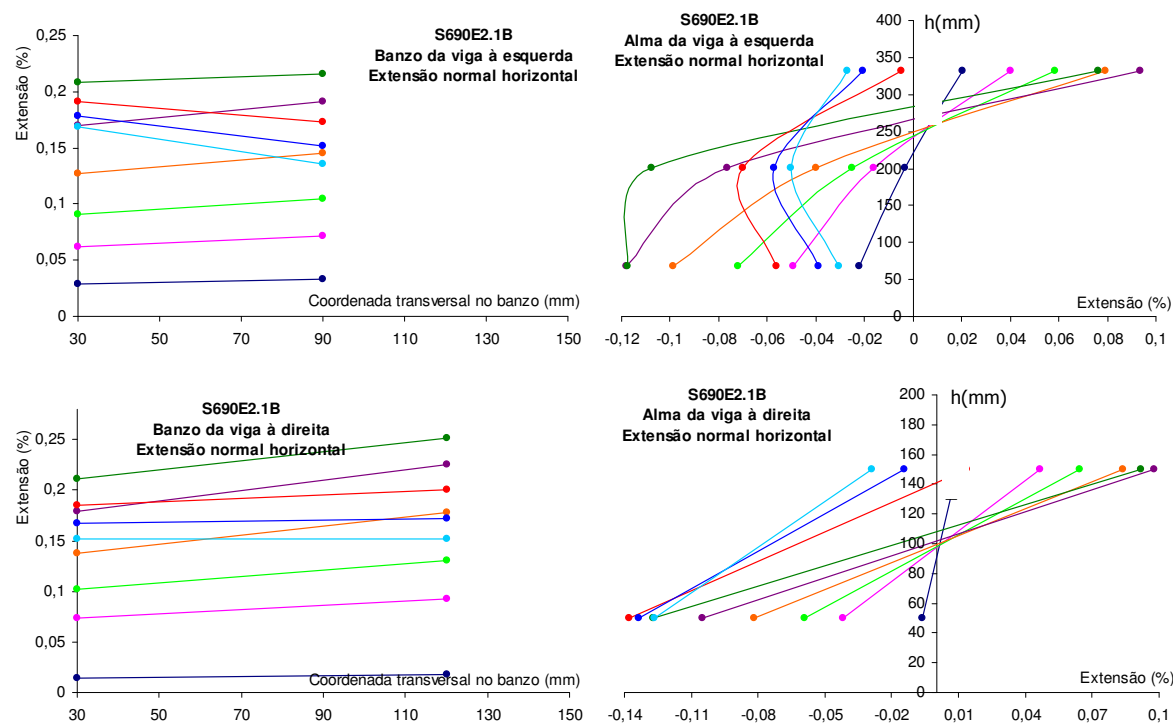
**Figura 19** . Variação da extensão ao longo do ensaio nos banzos e almas das vigas





**Figura 20** . Variação da extensão na direcção a 45º ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

**D8. Ensaio S690E2B**



**Figura 21** . Variação da extensão ao longo do ensaio nos banzos e almas das vigas

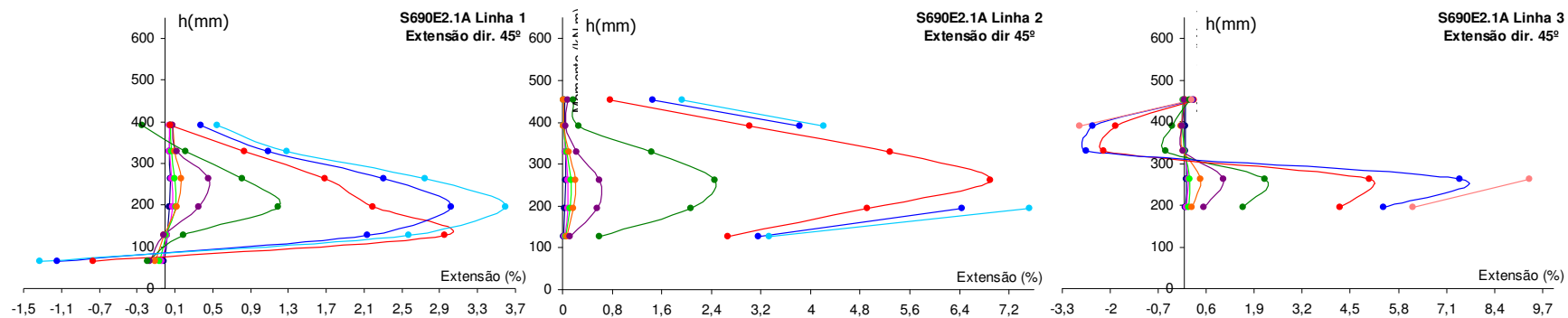


Figura 22 • Variação da extensão na direcção a 45° ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

### D9. Ensaio S690E3A

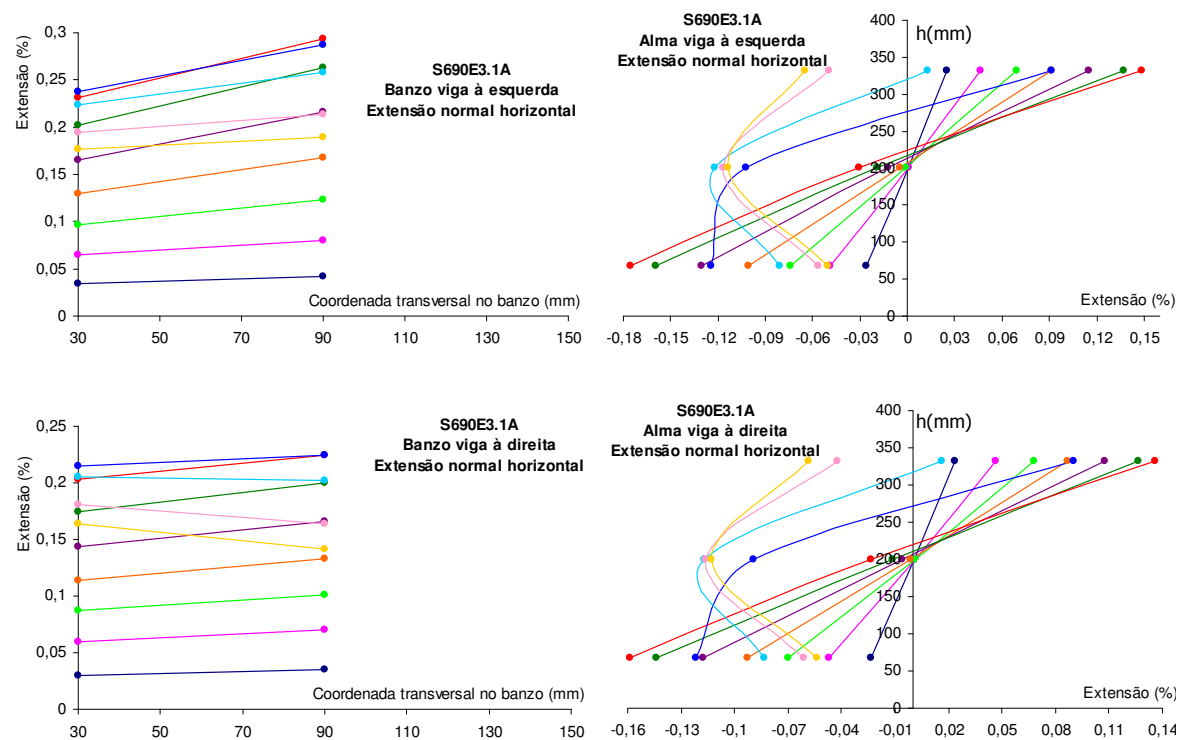


Figura 23 • Variação da extensão ao longo do ensaio nos banzos e almas das vigas

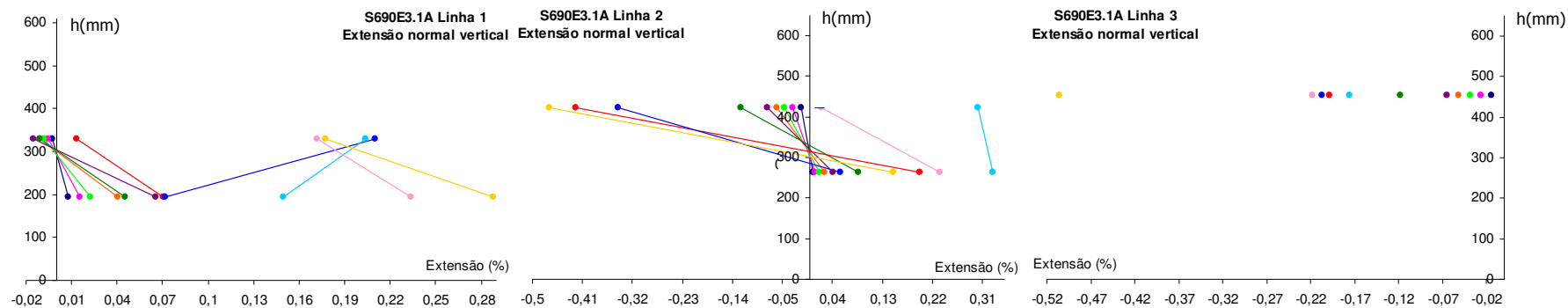


Figura 24 . Variação da extensão normal vertical ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

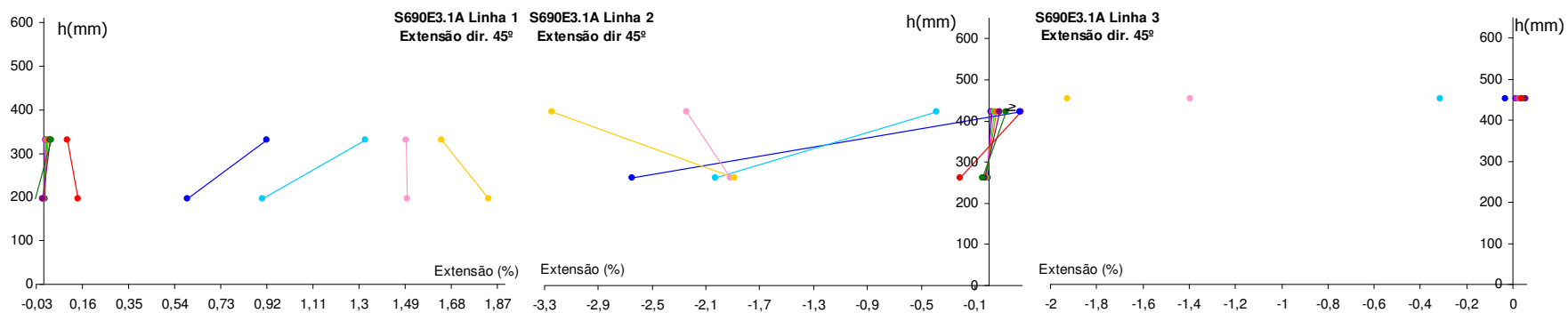


Figura 25 . Variação da extensão na direcção a 45° ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

**D10. Ensaio S690E3B**

h(mm)

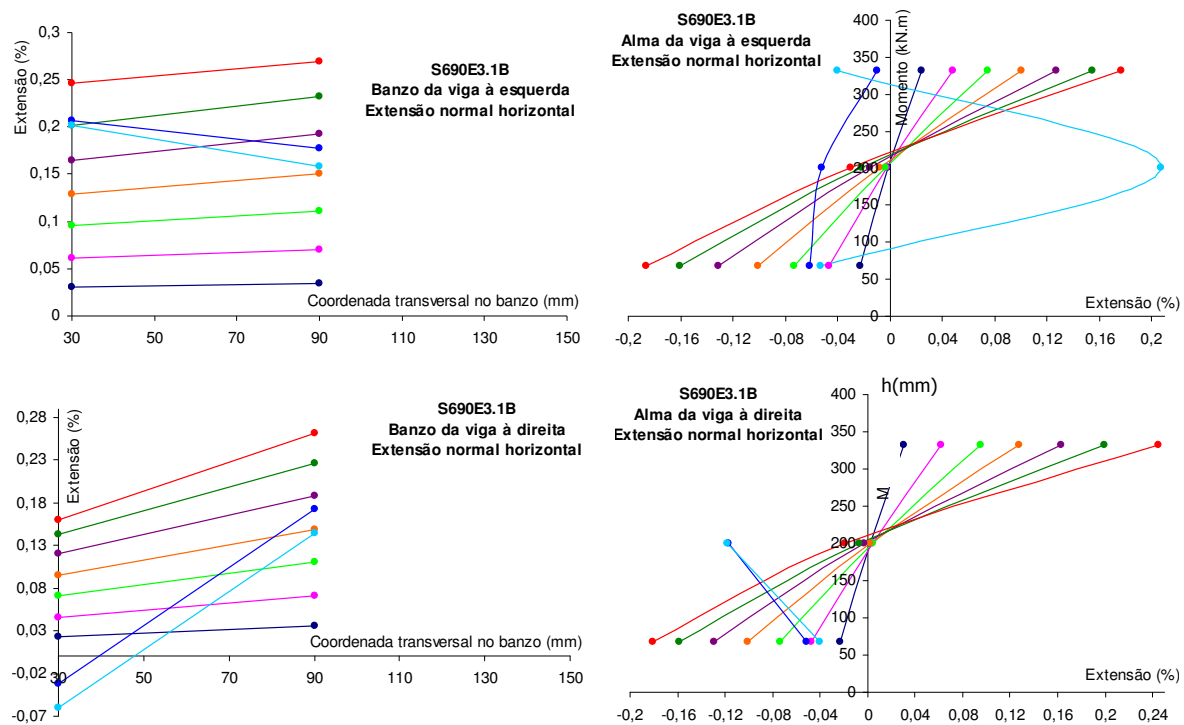


Figura 26 . Variação da extensão ao longo do ensaio nos banzos e almas das vigas

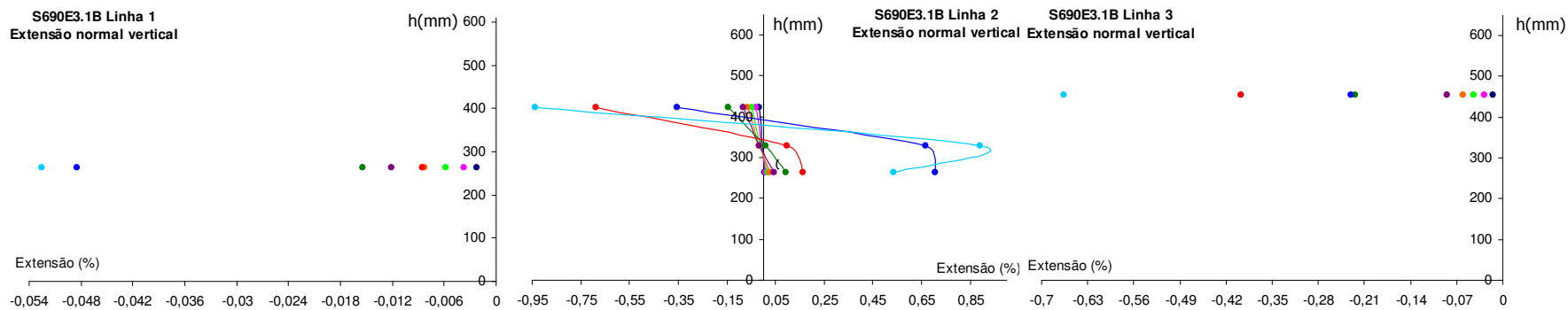
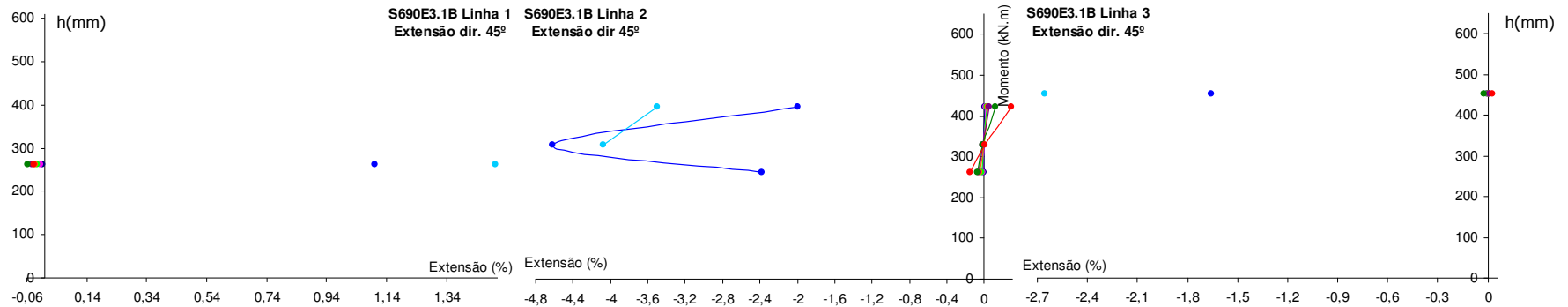
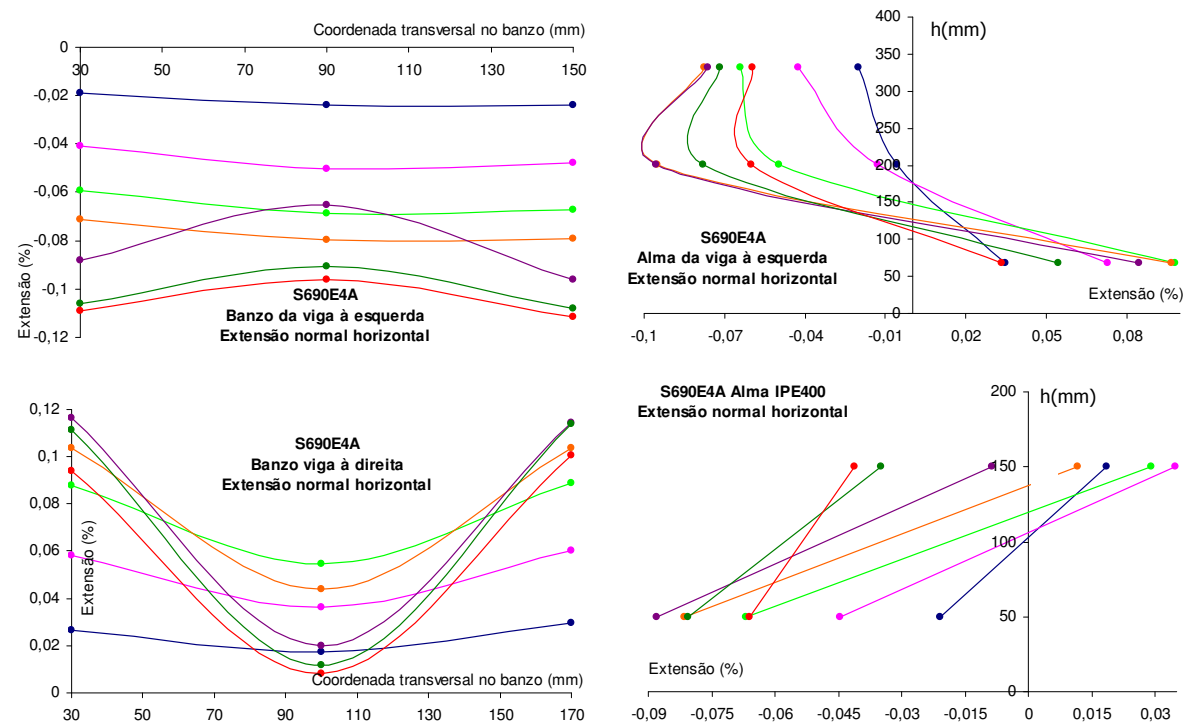


Figura 27 . Variação da extensão normal vertical ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

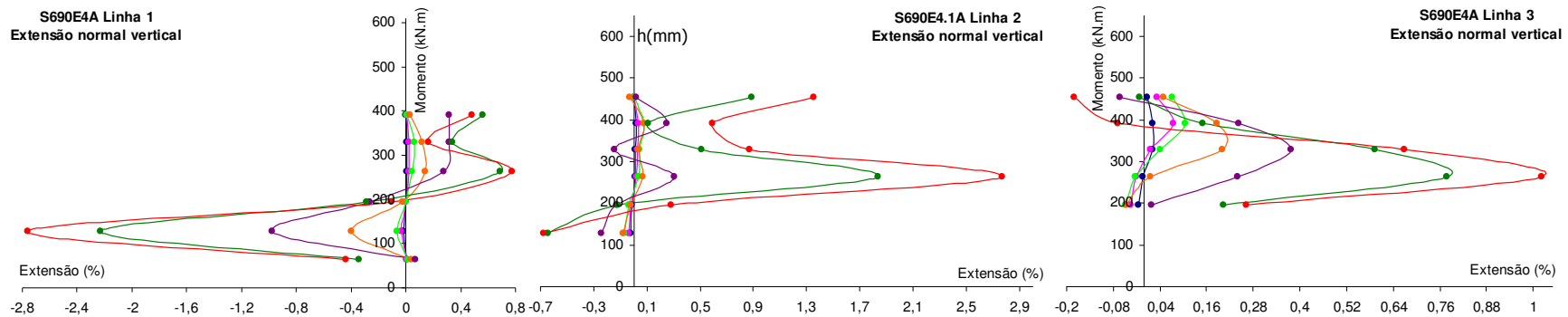


**Figura 28 .** Variação da extensão na direcção a 45° ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

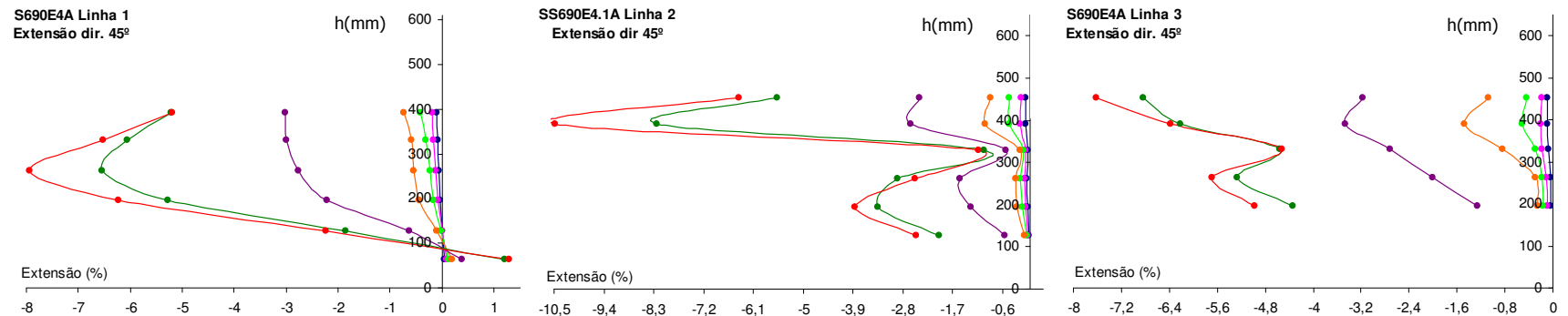
**D11. Ensaio S690E4A**



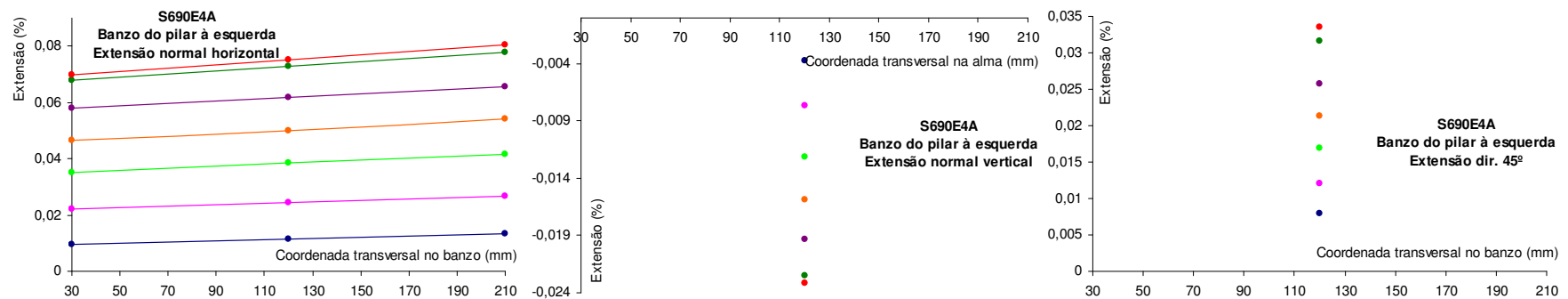
**Figura 29 .** Variação da extensão ao longo do ensaio nos banços e almas das vigas



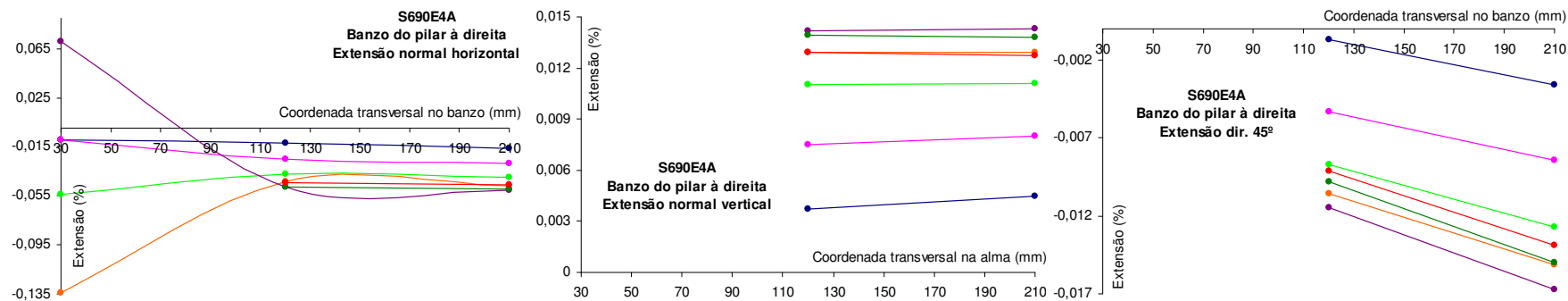
**Figura 30 .** Variação da extensão normal vertical ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar



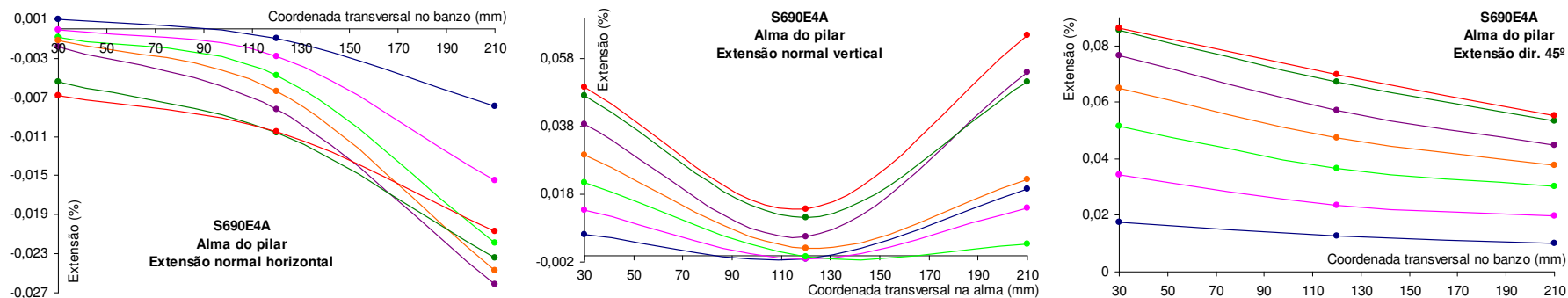
**Figura 31 .** Variação da extensão na direcção a 45º ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar



**Figura 32 .** Caracterização do estado de deformação ao longo do ensaio, no banzo (esquerda) da secção instrumentada do pilar

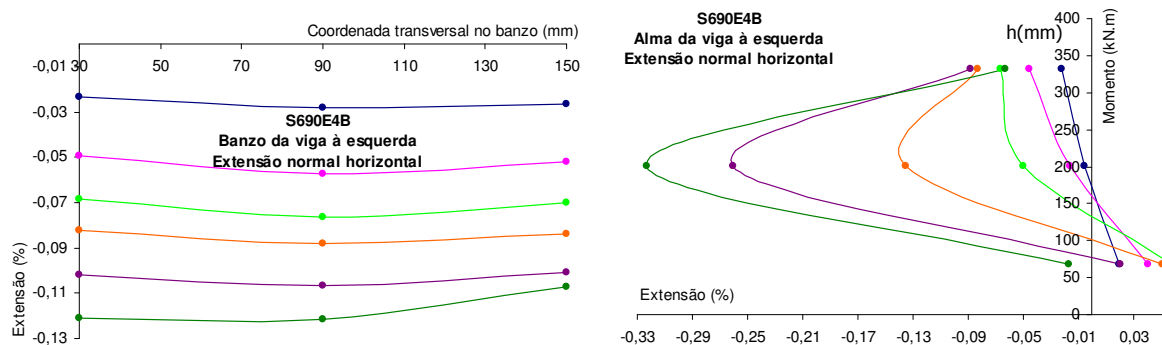


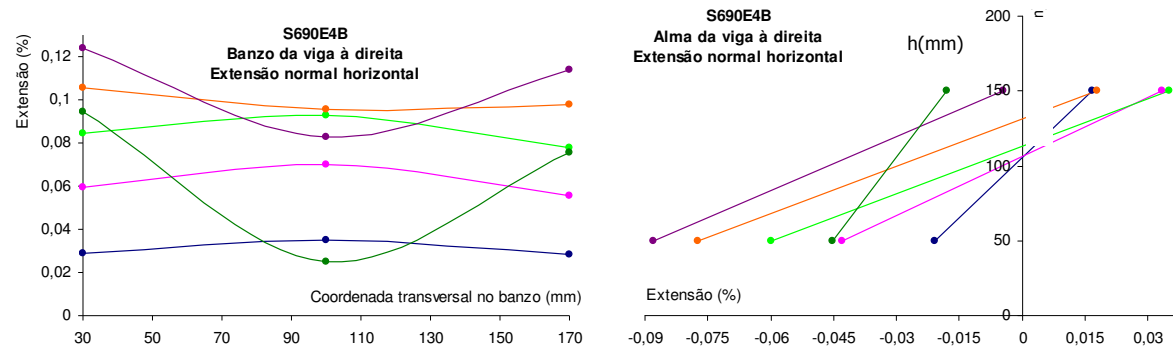
**Figura 33** . Caracterização do estado de deformação ao longo do ensaio, no banzo (direita) da secção instrumentada do pilar



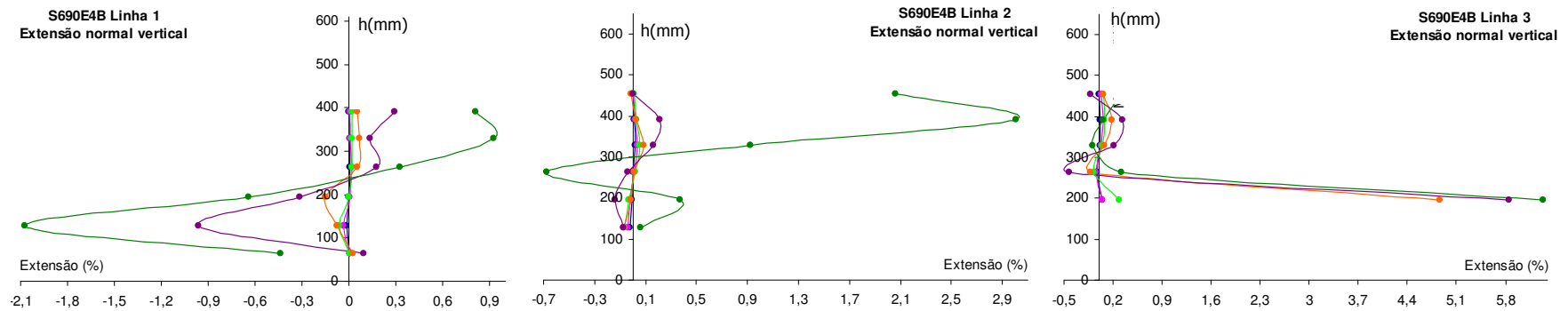
**Figura 34** . Caracterização do estado de deformação ao longo do ensaio, na alma da secção instrumentada do pilar

## D12. Ensaio S690E4B

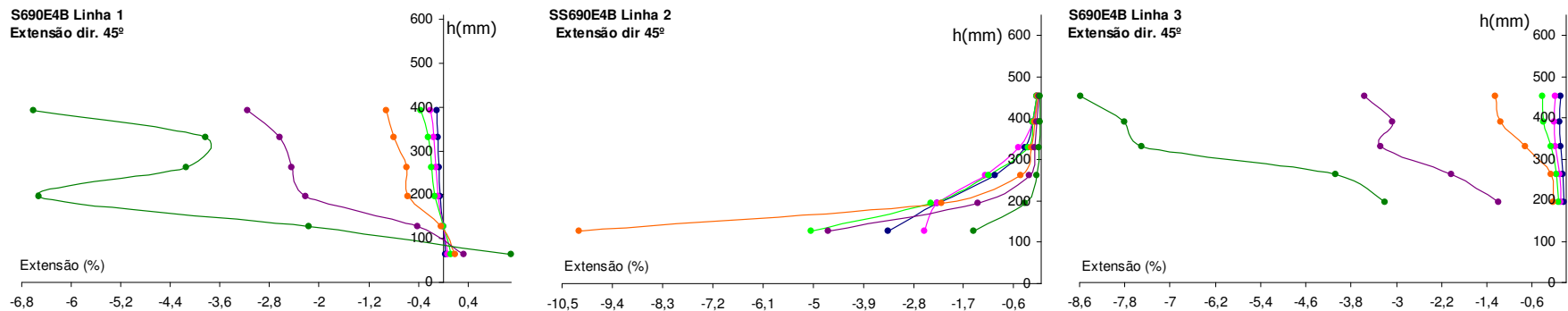




**Figura 35** . Variação da extensão ao longo do ensaio nos banzos e almas das vigas

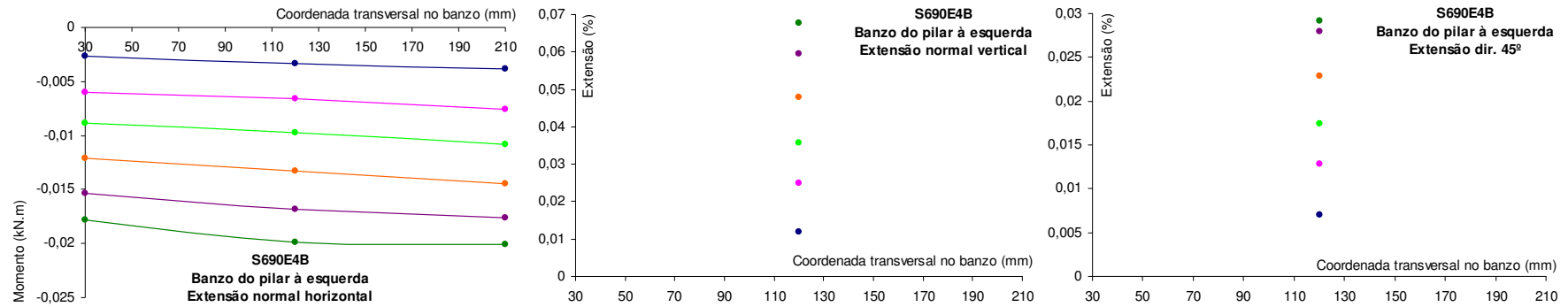


**Figura 36** . Variação da extensão normal vertical ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

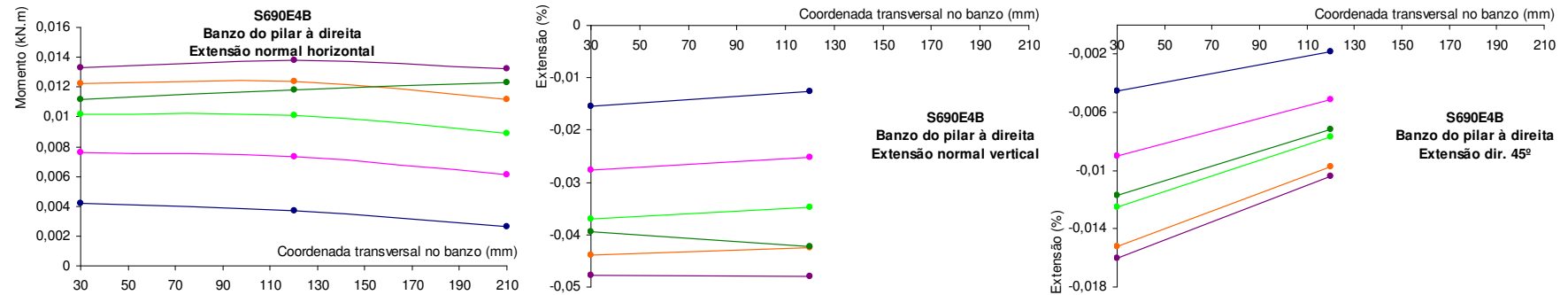


**Figura 37** . Variação da extensão na direcção a 45° ao longo do ensaio, nas linhas do painel da alma do pilar

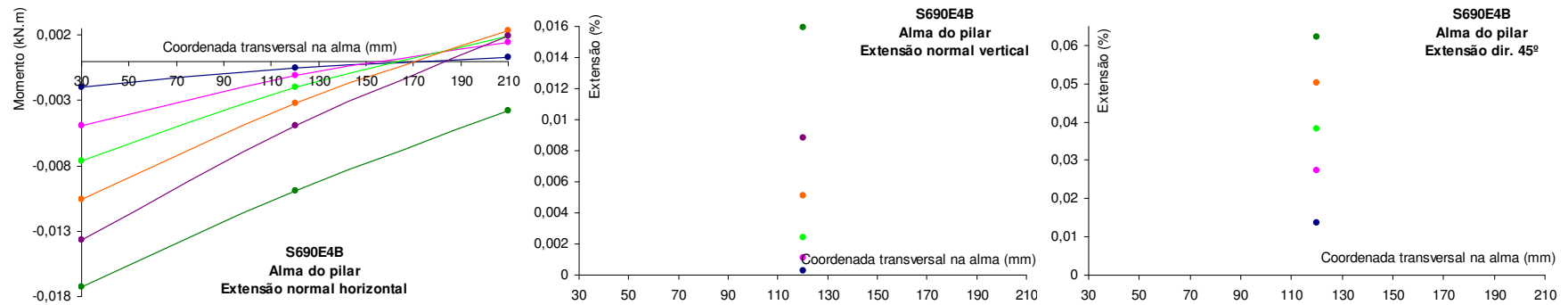




**Figura 38 .** Caracterização do estado de deformação ao longo do ensaio, no banzo (esquerda) da secção instrumentada do pilar



**Figura 39 .** Caracterização do estado de deformação ao longo do ensaio, no banzo (direita) da secção instrumentada do pilar



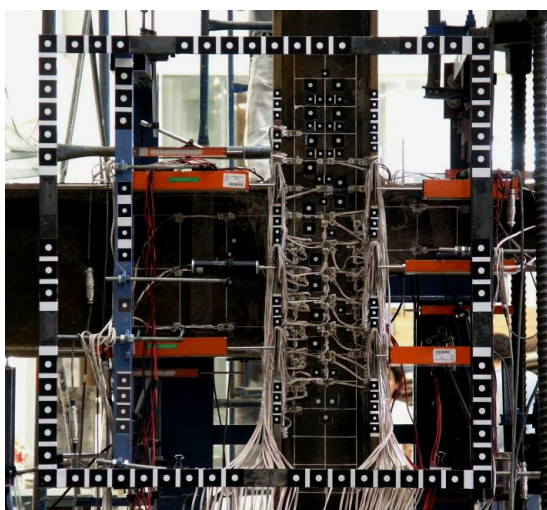
**Figura 40 .** Caracterização do estado de deformação ao longo do ensaio, na alma da secção instrumentada do pilar

## Anexo E – Fotogrametria

---

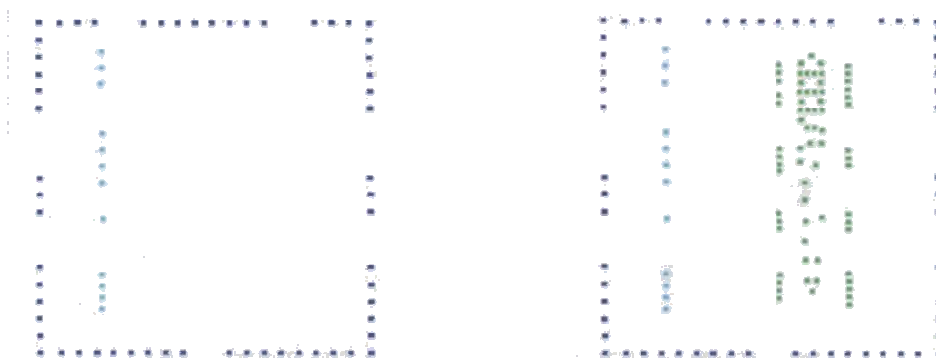
### E1. Metodologia

Inicialmente foi construída uma estrutura metálica auxiliar quadrada, que envolve a zona “alvo” (painel da alma do pilar), e que se manteve fixa durante o ensaio (Figura 1). A esta estrutura foram coladas as miras: pontos fixos, considerados pontos de controlo. Foram também coladas miras nos elementos a ensaiar, neste caso denominam-se de pontos móveis. Foram colocadas na zona da junta mais concretamente nos banzos e alma do pilar e alma das vigas.



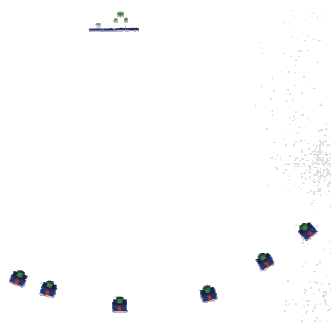
**Figura 1** • Aspecto global do conjunto de miras fixas e móveis

A monitorização realizada consistiu no levantamento fotogramétrico da estrutura em várias fases do ensaio. Em cada uma dessas fases foram construídos modelos fotogramétrico da estrutura, os quais foram posteriormente sobrepostos com o objectivo de quantificar os deslocamentos ocorridos durante o carregamento (Figura 2).



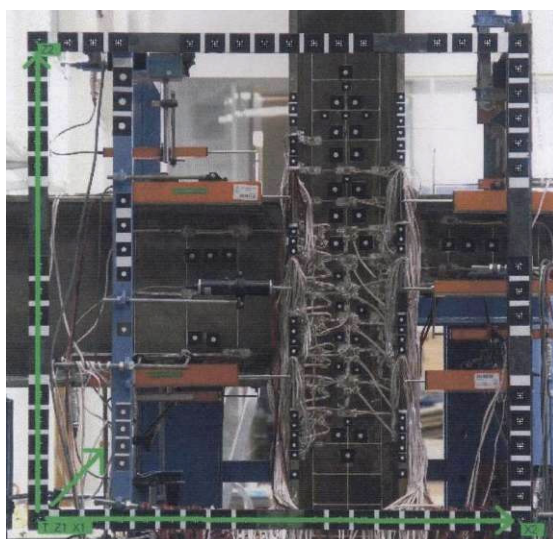
**Figura 2** • Posicionamento das miras ensaio S690E4B

O levantamento fotogramétrico do ensaio efectuou-se com um total de seis estações em cada uma das fases consideradas. As estações utilizadas contornam a face monitorizada e encontram-se dispostas de forma convergente perante a estrutura a levantar (Figura 3).



**Figura 3** . Posicionamento das estações para ambos os ensaios – Vista em planta

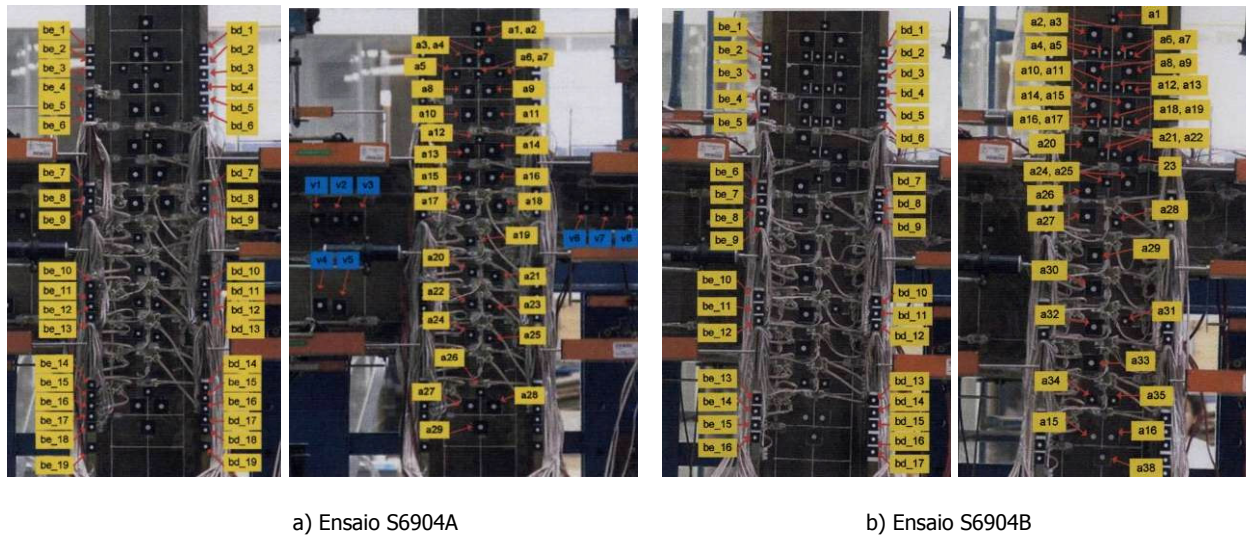
Os deslocamentos medidos no plano da estrutura e no plano perpendicular à estrutura foram obtidos com o mesmo grau de precisão. A orientação atribuída aos vários modelos gerados teve por base a estrutura auxiliar. O eixo dos xx foi definido pela horizontal que une os pontos inferiores da “moldura” (x1 e x2), o eixo dos zz pela união do vértice inferior e superior da mesma (z1 e z2), e o zero foi atribuído à mira do seu vértice inferior esquerdo (Figura 4).



**Figura 4** . Orientação atribuída aos modelos

## E2. Ensaios

No ensaio S690E4A foram utilizadas 19 miras em cada um dos banzos do pilar, 29 na alma e 8 nas vigas (Figura 5a)). No ensaio S690E4B foram utilizadas 16 miras em cada banzo do pilar e 38 na alma (Figura 5b)).

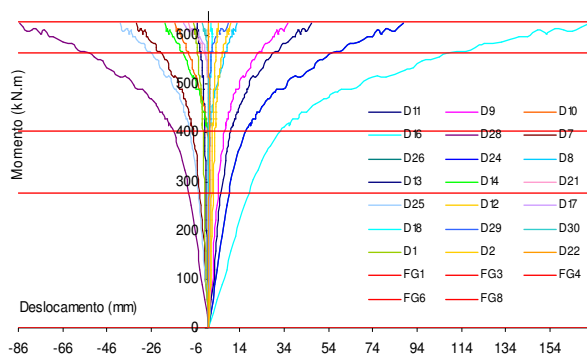


a) Ensaio S6904A

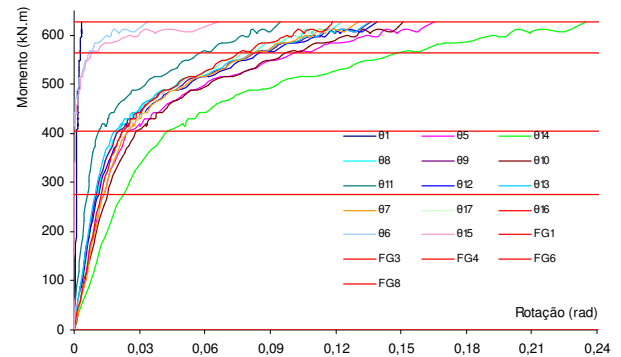
b) Ensaio S6904B

**Figura 5** . Designação e localização das miras

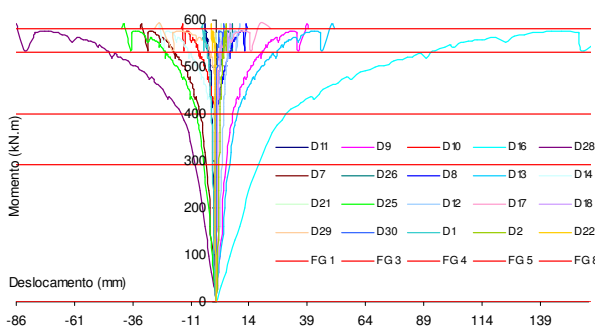
Na Figura 6 ilustram-se os níveis seleccionados para recolha de informação através de fotogrametria. A ilustração é feita à custa dos diagramas momento vs deslocamento para todos os transdutores de deslocamento utilizados, e para os diagramas momento vs rotação para todas as componentes determinadas através dos resultados experimentais. Desta forma é fácil visualizar que os níveis seleccionados descrevem de forma aceitável as curvas experimentais, tendo em conta que o número de níveis se encontrava limitado a cinco.



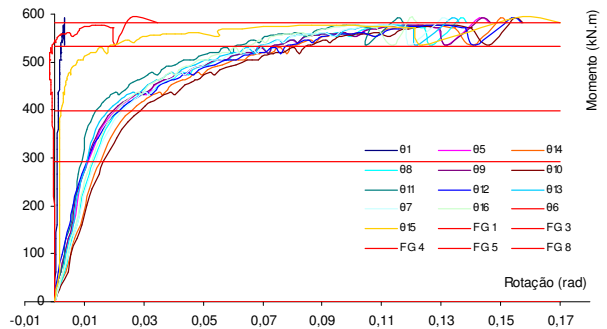
a) Níveis vs curvas de deformação linear no ensaio S6904A



b) Níveis vs curvas de rotação no ensaio S6904A



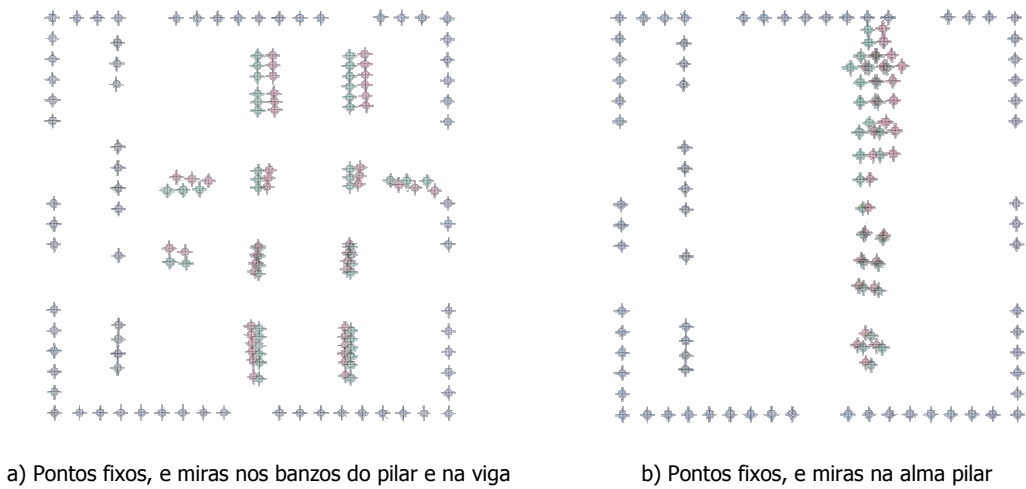
c) Níveis vs curvas de deformação linear no ensaio S6904B



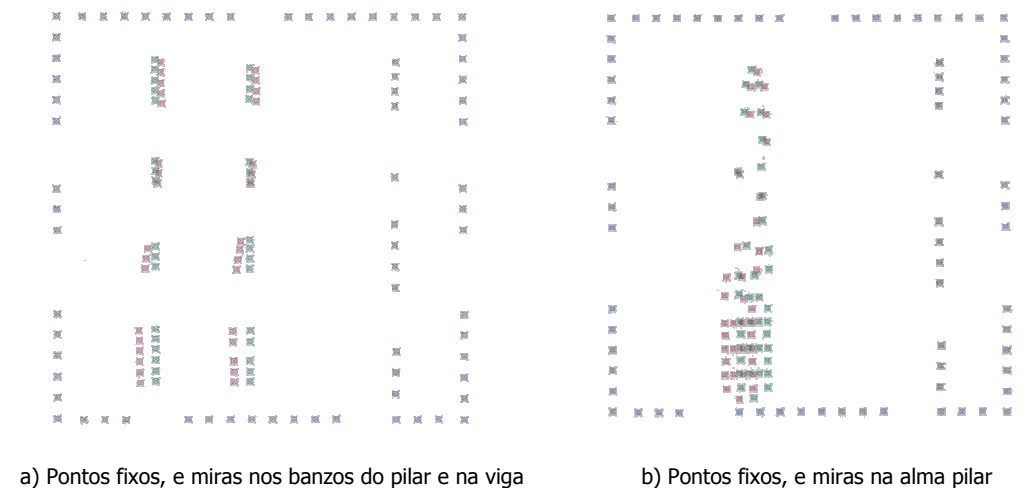
d) Níveis vs curvas de rotação no ensaio S6904B

**Figura 6** . Níveis seleccionados para registo da deformação através de fotogrametria

A Figura 7 e na Figura 8 ilustram a sobreposição de dois modelos gerados, correspondentes à fase inicial e a fase final, para cada um dos ensaios. Em anexo encontram-se quadros que descrevem o deslocamento de cada mira em cada fase de cada ensaio.



**Figura 7** • Sobreposição dos modelos ensaio S690E4A (Posição inicial e final)



**Figura 8** • Sobreposição dos modelos ensaio S690E4B (Posição inicial e final)

As diferenças de coordenadas existentes entre os pontos de controlo nos vários projectos, assumiram-se como a precisão obtida em cada um desses projectos (fases de monitorização). Esta decisão deveu-se ao facto de que, tanto os pontos fixos como os pontos móveis estarem nas mesmas condições, no que diz respeito aos parâmetros do levantamento fotogramétrico (distâncias focais e ângulos de convergência). O Quadro 1 indica a diferença entre coordenadas dos pontos fixos (pontos de controlo) em cada fase monitorizada e para cada ensaio.

**Quadro 1** • Diferença nas coordenadas dos pontos de controlo, nas várias fases de recolha de dados.

		Fase 3			Fase 4			Fase 5			Fase 8		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
S6904A	Médio (mm)	0.01	0.03	0.01	0.02	0.04	0.02	0.02	0.04	0.02	0.05	0.09	0.02
	Máximo (mm)	0.04	0.07	0.03	0.06	0.1	0.05	0.06	0.1	0.05	0.12	0.3	0.07
S6904B	Médio (mm)	0.04	0.11	0.02	0.02	0.07	0.01	0.02	0.06	0.03	0.09	0.06	0.04
	Máximo (mm)	0.09	0.26	0.07	0.06	0.2	0.04	0.15	0.15	0.1	0.19	0.21	0.12

Do total das 159 miras utilizadas em ambos os ensaios apenas três não foram utilizadas. A mira a16 do ensaio S690E4A não foi utilizada dada a sua posição em relação às estações usadas. No ensaio S690E4B não foram usadas as miras a22 e a32, apenas na última fase, pois dada a elevada deformação sofrida pela estrutura, as miras deslocaram-se da base.

### E3. Conclusões

Uma vez que a precisão na avaliação dos deslocamentos, foi considerada idêntica à diferença entre as coordenadas nos pontos de controlo, pode então concluir-se que os deslocamentos foram avaliados com uma precisão média superior a 0.1mm nas três direcções, nunca ultrapassando o valor de 0.3mm.

# Anexo F – Avaliação da qualidade do modelo numérico: vigas

## F1. Modelos em aço da classe S690

### F1.1 Modelo S690E1.1

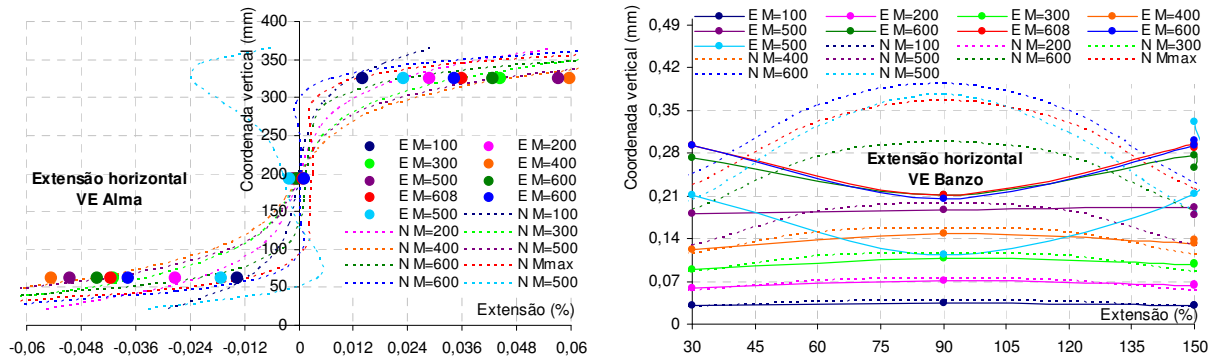


Figura 1 • Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado) em termos de extensões: alma e banzo das vigas.

### F1.2 Modelo S690E1.2

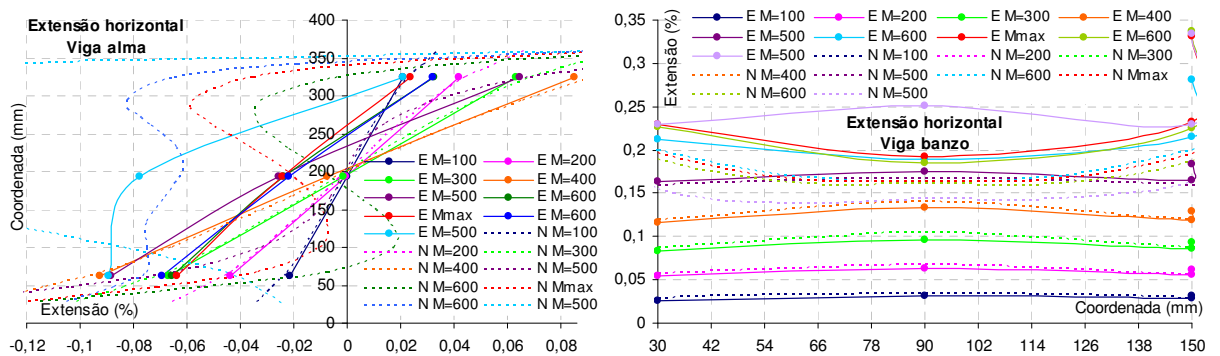
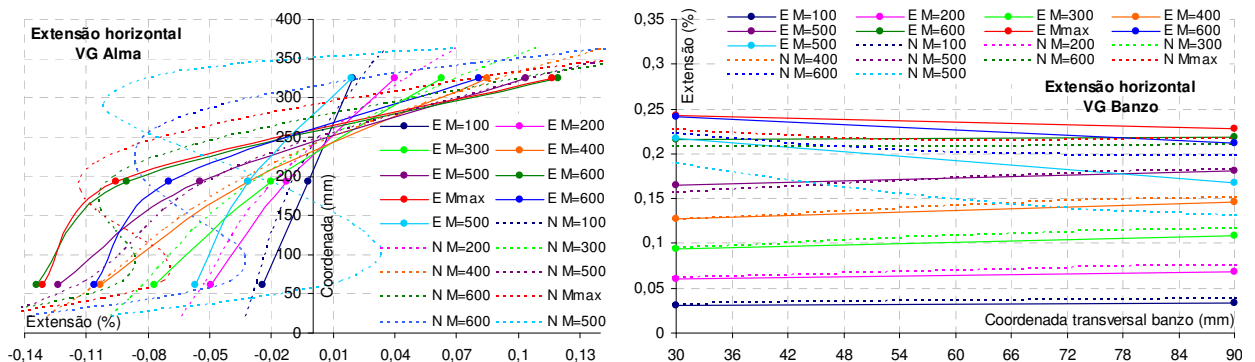


Figura 2 • Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado) em termos de extensões: alma e banzo das vigas

### F1.3 Modelo S690E2A



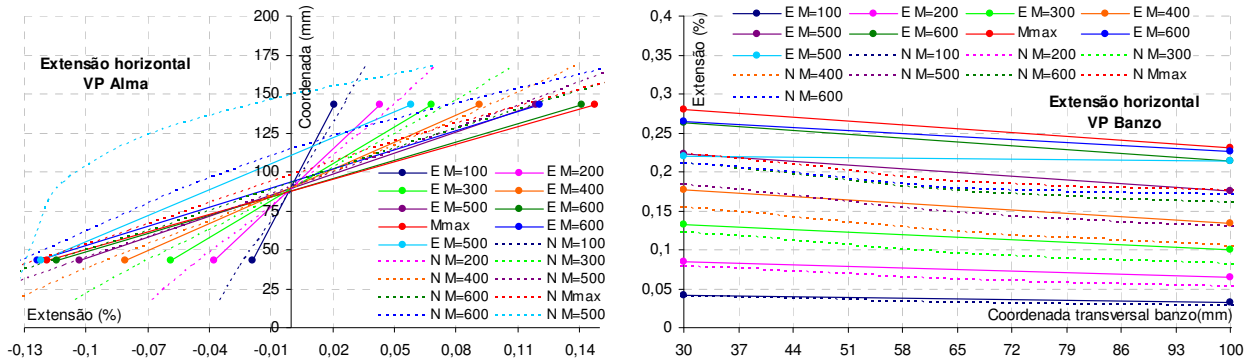


Figura 3 • Resultados experimentais vs numéricos em termos de extensões: alma e banzo das vigas

F1.4 Modelo S690E2B

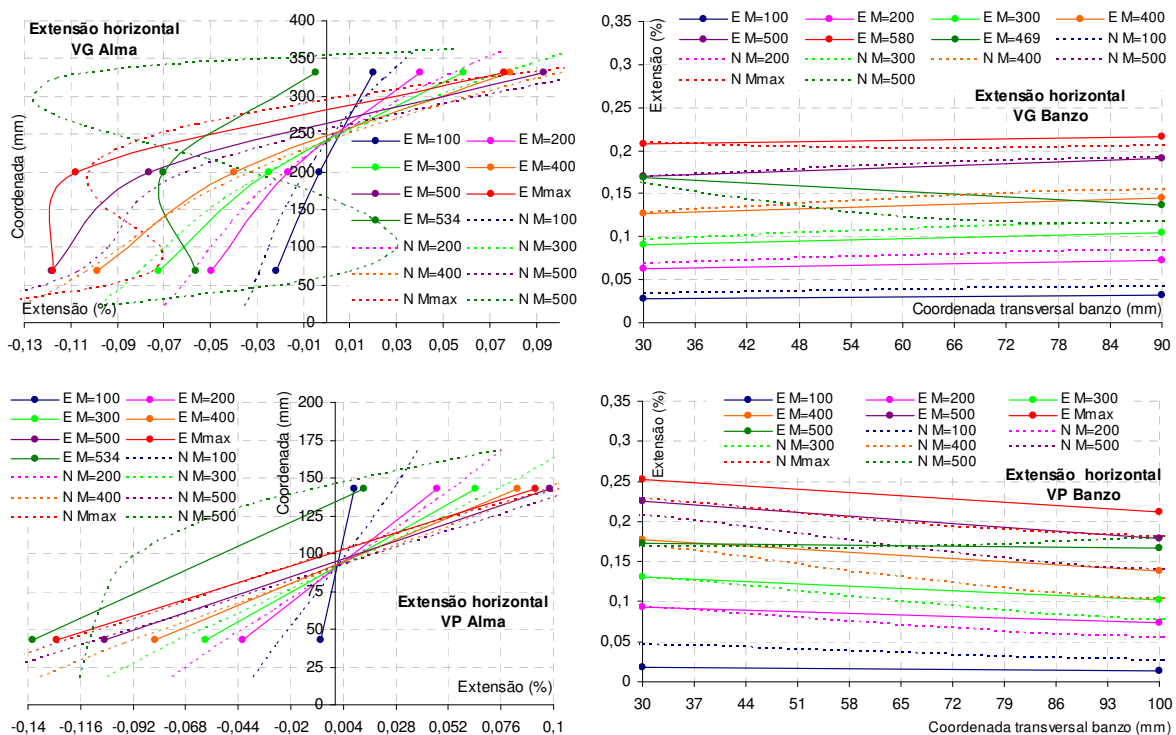
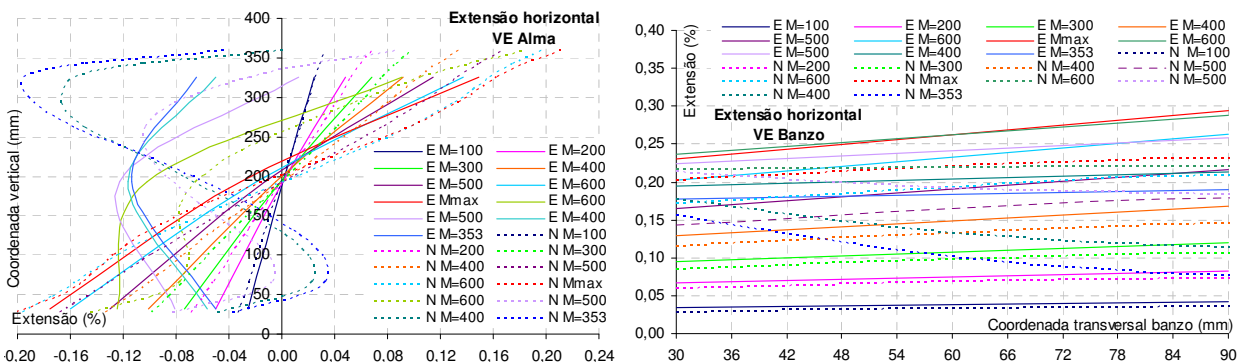


Figura 4 • Resultados experimentais vs numéricos em termos de extensões: alma e banzo das vigas.

F1.5 Modelo S690E3A





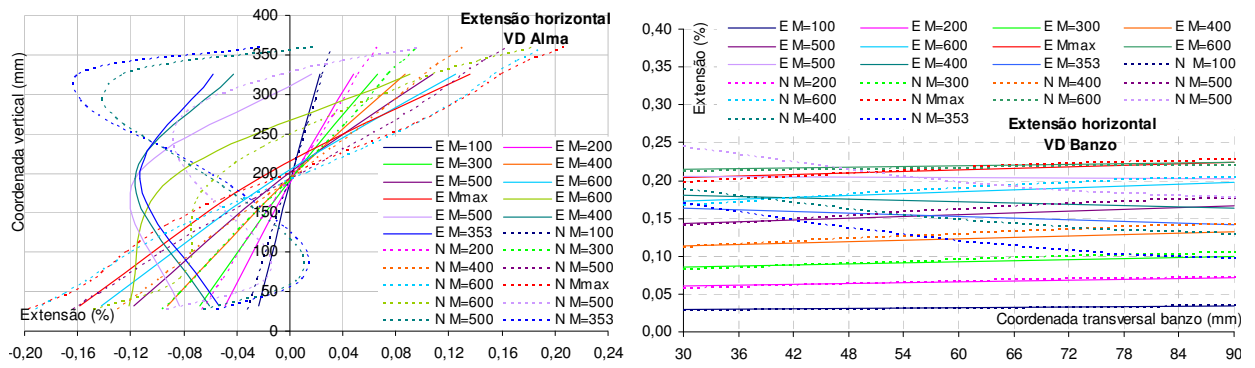


Figura 5 . Resultados experimentais vs numéricos em termos de extensões: alma e banço das vigas

F1.6 Modelo S690E3B

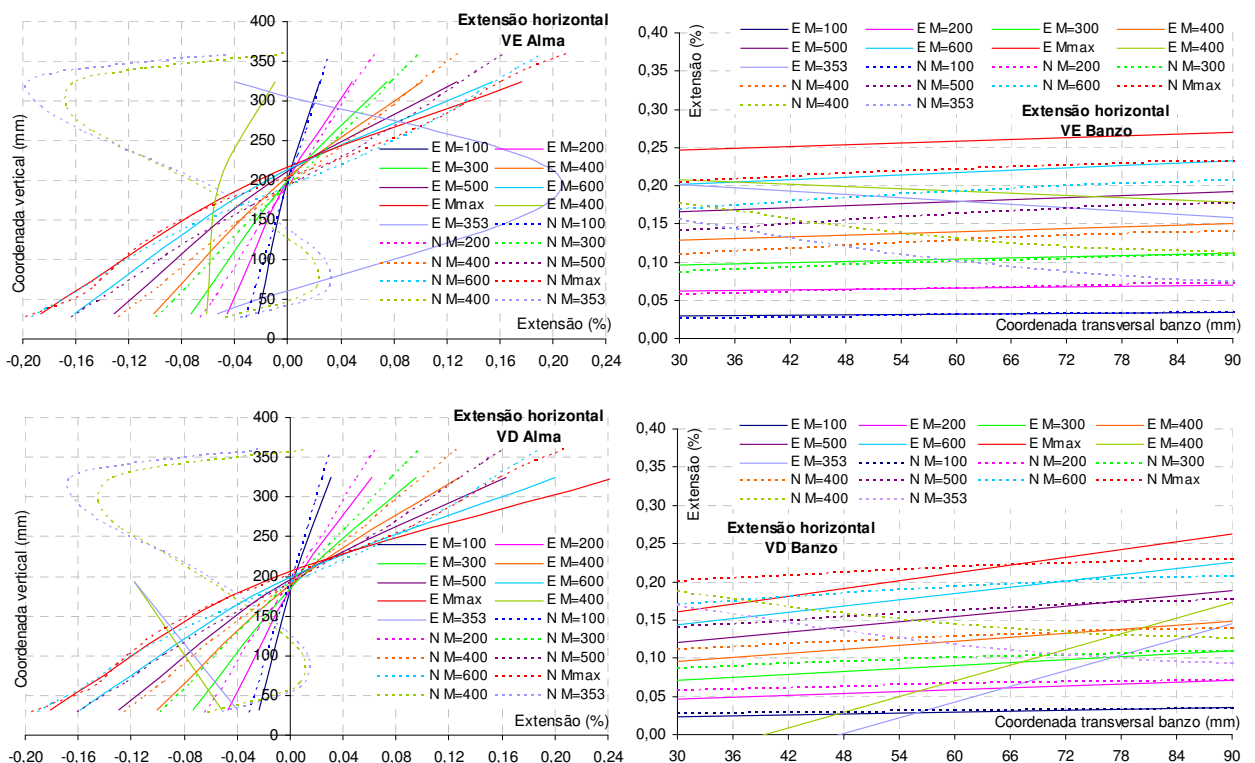
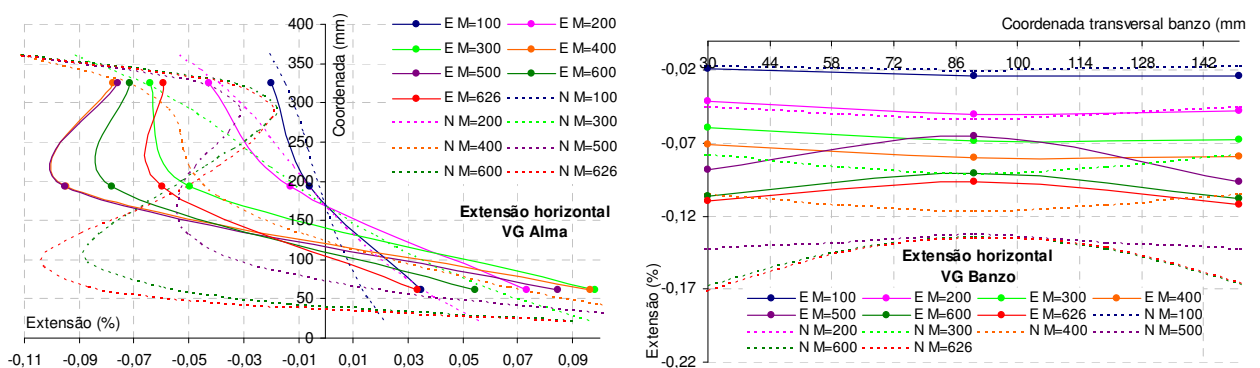


Figura 6 . Resultados experimentais vs numéricos em termos de extensões: alma e banço das vigas

F1.7 Modelo S690E4A



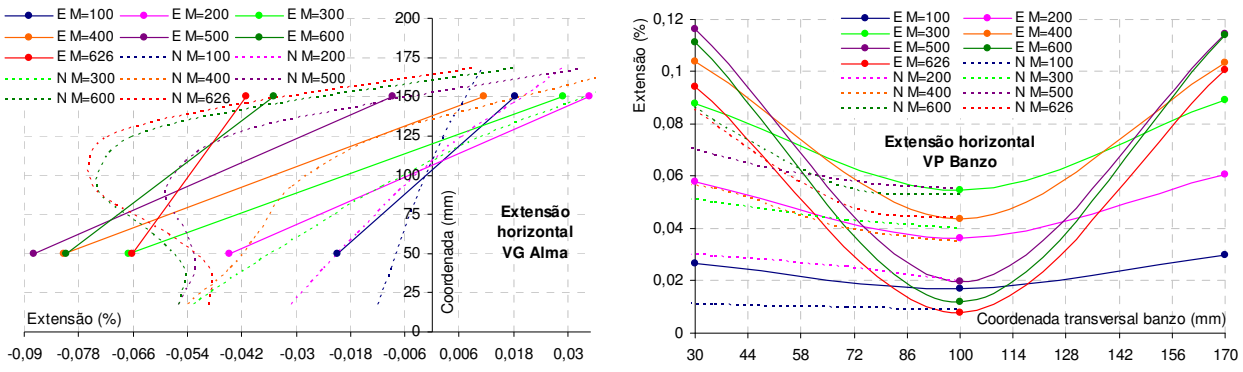


Figura 7 • Resultados experimentais vs numéricos em termos de extensões: alma e banzo das vigas

F1.8 Modelo S690E4B

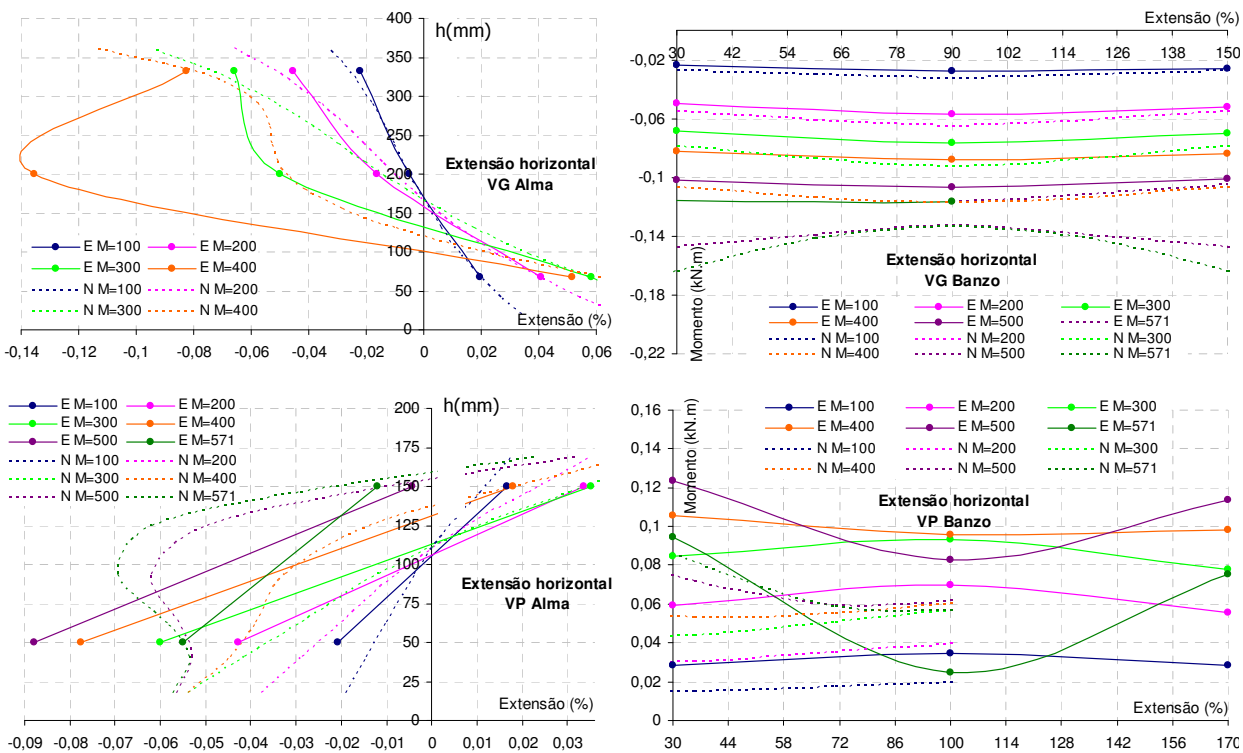


Figura 8 • Resultados experimentais vs numéricos em termos de extensões: alma e banzo das vigas

## F2. Modelos em aço da classe S355

### F2.1 Modelo S355E1.1

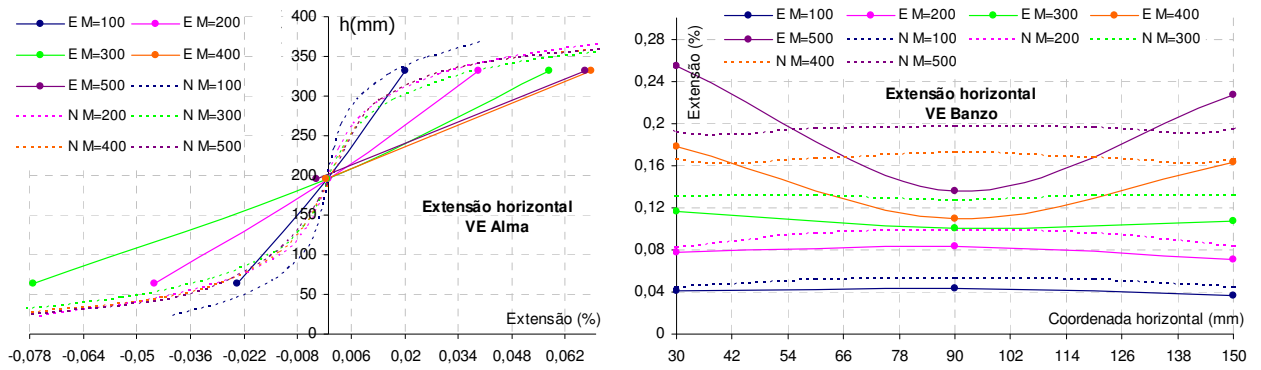


Figura 9 • Resultados experimentais vs numéricos em termos de extensões: alma e banzo das vigas

### F2.2 Modelo S355E1.2

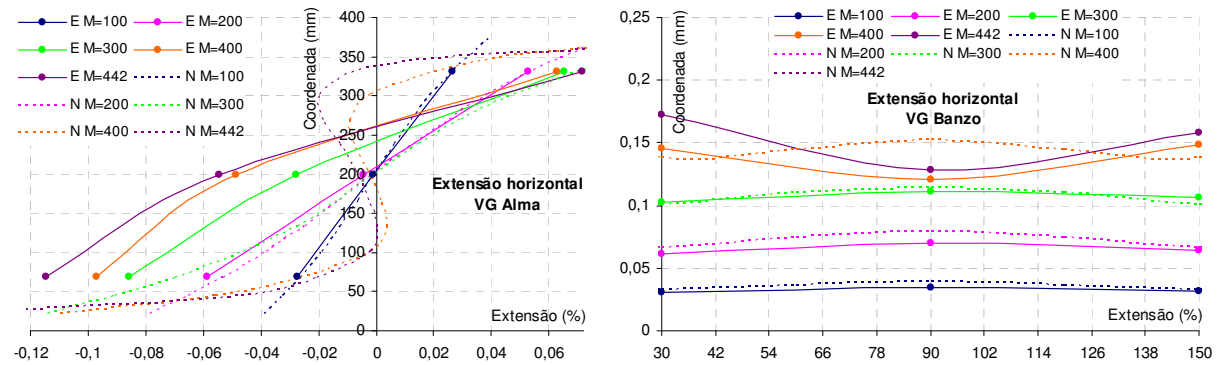
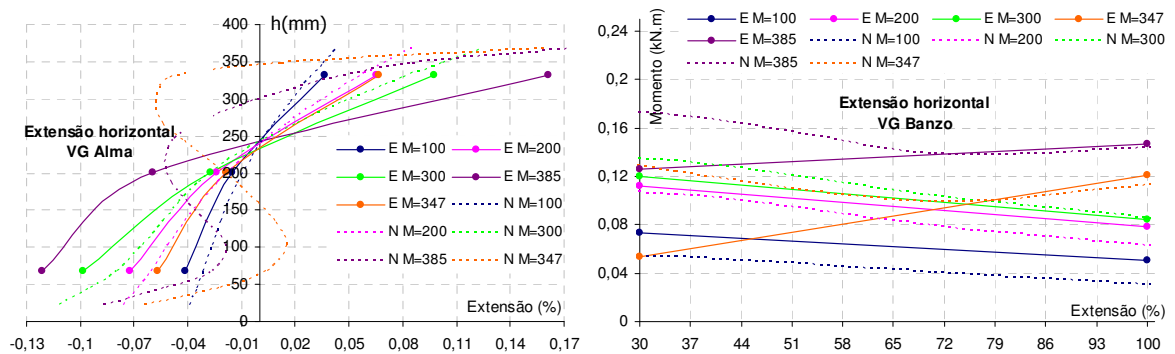


Figura 10 • Resultados experimentais e numéricos em termos de extensões: alma e banzo das vigas

### F2.3 Modelo S355E2



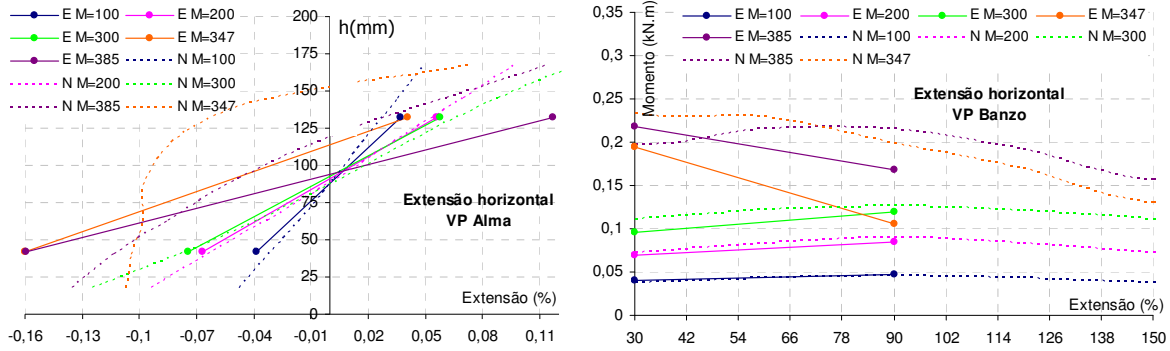


Figura 11 . Resultados experimentais vs numéricos em termos de extensões: alma e banzo das vigas

F2.4 Modelo S355E3

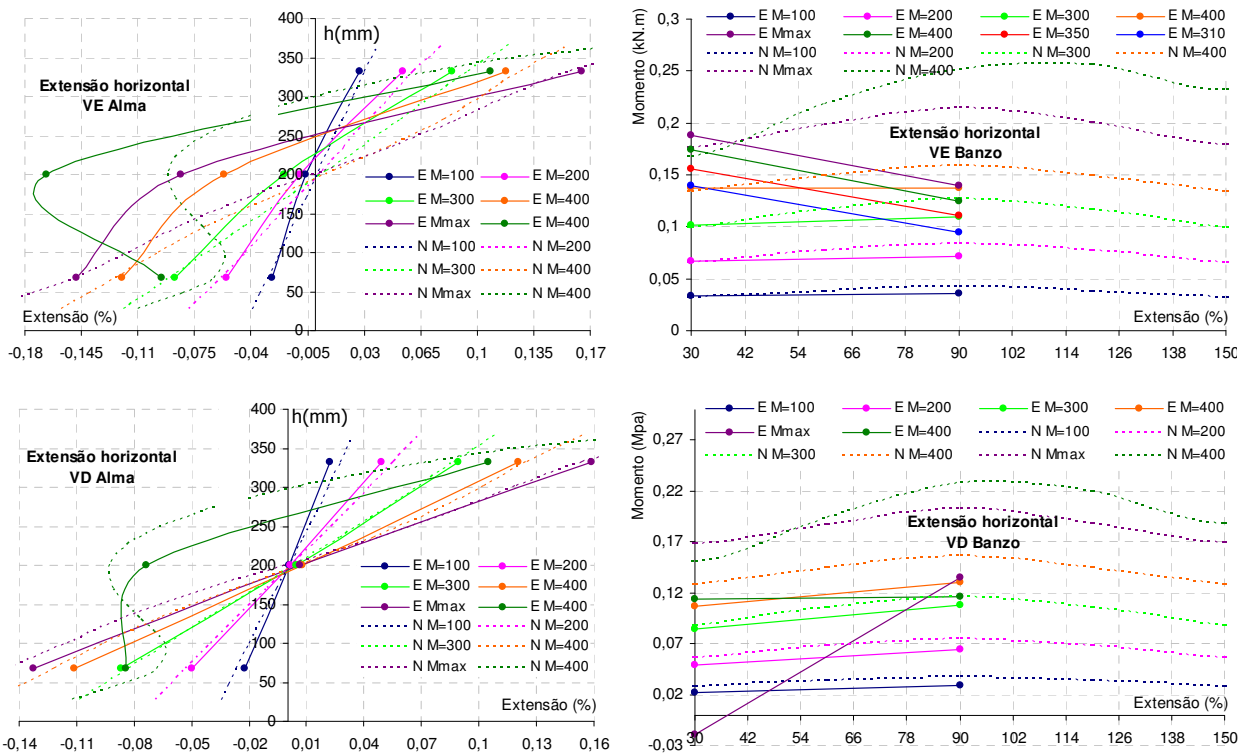
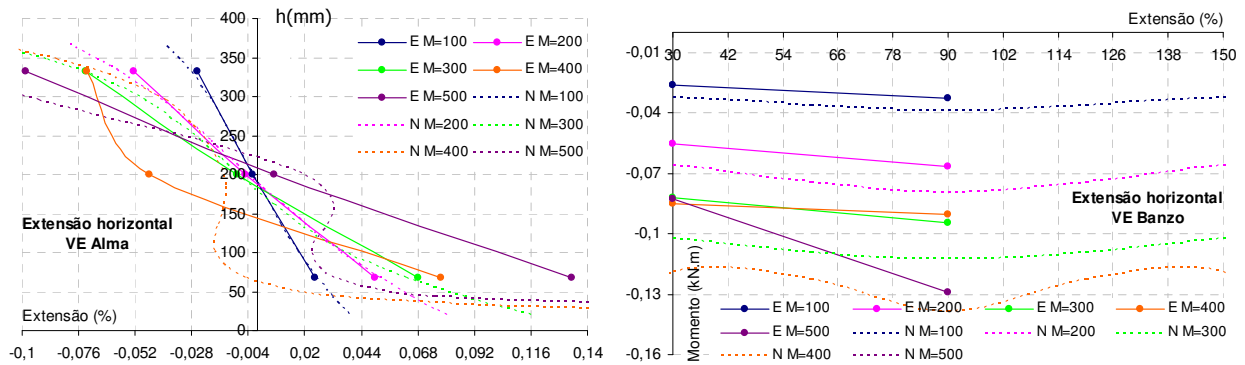
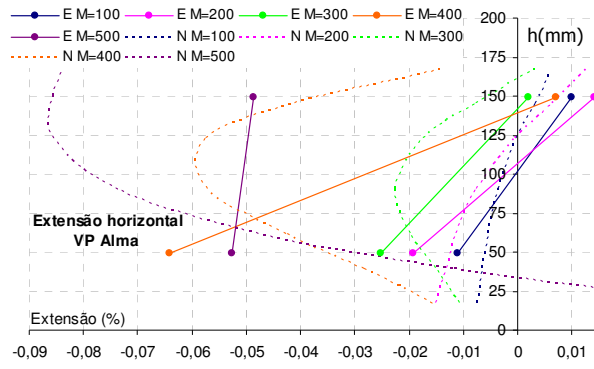


Figura 12 . Resultados experimentais vs numéricos em termos de extensões: alma e banzo das vigas

F2.5 Modelo S355E4





**Figura 13** . Comparação entre resultados experimentais e numéricos (modelo calibrado) em termos de extensões: alma e banzo das vigas.