



Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Comportamento Cíclico de Ligações Metálicas

Pedro Nuno Gonçalves Nogueiro

Orientação

Prof. Doutor Luís Alberto Proença Simões da Silva
Prof. Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Tese apresentada para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil
na Especialidade de Mecânica das Estruturas e dos Materiais

Novembro de 2009

Agradece-se o suporte financeiro concedido pelo Ministério da Ciência e Tecnologia através do programa *PRODEP III (5.3)*, da Fundação para a Ciência e Tecnologia, através do projecto POCI/ECM/55783/2004, do Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional, e do programa INTERREG-III-A através do projecto RTCT-B-Z/SP2.P18.

RESUMO

O interesse da investigação do comportamento de estruturas metálicas solicitadas a acções sísmicas é um tema actual constantemente lembrado por notícias que nos mostram a ocorrência frequente de sismos nas mais diversas regiões do mundo.

Neste trabalho de doutoramento, descreve-se a execução de um programa experimental de ensaios de ligações metálicas à escala real, dividido em quatro séries totalizando um total de 13 ensaios, solicitados a acções cíclicas. Procurou-se com este programa de ensaios, conhecer e caracterizar o comportamento real das ligações ensaiadas.

Paralelamente ao trabalho experimental, desenvolveu-se a implementação numérica de um modelo matemático, que permite simular o comportamento real das ligações metálicas. Este modelo foi incorporado num software de cálculo automático, para assim ser possível o estudo e análise da contribuição do comportamento real das ligações no comportamento global da estrutura.

Os ensaios experimentais levados a cabo neste trabalho, a par dos ensaios experimentais desenvolvidos por outros autores, permitiram definir os parâmetros de calibração do modelo implementado.

Por fim, e com base no trabalho desenvolvido, estudou-se a influência do comportamento real das ligações no desempenho sísmico de três estruturas metálicas solicitadas a acções sísmicas.

ABSTRACT

The knowledge of the behaviour of the steel structures in seismic areas it still being an actual subject, always remembered by the news which shows us frequently seismic events all around the world.

In this work, it is made a description of the experimental programme carried out on steel connections, among 13 experimental tests, divided into four groups. The goal of this experimental programme it was to know the real behaviour of the steel connections tested.

Side by side, it was developed a numerical implementation of a mathematical model, which allows simulate the real steel connections behaviour. This model it was after incorporated into numerical seismic software, to be possible to study the influence of the real connection behaviour in the structural global behaviour.

The experimental tests reached on in this work, and experimental tests reached on by other authors, allow establish the model parameters.

Finally, were study three steel structures typologies, seismic loaded, by means of an artificial acelerograms. These structures were incorporated the studied steel connections.

AGRADECIMENTOS

Os agradecimentos são sempre poucos, quando para a prossecução de uma tarefa tão árdua se contou com a contribuição de tantas pessoas.

Começo por agradecer aos meus orientadores, o Professor Luís Simões da Silva, que me tem acompanhado nos trabalhos científicos desde a minha licenciatura. Agradeço-lhe toda a sua disponibilidade, o empenho e a visão pela forma como planeou e estruturou todo este trabalho. Considero, que quando se chega ao final de um trabalho de doutoramento, para além de todos os ensinamentos científicos adquiridos, é de ressaltar a disciplina que é necessário impor, para conseguir atingir os objectivos propostos.

Agradeço, também de uma forma muito especial à Professora Rita Bento, que sempre se disponibilizou para me ajudar e transmitir conhecimentos inovadores relativos ao tema desenvolvido.

É com gratidão que refiro também a ajuda de Stelios Antoniou na implementação do modelo desenvolvido.

Agradeço também a participação do Prof. Dan Dubina da Roménia e do Prof. Darko Beg da Eslovénia a ajuda concedida na definição dos modelos a ensaiar.

Agradeço, particularmente os ensinamentos na área da metalografia, transmitidos pelo Professor Altino Loureiro, de Departamento de Eng.^a Mecânica da FCTUC.

A envolvimento que é necessário manter, especialmente quando decorrem os ensaios experimentais, só é conseguida com a troca de experiências com outros investigadores que já passaram pelo laboratório. Destas experiências e ajudas, destaco as tidas com o Professor Rui Simões, que sempre esteve disponível para me ajudar a melhorar os procedimentos experimentais.

Agradeço também a todos os funcionários do Laboratório de Estruturas, que sempre colaboraram de uma forma muito afinada no desenvolvimento dos ensaios experimentais.

Finalmente, à minha família, Sílvia, Beatriz e Carolina e aos meus Pais.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Objectivos.....	1
1.2 Enquadramento histórico do dimensionamento sísmico.....	1
1.3 Tipificação dos sismos mais representativos – De 1985 a 1995.....	3
1.3.1 Sismo de Michoacan.....	4
1.3.1.1. Características do Sismo.....	4
1.3.1.2. Informação geral dos danos nos edifícios de estruturas metálicas.....	4
1.3.2 Sismo de Northridge.....	5
1.3.2.1. Descrição geral dos sismos californianos.....	5
1.3.2.2. Sismo de Northridge.....	6
1.3.2.3. Informação geral dos danos nos edifícios de estruturas metálicas.....	7
1.3.2.4. Informação geral dos danos nas ligações.....	7
1.3.3 Sismo de Kobe.....	9
1.3.3.1. Características do Sismo.....	9
1.3.3.2. Informação geral dos danos nos edifícios de estruturas metálicas.....	9
1.3.3.3. Informação geral dos danos nas ligações.....	10
1.3.3.4. Complexo de edifícios Ashiyahama.....	11
1.3.4 Síntese.....	11
1.4 Dimensionamento e avaliação sísmica de estruturas segundo o EC8.....	12
1.4.1 Análise Estática Não Linear - Método N2.....	13
1.4.2 Análise dinâmica não linear.....	19
1.5 Nível de Desempenho Estrutural.....	19
1.6 Revisão bibliográfica.....	20

1.6.1	Comportamento estático monotónico – Método das componentes.....	20
1.6.1.1.	Placa de extremidade à flexão.....	22
1.6.1.2.	Painel da alma do pilar ao corte de acordo com o EC3.....	22
1.6.1.3.	Painel da alma do pilar ao corte – Modelo de Krawinkler.....	23
1.6.2	Comportamento Cíclico e Dinâmico das Ligações.....	25
1.7	Ferramentas de Análise Numérica.....	37
1.8	Organização do trabalho.....	39

CAPÍTULO 2 - DEFINIÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROGRAMA DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS..... 41

2.1	Introdução	41
2.2	Programa de ensaios.....	42
2.2.1	Definição das Secções dos Modelos a Ensaiar	42
2.2.2	Dimensionamento Analítico das Ligações.....	46
2.3	Descrição dos modelos laboratoriais.....	48
2.3.1	Esquema Geral dos Ensaios	48
2.3.2	Caracterização Geométrica, Química e Mecânica do Aço	51
2.3.3	Caracterização Mecânica dos Parafusos	59
2.3.4	Metodologia de Carregamento.....	62
2.3.5	Instrumentação dos Modelos e Metodologia de Obtenção dos Resultados.....	64
2.4	Síntese	70

CAPÍTULO 3 - ANÁLISE EXPERIMENTAL.....73

3.1	Introdução	73
3.2	Análise pormenorizada do comportamento estático monotónico da ligação J1.1	73
3.2.1	Comportamento global.....	73
3.2.2	Estudo metalográfico	79
3.2.3	Estudo da Deformabilidade das Componentes	85

3.3	Análise pormenorizada do comportamento cíclico da ligação J1.3	94
3.3.1	Comportamento Global	94
3.3.2	Estudo da Deformabilidade das Componentes	97
3.4	Apresentação resumida dos ensaios experimentais	104
3.4.1	Ligações do Grupo J1	105
3.4.2	Ligações do Grupo J2	109
3.4.3	Ligações do Grupo J3	112
3.4.4	Ligações do Grupo J4	115
3.5	Análise comparativa dos resultados experimentais	118
3.5.1	Introdução	118
3.5.2	Comportamento estático monotónico	118
3.5.2.1.	Comportamento Global	118
3.5.2.2.	Comportamento das componentes	119
3.5.3	Comportamento cíclico	125
3.5.3.1.	Comportamento das componentes	125
3.5.4	Efeito do esforço axial no pilar	134
3.5.4.1.	Ensaio monotónico	134
3.5.4.2.	Ensaio cíclicos	138
3.6	Síntese	144

CAPÍTULO 4 - IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL DO MODELO HISTERÉTICO..... 145

4.1	Introdução	145
4.2	Modelo richard-abbott	146
4.2.1	Modelo Analítico	146
4.3	Modelo richard-abbott modificado	148
4.3.1	Modelo Analítico	148

4.3.2	Programação em Delphi.....	151
4.3.2.1.	Dados de entrada do problema.....	151
4.3.2.2.	Procedimento CalcStress.....	153
4.3.2.3.	Verificação do comportamento do modelo sem degradação das propriedades mecânicas	164
4.3.2.4.	Verificação do comportamento do modelo com degradação das propriedades mecânicas	166
4.3.2.5.	Outros procedimentos	167
4.3.3	Síntese	168

CAPÍTULO 5 - CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS HISTERÉTICOS PARA LIGAÇÕES METÁLICAS E MISTAS 169

5.1	Introdução	169
5.2	Aplicação do modelo às ligações ensaiadas.....	169
5.2.1	Comportamento Global.....	169
5.2.2	Componente painel da alma ao corte	173
5.2.3	Componente placa de extremidade à flexão	175
5.3	Aplicação a ensaios de ligações metálicas de outros autores.....	177
5.3.1	Descrição dos ensaios experimentais seleccionados.....	177
5.3.2	Aplicação do modelo	180
5.3.3	Discussão	187
5.3.4	Síntese	190
5.4	Aplicação a ensaios de ligações mistas de outros autores	191
5.4.1	Descrição dos ensaios experimentais seleccionados.....	191
5.4.2	Aplicação do modelo	192
5.4.3	Discussão	197
5.5	Conclusões	199

5.5.1	Síntese	201
CAPÍTULO 6 - INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DA ESTRUTURA		203
6.1	Introdução.....	203
6.2	Apresentação estrutural dos casos de estudo.....	204
6.2.1	Estrutura 1	204
6.2.2	Estrutura 2	206
6.2.3	Estrutura 3	208
6.3	Definição das acções para a análise dinâmica.....	213
6.3.1	Acção permanente e sobrecarga.....	213
6.3.2	Acção Sísmica.....	214
Parte I – Efeito do Comportamento Histerético da Ligação.....		216
6.4	Aplicação do método n2.....	216
6.5	Desempenho estrutural.....	218
6.5.1	Estrutura 1	218
6.5.2	Estrutura 2	226
6.5.3	Estrutura 3	229
Parte II – Efeito do Deslizamento.....		233
6.6	Desempenho estrutural.....	233
6.6.1	Estrutura 1	233
6.6.2	Estrutura 3	238
Parte III – Influência da Distorção do Painel da Alma do Pilar.....		242
6.7	Desempenho estrutural.....	242
6.7.1	Estrutura 3 com ligações do tipo J1	242
6.7.2	Estrutura 3 com ligações do tipo J4	245
6.8	Síntese	252

CAPÍTULO 7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	253
7.1 Conclusões	253
7.1.1 Etapa 1.....	253
7.1.2 Etapa 2.....	258
7.1.3 Etapa 3.....	262
7.2 Desenvolvimentos futuros.....	263
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	265
SIMBOLOGIA.....	XI

SIMBOLOGIA

Letras latinas maiúsculas

<i>A</i>	Alongamento do aço em ensaio de tracção axial
<i>A_{vc}</i>	Área da alma da coluna ao corte
<i>AI</i>	Espessura da Alma
<i>BV</i>	Banzo da viga
<i>BI</i>	Espessura do banzo
<i>C</i>	Carbono
<i>C</i>	Parâmetro de calibração do deslizamento de uma ligação
<i>C_a</i>	Parâmetro de calibração do deslizamento de uma ligação da curva ascendente
<i>C_d</i>	Parâmetro de calibração do deslizamento de uma ligação da curva descendente
<i>CI</i>	Célula de carga 1
<i>CE</i>	Carbono equivalente
<i>DT15</i>	Deslocamento medido no deflectómetro 15
<i>E</i>	Módulo de Elasticidade do aço
<i>E_h</i>	Módulo de Endurecimento do aço
<i>E_h</i>	Energia histerética dissipada
<i>E_m</i>	Módulo de elasticidade médio do aço em ensaios de tracção axial
<i>E_{max a}</i>	Deformação máxima da ligação observável na curva ascendente
<i>E_{max d}</i>	Deformação máxima da ligação observável na curva descendente
<i>F</i>	Força aplicada pelo actuador

F^*	Força para o sistema de 1 GL
F_y^*	Resistência do sistema de 1 GL equivalente
G	Módulo de distorção do aço
H_h	Coefficiente empírico que define o nível de endurecimento isotrópico do aço
H_a	Coefficiente empírico que define o nível de endurecimento da curva ascendente
H_d	Coefficiente empírico que define o nível de endurecimento da curva descendente
HAZ	Zona afectada pelo calor de soldadura
L	Vão da viga
I_b	Momento de inércia da viga do modelo
I_b	Momento de inércia do pilar do modelo
I_{fc}	Momento de inércia dos banzos da coluna
K_a	Rigidez inicial ascendente da curva limite superior
K_{ap}	Rigidez inicial ascendente da curva limite inferior
K_{cws}	Rigidez axial da alma da coluna
K_d	Rigidez inicial descendente da curva limite superior
K_{dp}	Rigidez inicial descendente da curva limite inferior
K_{ji}	Rigidez inicial da ligação
$K_{j,inic.}$	Rigidez inicial da ligação
$K_{o, red}$	Rigidez inicial com degradação
K_{pa}	Rigidez pós limite ascendente
K_{pd}	Rigidez pós limite descendente

K_{pj}	Rigidez pós elástica da ligação
K_y^+	Valor de referência da rigidez inicial da ligação no tramo ascendente
K_y^-	Valor de referência da rigidez inicial da ligação no tramo descendente
M	Momento-flector da ligação
MB	Material de Base
M_a	Resistência da ligação no tramo ascendente da curva limite superior
M_{ap}	Resistência da ligação no tramo ascendente da curva limite inferior
M_d	Resistência da ligação no tramo descendente da curva limite superior
M_{dp}	Resistência da ligação no tramo descendente da curva limite inferior
$M_{j,rd}$	Momento-flector resistente da ligação
Mn	Manganês
Mn	Momento-flector negativo numa ligação no final do semi-ciclo descendente
Mp	Momento-flector negativo numa ligação no final do semi-ciclo ascendente
$M_{pl,rd}$	Momento-flector plástico resistente da secção
M_{rd}	Momento resistente da ligação
$M_{pl,fc,Rd}$	Resistência plástica à flexão do banzo da coluna
$M_{pl,st,Rd}$	Resistência plástica à flexão do reforço transversal da coluna
M_0	Momento-flector de referência
M_o	Momento-flector na curva limite superior
$M_{o, inc}$	Momento-flector aumentado após o endurecimento do material
$M_{o, red}$	Momento-flector com degradação de resistência

M_{op}	Momento-flector na curva limite inferior
M_{0a}	Momento-flector de referência relativo ao troço ascendente de uma curva histerética
M_{0d}	Momento-flector de referência relativo ao troço descendente de uma curva histerética
M_{0n}	Momento-flector de referência definido na zona negativa de uma curva histerética
M_{0p}	Momento-flector de referência definido na zona positiva de uma curva histerética
M_{ot}	Momento-flector de referência
M_y	Resistência convencional da ligação
M_y^+	Valor de referência da resistência da ligação no tramo ascendente
M_y^-	Valor de referência da resistência da ligação no tramo descendente
M_I	Momento-flector de referência
N	Azoto
N	Parâmetro de ajuste
N_a	Parâmetro de ajuste da curva ascendente
N_d	Parâmetro de ajuste da curva descendente
N_{sd}	Esforço axial actuante
$N_{pl. rd}$	Esforço axial plástico resistente da secção
q	Coefficiente de comportamento da estrutura
P	Fósforo
PE	Placa de Extremidade
P_i	Força lateral no piso i
$P_{sup.}$	Espessura da placa de extremidade parte superior

P_{inf}	Espessura da placa de extremidade parte inferior
Re	Tensão de cedência do aço em ensaio de tracção axial
Rm	Tensão de rotura do aço em ensaio de tracção axial
$ResI$	Tenacidade
$R_{sup.}$	Espessura do reforço transversal superior
$R_{inf.}$	Espessura do reforço transversal inferior
S	Enxofre
S_a	Valor do espectro de resposta inelástico de aceleração
S_{ae}	Valor do espectro de resposta elástico de aceleração
S_d	Valor do espectro de resposta inelástico de deslocamento
S_{de}	Valor do espectro de resposta elástico de deslocamento
Si	Silício
S_{ji}	Rigidez inicial da ligação
T	Temperatura a que se realizou o ensaio de impacto de Charpy do aço
T	Período de vibração da estrutura
T^*	Valor do período elástico do sistema equivalente
T_c	Período característico do movimento do solo
V	Corte basal
$V_{wp,Rd}$	Resistência plástica ao corte do painel da alma da coluna
$V_{wp,add,Rd}$	Acréscimo da resistência plástica ao corte do painel da alma da coluna
V_y	Cedência do painel da coluna ao corte

ZAC Zona afectada pelo calor de soldadura

ZF Zona fundida

Letras latinas minúscula

h Largura da secção do pilar

h Largura da secção da viga

h Largura da placa de extremidade

d_b Altura da secção

d Altura da coluna entre banzos

d Distância do ponto de aplicação da força do actuador até ao banzo do pilar

d_s Distância entre os centros dos reforços transversais da alma da coluna

d^* Deslocamento para o sistema idealizado de 1 GL

d_e^* Deslocamento objectivo

d_m^* Deslocamento último do sistema idealizado de 1 GL

d_t^* Resposta sísmica da estrutura idealizada quantificada em termos de deslocamento

d_y^* Deslocamento de cedência do sistema idealizado de 1 GL

f_u Tensão de última do aço em ensaios de tracção axial

f_{um} Tensão média última do aço em ensaios de tracção axial

f_y Tensão de cedência do aço

f_{ym} Tensão de cedência média do aço em ensaios de tracção axial

$f_{y,wc}$ Tensão de cedência da alma da coluna

g	Aceleração da gravidade
h	Altura da secção do pilar
h	Altura da secção da viga
h	Altura da placa de extremidade
h_b	Altura da viga
h_c	Altura da coluna
h_t	Braço do momento da ligação
i	Piso i
i_K	Parâmetro empírico relacionada com a degradação de rigidez de uma ligação
i_{Ka}	Parâmetro empírico relacionada com a degradação de rigidez da curva ascendente
i_{Kd}	Parâmetro empírico relacionada com a degradação de rigidez da curva descendente
i_M	Parâmetro empírico relacionada com a degradação de resistência de uma ligação
i_{Ma}	Parâmetro empírico relacionada com a degradação de resistência da curva ascendente
i_{Md}	Parâmetro empírico relacionada com a degradação de resistência da curva descendente
k	Tangente no início de um troço de uma curva histerética
k_a	Tangente no início de um troço ascendente de uma curva histerética
k_o	Tangente no início de uma curva histerética da curva limite superior
k_h	Tangente no final de uma curva histerética da curva limite superior
k_{hp}	Tangente no final de uma curva histerética da curva limite inferior
k_{ht}	Tangente de referência no final de uma curva histerética
k_{op}	Tangente no início de uma curva histerética da curva limite inferior

k_{ot}	Tangente de referência no início de uma curva histerética
k_d	Tangente no início de um trecho descendente ascendente de uma curva histerética
k_p	Tangente no final de um trecho de uma curva histerética
k_{pa}	Tangente no final de um trecho ascendente de uma curva histerética
k_{pd}	Tangente no final de um trecho descendente de uma curva histerética
m_i	Massa do piso i
n	Parâmetro de ajuste na curva limite superior
n_p	Parâmetro de ajuste na curva limite inferior
nt	Parâmetro de ajuste de referência
q_u	Factor de redução devido à dissipação de energia histerética
t	Parâmetro pertencente ao intervalo [0..1]
t_{fc}	Espessura dos banzos da coluna
t_{pz}	Espessura da alma da coluna ao corte
t_w	Espessura da alma da coluna
t_1	Parâmetro empírico
t_{1a}	Parâmetro empírico da curva ascendente
t_{1d}	Parâmetro empírico da curva descendente
t_2	Parâmetro empírico
t_{2a}	Parâmetro empírico da curva ascendente
t_{2d}	Parâmetro empírico da curva descendente
x	Distância ao longo do vão da viga do modelo

Letras gregas maiúsculas

Γ	Factor de transformação
Δ_{topo}	Deslocamento no topo da estrutura
ϕ	Rotação da ligação
$\phi_{elástica}$	Rotação elástica do pilar e da viga
ϕ_i	Componente i de deslocamento do modo condicionante
$\phi_{ligação}$	Rotação da ligação
ϕ_{lim}	Rotação empírica limite da ligação
ϕ_{max}	Deformação máxima observada na ligação
ϕ_{modelo}	Rotação de corpo livre do modelo
ϕ_n	Rotação negativa numa ligação no final do semi-ciclo descendente
ϕ_p	Rotação negativa numa ligação no final do semi-ciclo ascendente
ϕ_{total}	Rotação total do modelo
ϕ_u	Rotação última da ligação
$\bar{\phi}_{u,o}$	Deformação última para um carregamento monotónico da ligação
ϕ_y	Rotação de cedência da ligação
ϕ_o	Valor absoluto da deformação de uma ligação

Letras gregas minúsculas

β	Factor de redução
γ	Rotação da ligação

γ_{Mo}	Coeficiente de segurança do aço
γ_y	Deformação de cedência por corte do painel da alma da coluna
δ	Deflexão da viga a meio vão
δ_{DT15}	Deslocamento medido no deflectómetro DT15
δ_{topo}	Deslocamento no topo da estrutura
ε	Extensão
ε	Extensão de rotura do aço em ensaios de tracção axial
ε_u	Extensão última do aço em ensaios de tracção axial
ε_{um}	Extensão média última do aço em ensaios de tracção axial
ε_I	Extensão segundo a direcção principal I
ε_{II}	Extensão segundo a direcção principal II
θ_p	Rotação plástica da ligação
μ	Extensão
μ	Ductilidade
ν	Coeficiente de Poisson
ζ	Amortecimento
σ	Tensão
σ_I	Tensão principal I
σ_{II}	Tensão principal II
σ_y	Tensão de cedência do aço

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 OBJECTIVOS

O desenvolvimento de um trabalho de investigação deve respeitar uma ordem lógica de procedimentos. Deve assentar em estratégias bem definidas que impliquem a execução de tarefas com encadeamento, de forma que pequenos passos possam seguir na direcção certa e que todos somados acrescentem algo de novo à sabedoria actual.

Assim, o trabalho apresentado nesta tese de doutoramento vem no seguimento de trabalhos anteriores, nomeadamente, no seguimento dos trabalhos desenvolvidos no âmbito do mestrado (Nogueiro, 2000), na área das estruturas metálicas.

Com o aumento da quota de mercado da construção metálica e mista no nosso país, acompanhada da implementação da regulamentação europeia nomeadamente o Eurocódigo 3 (CEN, 2005a) e o Eurocódigo 8 (CEN, 2005 d) e mais recentemente o desenvolvimento dos anexos nacionais do Eurocódigo 8 torna-se premente o incremento da investigação nesta área.

Pretende-se com este trabalho, por um lado caracterizar o comportamento real cíclico individualizado de várias ligações metálicas e por outro lado implementar, num programa de análises não lineares - SeismoStruct (SeismoSoft, 2008), um modelo numérico que permita a simulação do comportamento cíclico de ligações metálicas e que possibilite estudar a influência do seu comportamento real no comportamento global da estrutura. Pretende-se ainda realizar ensaios experimentais cujos resultados vão contribuir para a calibração dos parâmetros hysteréticos do modelo numérico a desenvolver.

1.2 ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DO DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

O dimensionamento sísmico de estruturas é uma área da engenharia relativamente recente, quando comparada com as restantes áreas. As primeiras teorias devidamente fundamentadas apareceram apenas nos anos 40 do século passado (Gioncu e Mazzolani, 2002). Os primeiros conceitos começaram a aparecer duas décadas antes, no início dos anos 20. No seguimento de grandes sismos ocorridos nos Estados Unidos da década de 1930, foi pela primeira vez aplicado

o conceito de forças laterais proporcionais às massas dos edifícios. Os edifícios começaram a ser dimensionados para resistir a uma força lateral de entre, aproximadamente 7,5% e 10% das acções gravíticas. Em 1943, o regulamento da cidade de Los Angeles reconhecia a influência da flexibilidade das estruturas e passou a considerar o número de pisos na determinação das forças. A primeira previsão onde se introduziu a influência do período fundamental de vibração das estruturas foi em São Francisco, considerando que as forças sísmicas lhes são inversamente proporcionais (Bertero, 1992; Popov, 1994).

Foi a partir da década de 1930 que conceitos como espectro de resposta e deformação plástica se começaram a introduzir. A primeira utilização de espectro de resposta elástico data de 1934 por Benioff e Biot em 1941 (Miranda, 1993). Em 1935 Tanabashi introduziu pela primeira vez o conceito de energia dissipada pela estrutura antes do colapso. Actualmente, e para as estruturas metálicas, esta energia pode ser interpretada como a energia absorvida pelas ligações quando a estrutura é solicitada de uma forma cíclica (Takanashi e Nakashima, 1994).

Housner (1956, 1959) fez a primeira tentativa no sentido de combinar estes dois aspectos, o espectro de resposta elástico e a dissipação de energia através da deformação plástica. O primeiro estudo feito no campo não linear só veio a ocorrer em 1960 por Velestos e Newmark. Obtiveram a deformação máxima da estrutura considerando uma lei de comportamento do material elástico perfeitamente plástico. Em 1969, Newmark e Hall propuseram construir espectros de resposta com base em acelerações, velocidades e deslocamentos, em estruturas com pequenos, médios e longos períodos de vibração, respectivamente. Estes conceitos permaneceram até à actualidade, onde cada vez mais se considera a importância dos espectros de velocidade e de deslocamentos.

Mais recentemente a investigação tenta perceber qual a importância dos modos de vibração superiores das estruturas em sistemas de n graus de liberdade, especialmente quando solicitadas por sismos de curta distância focal. Estes novos campos de investigação são cada vez mais fáceis de estudar, uma vez a capacidade computacional actual permite maiores processamentos matemáticos, aliados ao surgimento de novas ferramentas numéricas.

Em Portugal antes de aparecerem os regulamentos europeus a actividade de projecto de estruturas metálicas era regulamentada pelo Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE), aprovado pelo Decreto-Lei N.º 46160 de 19 de Janeiro de 1965 e cosmeticamente compatibilizado com o regulamento de Segurança e Acções (RSA) em 1986 pelo Decreto-Lei N.º 211/86, de 31 de Julho (Simões da Silva e Gervásio, 2007)

Mais recentemente foram aprovados regulamentos europeus tendo em vista a uniformização de regras de cálculo e dimensionamento nos estados membros, para os vários tipos de estruturas. Os eurocódigos estruturais serão complementados com os Anexos Nacionais da responsabilidade dos organismos de normalização nacionais cabendo em Portugal esta tarefa ao Instituto Português da Qualidade (IPQ) e ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), através do Comité Técnico CT 115. No cálculo e dimensionamento de estruturas metálicas aplica-se o Eurocódigo 3 (CEN, 2005 a e b) a par do Eurocódigo 8 (CEN, 2005 d) específico para o dimensionamento sísmico de estruturas.

Em consequência dos graves sismos ocorridos quer nos Estados Unidos e no Japão, respectivamente na região de Northridge em 1994 e Kobe em 1995, que impuseram graves danos em especial nas estruturas metálicas ao nível das ligações, criaram-se comissões técnicas com vista à análise das estruturas colapsadas no sentido de se implementarem melhorias nos regulamentos existentes. Nos Estados Unidos foi criada a *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) e no Japão o *Steel Committee of Kinki Branch*.

1.3 TIPIFICAÇÃO DOS SÍSMOS MAIS REPRESENTATIVOS – DE 1985 A 1995

Analisando os sismos mais recentes, observamos que se torna perigoso fazer generalizações do tipo: as estruturas, por serem metálicas resistem bem à acção sísmica, porque num determinado local existe um determinado edifício em estrutura metálica que ficou intacta depois de um sismo. É, assim, importante referir-nos a outros aspectos, como sejam a frequência própria da estrutura, a frequência predominante do sismo em causa, a constituição do solo, e até a natureza das fundações do edifício, entre outros aspectos.

Geralmente, quando ocorrem danos graves nas estruturas estes dependem dos seguintes factores: (i) Características gerais dos sismos; (ii) Comportamento do solo existente no local; (iii) Vulnerabilidade sísmica dos edifícios; (iv) Inadequação do grau de previsibilidade dos regulamentos existentes; (v) Erros de projecto; (vi) Má construção; (vii) Falta de manutenção dos edifícios.

Na década em análise, ocorreram três grandes sismos que afectaram significativamente estruturas metálicas, i) Michoacan (1985), ii) Northridge (1994) e iii) Kobe (1995).

1.3.1 Sismo de Michoacan

1.3.1.1. *Características do Sismo*

Este sismo ocorreu em 19 de Setembro de 1985, atingindo uma magnitude de 8,1, com o epicentro localizado na cidade de Zacatula, a cerca de 350 Km da cidade do México, no sul do estado de Michoacan.

É um sismo inter-placa, com uma origem muito profunda, o que resulta numa área de influência muito grande. As características do solo da cidade do México também contribuíram para as consequências desastrosas observadas. Os efeitos locais foram caracterizados pela grande amplificação do período fundamental resultante da camada de argilas. O período de vibração variou desde 0,5 segundos. na zona montanhosa até 5,2 segundos na zona do lago, atingindo uma amplificação de 12,7 vezes em algumas zonas. A duração também apresentou algumas diferenças, que vão desde cerca de 30 segundos nas zonas montanhosas, até cerca de 140 segundos na área do lago. Este sismo foi um dos mais devastadores eventos para estruturas com uma baixa frequência de vibração, como são as estruturas metálicas porticadas.

1.3.1.2. *Informação geral dos danos nos edifícios de estruturas metálicas*

Mais de 100 edifícios de estrutura metálica foram sujeitas ao sismo de 1985 da Cidade do México. A maior parte destes edifícios foram construídos depois de 1957 (num total de 59), tendo entre 7 e 22 pisos. Verificou-se que, na generalidade, estes edifícios apresentaram um comportamento sísmico inadequado. A primeira causa apontada para o seu mau desempenho foi um fenómeno duplicado de ressonância, ondas sísmicas-solo e solo-estrutura do edifício, o que implicava um necessário acréscimo de ductilidade para se conseguir um comportamento adequado. A influência dos modos de vibração superiores, que contribuem mais para a resposta final do que o modo fundamental, causou graves danos nos andares de cima, assim como colisões entre edifícios contíguos.

Na cidade do México, o mais frequente tipo de edifícios em estruturas metálicas são estruturas porticadas, com pilares formados por dois perfis U e duas chapas que unidos formam uma caixa, ou perfis H, quer nos pilares quer nas vigas. Em alternativa também existem estruturas em treliça executadas por cantoneiras. De uma forma geral, as estruturas porticadas comportaram-se mal, requerendo demolições parciais após o sismo. A maior parte dos edifícios afectados tinham dez ou mais pisos sendo caracterizados por baixas frequências de vibração.

O complexo Pino Suarez constituído por 5 edifícios em estrutura metálica foi um dos mais afectados. Foi feita um estudo teórico deste edifício por Cheng *et al.* (1992), Ger e Chang (1992) e Ger *et al.* (1993), onde se obteve, para as treliças transversais um factor de comportamento de 2,3. A rotura deu-se pela encurvadura das travessas. Para as treliças longitudinais apenas se conseguiu um factor de comportamento de 1,72 e 1,71 e a rotura deveu-se à encurvadura local e à fractura dos banzos superiores. Para as colunas verificou-se um comportamento muito instável, com fraco nível de ductilidade. As colunas cederam para o modo de combinação de alto nível de esforço axial e baixo momento-flector, devido à presença das estruturas treliçadas. De acordo com os regulamentos, que não consideram a situação específica do solo da cidade do México e a ductilidade dos elementos estruturais, a estrutura foi considerada como tendo um factor de comportamento de 4.

De qualquer forma, realizando uma análise rigorosa, considerando as particularidades do sismo da cidade do México, concluiu-se que, devido às condições do solo era necessário que as colunas tivessem uma ductilidade superior a 7, que as treliças longitudinais tivessem uma ductilidade superior a 7,5 e as treliças superior a 3. As máximas exigências de ductilidade verificaram-se nos edifícios de 9 pisos.

1.3.2 Sismo de Northridge

1.3.2.1. *Descrição geral dos sismos californianos*

A mais famosa falha que condiciona todos os acontecimentos sísmicos na costa californiana é a falha de Santo André. A maioria dos sismos tem a sua origem a baixa profundidade, o que significa uma distância epicentral pequena, o que por sua vez implica uma área reduzida de influência do efeito sísmico. Os sismos mais relevantes ocorridos ao longo desta falha foram o El Centro em 1940, o Loma Prieta em 1989 e o sismo de Northridge em 1994, sendo estes dois últimos os mais interessantes sob o ponto de vista do comportamento estrutural dos edifícios. Como resultado dos avanços tecnológicos foi instalada uma grande rede de instrumentação que permitiu estudar as principais características destes sismos, como por exemplo: (i) *Pulse Characteristic* – Os registos obtidos permitiram concluir que os aspectos da história no tempo da variação do sismo é qualitativamente diferente de outros registos. As características principais destes registos são a baixa frequência de vibração verificada nos acelerogramas o que corresponde a histórias de velocidades e deslocamentos mais pronunciados. (ii) Componente vertical do sismo – Por muito tempo o estudo dos sismos resumiu-se ao estudo da sua componente horizontal. Mas actualmente através dos registos obtidos próximos do epicentro,

concluiu-se que a componente vertical pode ser superior à horizontal. (iii) Combinação das componentes horizontal e vertical – É genericamente aceite que as primeiras ondas que chegam à estrutura são as verticais, mas pode acontecer uma simultaneidade na chegada das duas componentes. (iv) Velocidade – Verificou-se um acréscimo da velocidade registada. A maior parte das vezes excediam os 150 a 200 cm/segundos, em áreas próximas do epicentro.

Com o sismo de Loma Prieta, que ocorreu em 17 de Outubro de 1989, atingindo uma magnitude de 7,1, a 100 Km a sul da baía de S. Francisco, chegou-se a conclusões interessantes que convém destacar antes de apresentar o sismo de Northridge. Mais uma vez, em resultado da forte instrumentação realizada na baía de S. Francisco, que mostrou o comportamento estrutural de vários edifícios, pode-se concluir que: (i) Em edifícios altos, depois de 20 segundos de excitação na base, os sensores de movimento no topo dos edifícios registaram 120 segundos de resposta dinâmica; (ii) Durante os primeiros 25 segundos a resposta do edifício exibiu um modo alto de participação e só no final da resposta esta é dominada pelo modo fundamental; (iii) Existem diferenças entre as características dinâmicas registadas e as simuladas através de computador, devido à interacção solo-estrutura; (iv) A direcção do sismo pode afectar a resposta à torção em edifícios não simétricos, e que tenham varandas; (v) O coeficiente de amortecimento para estruturas metálicas porticadas de nós móveis varia de 1 a 6%, com a maioria dos casos entre 2 a 5%.

1.3.2.2. *Sismo de Northridge*

O sismo de Northridge aconteceu em 17 de Janeiro de 1994, atingindo uma magnitude de 6,7. Foi o último de uma série de abalos intensos ocorridos na região de Los Angeles. Este sismo provocou uma rotura a 19 Km abaixo da superfície da terra, e propagou-se até à superfície por uma área de 18 por 21 Km. Na região a norte do epicentro o pico de velocidades, observados nos registos, é muito acentuado, os valores são bastante maiores do que na própria região do epicentro. Isto deveu-se à direcção tomada pela rotura provocada pelo sismo. Fruto de uma densa rede de estações instaladas, foram obtidos um grande número de registos. Verificou-se que o sismo é caracterizado por ter uma cadência de velocidades e deslocamentos bem definida, atingindo picos de velocidade da ordem dos 100 cm/seg ou mais. Tem poucos impulsos, mas os existentes são bem definidos, normalmente um ou dois impulsos com a duração de 1 a 4 segundos. A maior aceleração horizontal, de 1,82 g, foi registada a 5 Km do epicentro. O pico de velocidade ocorreu entre a amplitude de 20 até 150 cm/seg.

1.3.2.3. *Informação geral dos danos nos edifícios de estruturas metálicas*

Cerca de 200 edifícios colapsaram e aproximadamente 5600 ficaram danificados. O principal tipo de estruturas metálicas existentes na área de Los Angeles é:

- Estruturas porticadas, a maioria em aço com uma concepção pilar forte - viga fraca (nós fixos). Usualmente o pilar é executado através de uma treliça mais forte que as vigas. Concluiu-se que este sistema estrutural atingiu os objectivos no que diz respeito à salvaguarda da vida humana, porque impede o colapso total da estrutura. Mas, no que diz respeito à limitação dos danos, os objectivos ficaram à quem do esperado, uma vez que o custo das reparações foi elevado.
- Estruturas simetricamente distribuídas e contraventadas. Este tipo de estruturas comportou-se relativamente bem.

O principal tipo de danos encontrados nas estruturas metálicas foi a rotura dos parafusos de ligação, nomeadamente nos contraventamentos laterais, e o colapso local de alguns elementos comprimidos. Foi elaborado um estudo, acerca dos danos sofridos pelos edifícios durante o sismo, em função dos períodos de vibração da estrutura. Concluiu-se que, as estruturas danificadas tinham em geral períodos de vibração baixos. Simultaneamente constatou-se que o número de ciclos histeréticos foi reduzido para estruturas com altos períodos de vibração. Para estruturas com períodos altos ocorreram 3 a 6 ciclos histeréticos, enquanto que em estruturas de baixos períodos ocorreram um maior número de ciclos, entre 10 a 20. As observações feitas mostram uma excelente correlação entre os danos e o número de ciclos histeréticos ocorridos, tendo-se concluído que a deformação atingida depende do número de ciclos. De facto, a deformação, para um elevado número de ciclos, deve ser considerada mais gravosa do que para um número pequeno de ciclos. É importante referir também, como conclusão desse estudo, que a contribuição do segundo e terceiro modos de vibração têm uma maior participação na resposta estrutural do que propriamente o primeiro modo.

1.3.2.4. *Informação geral dos danos nas ligações*

Aproximadamente 140 edifícios com ligações soldadas foram observados notando-se que sofreram fissuras nos cordões de soldadura. A distribuição das fissuras ao longo da altura dos edifícios mostra que elas ocorreram essencialmente nos pisos intermédios o que justifica a importância do segundo e terceiro modos de vibração da estrutura. Os danos típicos observados consistem em fissuras que se desenvolvem nas soldaduras que ligam os banzos das vigas aos banzos dos pilares, nas almas dos pilares e nas cantoneira de ligação da alma da viga ao banzo do

pilar. O colapso típico das ligações demonstra que as fissuras apenas se manifestam no banzo inferior, permanecendo o banzo superior intacto. Em alguns casos verifica-se que a fissura evolui para a alma do pilar a partir do cordão de soldadura inferior.

Este comportamento sísmico deficiente das ligações metálicas levantou diversas questões pertinentes: (i) Estarão as características relevantes dos sismos a serem devidamente consideradas nos regulamentos que servem de base ao dimensionamento sísmico? (ii) As especificações contidas nos regulamentos corresponderão à realidade? (iii) Será que a tecnologia aplicada à soldadura estará correcta? (iv) Estarão as ligações metálicas devidamente pormenorizadas e estudadas? (v) Haverá defeitos de execução, nomeadamente no que diz respeito aos cordões de soldadura? (vi) Em que medida as tensões residuais, nomeadamente as geradas durante a construção em obra, poderão estar a afectar a desempenho das ligações, ou até a existência de micro roturas nas soldaduras? Vários estudos foram feitos, no sentido de encontrar resposta para estas questões. Uma evidência foi constatada, a de que as rótulas plásticas formaram-se nas vigas, como seria de esperar. A energia sísmica passou directamente para as ligações, o que lhe provocou uma sobrecarga, e uma consequente fractura. Este facto resulta também em grande parte porque o sismo de Northridge se verificou de uma forma muito súbita. O valor da tensão de cedência usado no dimensionamento de elementos carregados estaticamente, em alguns casos duplicou, em função da acção sísmica. Nestas condições as ligações ficaram também subdimensionadas, o que corresponde a um dimensionamento sísmico inadequado.

Outro problema verificado teve que ver com a diferença entre a tensão de cedência mínima e máxima (tensão de cedência de cálculo e a efectiva). Geralmente, para se obter uma estrutura viga fraca - pilar forte (nós fixos), usa-se uma classe superior no aço dos pilares. É sabido, que a diferença entre a tensão de cedência mínima e máxima é maior para classes de aço mais baixas. Em muitos casos a tensão de cedência do aço das vigas pode ser muito próxima da tensão última do aço dos pilares, sendo este facto a justificação para muitas fissuras encontradas nos banzos dos pilares. Consequentemente, é importante saber até onde se pode ir na utilização combinada dos dois tipos de aço.

É ainda importante destacar a técnica utilizada na execução das soldaduras. Isto porque, no cordão de cima temos a possibilidade de executar um cordão contínuo, com uma perfeita deposição do material de adição, enquanto que no cordão inferior isso não acontece.

Apesar de todos os aspectos referidos, pensa-se que a causa mais importante de colapso das ligações está relacionada com a falta de ductilidade.

1.3.3 Sismo de Kobe

1.3.3.1. *Características do Sísimo*

O Japão encontra-se geograficamente localizado no ponto de encontro entre a placa Euroasiática, a placa Norte Americana, a placa do Pacífico e a placa das Filipinas. O epicentro deste sismo deu-se a cerca de 200 Km a norte da fronteira entre a placa das Filipinas e a placa Euroasiática, e a cerca de 40 Km da linha tectónica média, que é uma linha que representa uma falha a sudoeste do Japão. Ocorreu em 17 de Janeiro de 1995, e atingiu uma magnitude de 7,2. Também aqui uma grande rede de estações de registo estava implementada. O registo de um dos locais mais abalado, demonstra que se atingiram acelerações da ordem dos 0,835 g. O tipo de registo mostra que não se tratou de um sismo muito longo e o sinal não pode ser considerado como um único impulso, uma vez que se observam vários picos, que atingem acelerações e velocidades máximas. As velocidades verificadas são na realidade muito altas, 350 cm/seg., para um amortecimento de 2% e 500 cm/seg., para um amortecimento de 1%. A máxima velocidade foi registada a 1 Km do epicentro. Devido a estas velocidades altas observaram-se fortes roturas nos edificios metálicos logo na primeira e segunda vez que se atingiu o patamar plástico, dando origem a deformações elevadas. Outro aspecto importante está relacionado com a coincidência na ocorrência de grandes amplitudes de acelerações vertical e horizontal.

1.3.3.2. *Informação geral dos danos nos edificios de estruturas metálicas*

Neste sismo, mais de 100.000 edificios colapsaram, 90.000 ficaram seriamente danificados e quase 150.000 tiveram danos ligeiros. As principais características deste sismo, com consequências directas no comportamento estrutural, foram: (i) A intensidade do sismo foi muito mais alta do que a prevista nos regulamentos japoneses; (ii) O epicentro verificou-se muito à superfície, debaixo de grandes zonas habitacionais, produzindo importantes ondas verticais; (iii) As deformações atingidas foram de tal ordem, que se tornam impossíveis de reproduzir em laboratório.

Das observações realizadas, concluiu-se que o colapso ocorreu principalmente por danos nas colunas, seguido pelos danos na base das colunas, ligações, contraventamentos e por último nas vigas. Este tipo de colapso é o que se pretende evitar em estruturas porticadas, de acordo com a filosofia de dimensionamento por Capacidades Resistentes (*Capacity Design*), actualmente já em

vigor na regulamentação europeia (EC8). No entanto, também foram observados edifícios em estrutura metálica que revelaram um comportamento sísmico muito bom, o que contraria a conclusão fácil de que estruturas metálicas tiveram um fraco desempenho. Assim, dos danos observados com o sismo de Kobe, pode afirmar-se: (i) Houve pisos intermédios que colapsaram. Verificaram-se consideráveis deslocamentos inter-pisos em edifícios com baixa rigidez lateral; (ii) Observaram-se trabalhos inadequados na execução das bases das colunas e das soldaduras; (iii) Redução dos níveis de resistência provocado pela corrosão; (iv) Colapso por encurvadura em elementos de parede fina; (v) Verificou-se um acréscimo dos efeitos de segunda ordem, devido à elevada componente vertical do sismo.

1.3.3.3. Informação geral dos danos nas ligações

Mais de 90% das estruturas dos edifícios de vários pisos no Japão, têm as colunas executadas através de secções quadrangulares: secções informadas a frio, com paredes finas, que representam a solução mais barata e portanto muito utilizada. As ligações podem dividir-se essencialmente em dois tipos, as executadas em estaleiro e as executadas em obra. As ligações são denominadas de resistência total, de acordo com o regulamento japonês. Este tipo de ligação é materializada através de uma chapa de continuidade no seguimento dos banzos das vigas. A soldadura desta chapa com os banzos das vigas é feita por penetração total, com a ajuda de uma chapa de encosto, que pode tomar a posição superior no caso da soldadura ser feita em estaleiro.

Da comparação destes dois tipos de ligação, resulta claramente que a qualidade da soldadura tem um papel importante no comportamento sísmico da ligação. O número de danos nas ligações feitas em obra foi de aproximadamente 2,6 vezes superior, quando comparadas com as executadas em estaleiro.

Foi feito um estudo, no sentido de observar os modos de colapso das ligações, tendo-se observado (JSSC, 1997): (i) Uma rotura frágil provocada pela fissura do banzo da viga, iniciada no limite do entalhe da alma; (ii) Uma rotura frágil provocada por fissuras na chapa de continuidade, logo à face exterior da coluna; (iii) Uma rotura frágil provocada por fissuras na soldadura da ligação do banzo inferior à chapa de continuidade; (iv) Fissuras observadas na soldadura entre a chapa de continuidade e a coluna; (v) Fissuras que se propagam ao longo da chapa de continuidade, perpendiculares à parede da coluna; (vi) Fissuras na alma da viga, a partir do entalhe; (vii) Fissuras ao longo da altura da parede da coluna, a partir do cordão de soldadura.

Para as ligações executadas em estaleiro, o modo mais frequente foi o modo de colapso (i), com uma percentagem de 49,7%, enquanto que nas executadas em obra, observou-se com uma ocorrência de 42,3% o modo (iii).

1.3.3.4. Complexo de edifícios Ashiyahama

Os danos mais surpreendentes durante o sismo de Kobe ocorreram no complexo de edifícios Ashiyahama, caracterizados pela rotura frágil das colunas com secção quadrangular. O número de pisos de cada edifício varia dos 14 até aos 19, a estrutura transversal é constituída uma treliça concêntrica, enquanto que a longitudinal é constituída por uma mega-estrutura composta por treliças e colunas.

O colapso ocorreu sempre nas colunas, quer pela fissura das paredes quer pela fissura dos cordões de soldadura e nunca nas treliças. Foi sempre uma rotura frágil, sem plastificação.

1.3.4 Síntese

Foi feita uma análise dos danos ocorridos em edifícios de estruturas metálicas devidos aos maiores sismos ocorridos nos últimos quinze anos. Verificou-se que as estruturas metálicas tiveram um comportamento aceitável, ressaltando a necessidade de se considerarem aspectos relevantes relacionados com a caracterização da própria acção sísmica.

Em conclusão, os últimos sismos mais importantes mostraram-nos certas limitações:

Sismo de Michoacan, foi o tipo de sismo, caracterizado por ter o epicentro afastado, onde as condições do subsolo tiveram o papel mais importante. O edifício Pino Soarez colapsou principalmente porque as necessidades de ductilidade foram sub-avaliadas no dimensionamento.

Sismo de Loma Prieta, donde resultaram grandes perdas económicas, causadas pela rotura dos elementos não estruturais, o que demonstrou que os conceitos correntes de dimensionamento estrutural, devem considerar a diminuição dos danos não estruturais.

Sismo de Northridge, foi um tipo de sismo em que o epicentro se localizou perto do local onde os danos se observaram, tendo demonstrado que o conceito de sobre dimensionamento das ligações deve ser re-equacionado, sendo necessário considerar todos os factores que influenciam a ductilidade estrutural: o tipo de “impulso”, as largas deformações e a necessidade de considerar a componente vertical.

Sismo de Kobe, foi do mesmo tipo do Northridge. As semelhanças dos danos observados devido à ocorrência dos dois sismos, demonstrou que se cometeram sérios erros nos conceitos básicos no dimensionamento sísmico de estruturas metálicas, que foi, e ainda é em certos casos, urgente corrigir.

Devido ao bom desempenho sísmico apresentado pelas estruturas metálicas em sismos passados, grande parte do esforço de investigação foi direccionado para as estruturas de betão armado, o que descorou a investigação nas estruturas metálicas. Presentemente é necessário incrementar a investigação para identificar e conseguir eliminar situações em que as estruturas metálicas se comportaram de forma deficiente.

1.4 DIMENSIONAMENTO E AVALIAÇÃO SÍSMICA DE ESTRUTURAS SEGUNDO O EC8

O dimensionamento e a avaliação sísmica de estruturas podem ser realizados através de métodos estáticos ou dinâmicos. Dentro destes dois tipos de métodos, pode ainda considerar-se o comportamento linear ou não linear do material. O processo mais simples é o que associa os métodos estáticos ao comportamento linear dos materiais. Nestes métodos a componente não linear do comportamento do material é normalmente integrada através da utilização de um factor de comportamento que varia consoante a estrutura em causa. O método de utilização mais generalizada nos últimos anos para o dimensionamento sísmico de estruturas é o que recorre às análises dinâmicas lineares – análise modal por espectro de resposta.

Mais recentemente têm surgido novos métodos estáticos de análise e dimensionamento sísmico de estruturas, cuja abordagem difere da anteriormente utilizada. Enquanto que nos métodos estáticos anteriores se fixavam forças horizontais por piso para simular uma determinada acção sísmica, os novos métodos visam garantir um adequado desempenho sísmico da estrutura, permitindo que para uma determinada acção a estrutura não ultrapasse determinados deslocamentos totais ou inter-pisos.

A introdução de conceitos relacionados com o desempenho sísmico em documentos relativamente recentes que estabelecem linha orientadoras neste campo tais como ATC-40 (1996) e FEMA-356 (ASCE 2000) conduziu ao incremento da utilização de métodos estáticos não lineares, principalmente para a avaliação sísmica de estruturas existentes, mas também para o dimensionamento sísmico de estruturas novas. Recentemente, foi adoptado no regulamento estrutural de edifícios japonês um método baseado neste tipo de análises estáticas, assim como na Europa, foi integrado no Eurocódigo 8 – EC8 (CEN, 2001) o método N2 (Faifar e Fischinger,

1988), em que a acção sísmica é caracterizada indirectamente a partir de espectros de resposta inelásticos. Estes métodos, que recorrem a análises estáticas não lineares, têm por base uma análise estrutural com carregamento monotónico usando uma configuração lateral de cargas para estimar as deformações estruturais quando submetidas a acções sísmicas. Contudo, estas aproximações para avaliar o desempenho sísmico das estruturas contêm algumas desvantagens. Alguns autores propuseram algumas melhorias nestes métodos estáticos monotónicos de forma a levar em consideração os modos de vibração de ordem superior e a alteração da configuração dos modos quando a estrutura entra em regime não linear, mantendo a simplicidade inerente à utilização de uma análise estática. Por exemplo, e de forma a incorporar as alterações das propriedades dinâmicas durante a fase inelástica da estrutura, (Gupta e Kunnath, 2000) propuseram um procedimento adaptativo com base no espectro de resposta elástico, que vai sendo aplicado em cada passo do procedimento monotónico.

Outros autores, (Elnashai 2000; Antóniou *et al.*, 2000; Aydinoglu 2003; António e Pinho 2004) propuseram a aplicação de carregamentos (deslocamentos ou forças) que vão sendo adaptativamente alteradas à medida que as características dinâmicas da estrutura se alteram com o decorrer do carregamento monotónico.

Em alternativa a estas análises estáticas não lineares, podem ser utilizadas análises dinâmicas não lineares, onde a acção sísmica é definida por acelerogramas gerados artificialmente ou a partir de sinais reais. Também estas análises têm os seus inconvenientes nomeadamente a complexidade na geração dos acelerogramas artificiais, o que obriga à consideração de um número mínimo de casos de carga, o esforço de cálculo necessário e até a quantidade de informação necessária essencial para a caracterização do comportamento não linear dos elementos estruturais, o que por vezes dificulta uma análise adequada. Contudo estas análises são as que melhor conseguem avaliar o comportamento sísmico de estruturas, modelando adequadamente o comportamento não linear das estruturas, servindo normalmente os seus resultados como valores de referência a comparar em estudos paramétricos.

1.4.1 Análise Estática Não Linear - Método N2

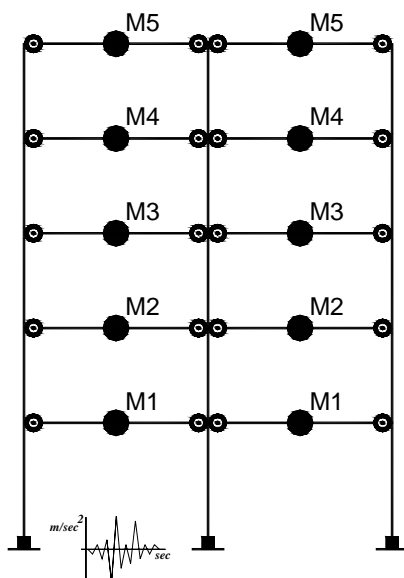
O método N2 (Faifar e Fischinger, 1988) é um método estático não linear, que se baseia na curva de capacidade resistente da estrutura, definida com base num adequado carregamento monotónico. Esta curva é posteriormente transposta para uma curva de capacidade resistente de uma estrutura equivalente de 1 grau de liberdade (1 GL). Depois de se encontrar a correspondente configuração bi-linear da curva de capacidade resistente do sistema de 1 GL, e

com base na acção sísmica considerada (definida a partir do espectro de resposta), determina-se o deslocamento objectivo d_t^* da estrutura equivalente. Posteriormente pode avaliar-se o desempenho sísmico estrutural, verificando se a estrutura entra em regime não linear e analisando os valores máximos (obtidos em termos de deformação, por exemplo) com os valores resistentes. Este método contemplo os seguintes passos:

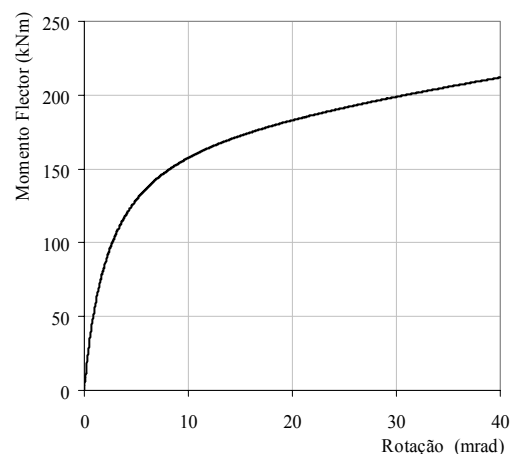
Passo 1 – Dados

Modelação estrutural: Os elementos estruturais são modelados atendendo ao comportamento monotónico fisicamente não linear. Adequadas relações constitutivas são definidas para os diferentes elementos estruturais, nomeadamente para as ligações semi-rígidas, de resistência parcial, se se estiver a falar de estruturas metálicas, como é o caso ilustrado na Figura 1-1. Os elementos estruturais, vigas e pilares podem também ser modeladas através de elementos bidimensionais, que acomodem comportamento não linear do material e geométrico. Para estruturas tridimensionais, devem ser considerados pavimentos que confirmam travamento horizontal nos vários níveis.

Acção sísmica: Recorre-se a um espectro de resposta elástico, para um valor de coeficiente de amortecimento (de 2% para estruturas metálicas e mistas) e considerando um determinado valor de aceleração de pico do solo.



a) Estrutura.



b) Curva monotónica de uma ligação semi-rígida

Figura 1-1 – Modelação Estrutural.

Passo 2 – Espectro de resposta no formato Aceleração-Deslocamento

Neste método o espectro é representado graficamente no formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*), onde os valores espectrais da aceleração são definidos em função dos valores espectrais do deslocamento, como se mostra na Figura 1-2. Para um sistema de um grau de liberdade de período T e com comportamento elástico é válida a equação (1-1) onde S_{ae} e S_{de} representam, respectivamente, o espectro de resposta elástico de aceleração e de deslocamento.

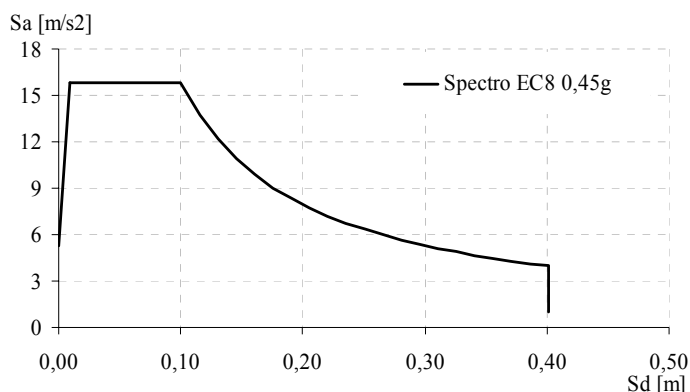


Figura 1-2 – Espectro de resposta no formato ADRS, $\xi = 2\%$.

$$(1-1) \quad S_{ae} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{de}$$

A determinação dos espectros de resposta inelásticos (S_a e S_d) para valores constantes de ductilidade μ , é feita de acordo com a equação (1-2), onde q_u – equação (1-3) – representa o factor de redução devido à dissipação de energia hysterética, presente nas estruturas dúcteis. Na equação (1-3) T_c representa um período característico do movimento do solo (EC8, CEN 2005).

$$(1-2) \quad S_a = \frac{S_{ae}}{q_u} \quad S_d = \frac{\mu}{q_u} S_{de}$$

$$(1-3) \quad q_u = \begin{cases} (\mu-1) \frac{T}{T_c} + 1 & T < T_c \\ \mu & T \geq T_c \end{cases}$$

Passo 3 – Definição da curva de capacidade resistente

A curva de capacidade resistente é definida a partir do esforço transversal na base da estrutura (Corte basal – V) em função do deslocamento de topo (Δ_{topo}), recorrendo a uma análise estática não linear, aplicando progressivamente uma distribuição de cargas laterais, como se pode

observar na Figura 1-3, até atingir um determinado estado limite (associado a um valor máximo do deslocamento do topo $\Delta_{\text{topo}}^{\text{max}}$). É necessário definir a direcção da aplicação do carregamento lateral e a sua distribuição.

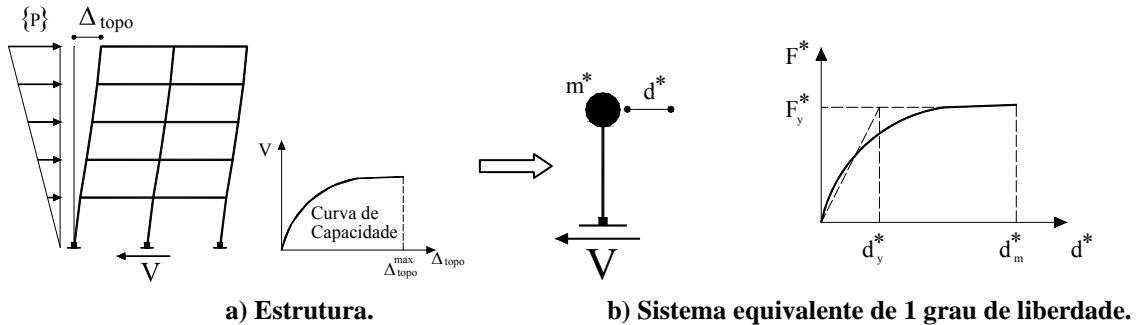


Figura 1-3 – Definição da curva de capacidade.

O método N2 propõe a distribuição de forças definida na equação (1-4), onde a intensidade do carregamento é controlada pelo factor p e onde P_i , m_i e ϕ_i representam, respectivamente, a força lateral a aplicar no piso i, a massa do piso i e a componente i do modo condicionante.

$$(1-4) \quad P_i = p m_i \phi_i$$

Passo 4 – Sistema de 1 grau de liberdade equivalente

Transformação: Como a acção sísmica é quantificada a partir de espectros de resposta, a estrutura deve ser modelada a partir de um sistema de um grau de liberdade equivalente. No método N2, a transformação da estrutura (sistema de N graus de liberdade) para um sistema de um grau de liberdade (1 GL) equivalente é feita a partir do factor de Transformação Γ (Faifar e Fischinger, 1988) – equação (1-5). Assim, a força F^* e o deslocamento d^* do sistema de 1 GL são obtidos a partir das expressões apresentadas na equação (1-6). Com esta transformação é possível obter a curva de capacidade resistente para o sistema de 1 GL, como se observa na Figura 1-3 b), onde o valor espectral de aceleração do sistema de 1 GL é dado pela equação (1-7).

$$(1-5) \quad \Gamma = \frac{\sum_i m_i \phi_i}{\sum_i m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_i m_i \phi_i^2}$$

$$(1-6) \quad F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad d^* = \frac{\Delta_{\text{topo}}}{\Gamma}$$

$$(1-7) \quad S_a = \frac{F^*}{m^*}$$

Características do sistema de 1GL equivalente: A representação bi-linear do espectro da capacidade resistente do sistema de 1 GL é necessária para determinar o valor do período elástico do sistema equivalente (T^*). De acordo com o método N2 a resposta bi-linear idealizada deve ser definida de tal forma que: a rigidez pós-cedência seja zero (uma vez que o factor de redução q_u é definido como o quociente entre a resistência elástica e a resistência de cedência – equação (1-12), com q_u definido pela equação (1-12)) e a energia de deformação correspondente seja igual à energia actual. Com a curva bi-linear determinada fica definida a resistência do sistema de 1 GL equivalente (F_y^*) e o deslocamento de cedência do sistema idealizado (d_y^*). O período T^* é então determinado de acordo com a equação seguinte:

$$(1-8) \quad T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

Passo 5 – Desempenho sísmico do sistema de 1 grau de liberdade

A resposta sísmica da estrutura idealizada (que vai ser quantificada em termos de deslocamento d_t^*) pode ser obtida recorrendo a um procedimento gráfico. Nesta fase dois tipos de curvas podem ser traçadas no gráfico *Aceleração versus Deslocamento Espectral* (formato ADRS): i) a curva de capacidade resistente correspondente à curva de capacidade de um sistema de 1 GL; e ii) o espectro de resposta, como se observa na Figura 1-4.

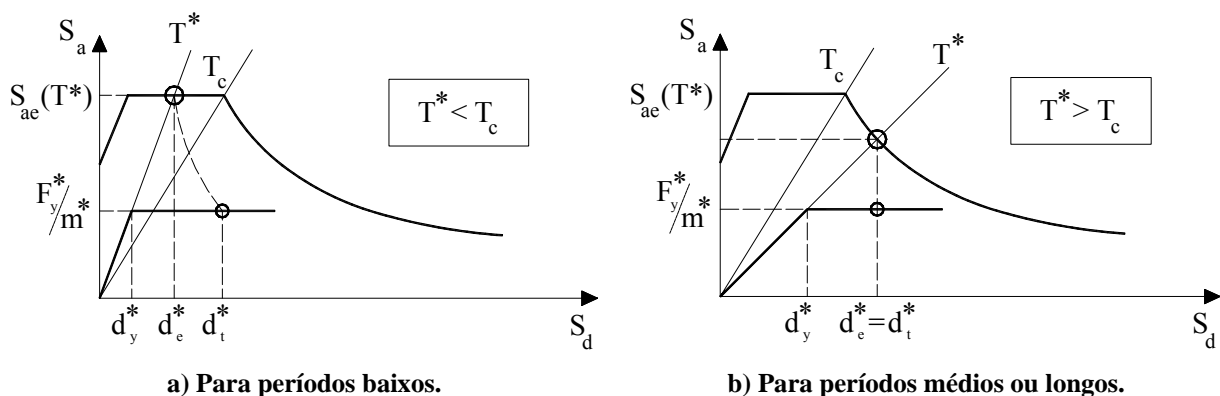


Figura 1-4 – Determinação do deslocamento objectivo do sistema de 1 GL equivalente.

Para um comportamento elástico, o deslocamento objectivo d_e^* é dado pela equação (1-9), onde $S_{ae}(T^*)$ representa o valor espectral elástico da aceleração correspondente a T^* , como se pode observar na Figura 1-4.

$$(1-9) \quad d_e^* = S_{ac}(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

A determinação do valor do deslocamento objectivo d_t^* depende das características dinâmicas do sistema. Assim:

a) Períodos baixos $T^* < T_c$ (Figura 1-4-a)

Se a estrutura apresenta comportamento elástico ($F_y^*/m^* > S_{ac}(T^*)$)

$$(1-10) \quad d_t^* = d_e^*$$

Se a estrutura apresenta comportamento inelástico ($F_y^*/m^* < S_{ac}(T^*)$)

$$(1-11) \quad d_t^* = \frac{d_e^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_e^*$$

Com q_u dado pela equação (1-12) – ver a equação (1-2).

$$(1-12) \quad q_u = \frac{S_{ac}}{S_a} = \frac{S_{ac}}{F_y^*/m^*} = \frac{S_{ac} m^*}{F_y^*}$$

b) Períodos médios e longos $T^* > T_c$ (Figura 1-4-b)

$$(1-13) \quad d_t^* = d_e^*$$

Passo 6 – Desempenho sísmico da estrutura

Determina-se o deslocamento de topo da estrutura Δ_{topo} utilizando a equação (1-14). Seguidamente avalia-se o desempenho sísmico estrutural aplicando progressivamente à estrutura uma distribuição de forças igual à indicada no passo 3, até a estrutura atingir o Δ_{topo} . Para este valor de deslocamento de topo calcula-se, por exemplo, as rotações nas extremidades dos elementos estruturais ou os deslocamentos inter-pisos. Os resultados obtidos são comparados com os valores resistentes correspondentes.

$$(1-14) \quad \Delta_{\text{topo}} = \Gamma d_t^*$$

1.4.2 Análise dinâmica não linear

As análises dinâmicas não lineares são por norma a última opção quando se pretende dimensionar uma estrutura, pela dificuldade em se conseguir modelar o comportamento hysterético do material, em particular dos elementos dissipadores de energia e pela dificuldade associada à modelação da acção sísmica, quase sempre feita através de acelerogramas artificiais. De qualquer forma, este tipo de análises tem o conveniente de dar resultados em termos de deslocamentos, deformações e esforços que não necessitam de ser modificados por qualquer factor de transformação e a resposta estrutural observada através deste tipo de procedimento é muito mais sensível às características individuais das acções consideradas e ao próprio tipo de estrutura. O EC8 (CEN, 2005) recomenda que sejam utilizados pelo menos três acelerogramas neste tipo de análises.

1.5 NÍVEL DE DESEMPENHO ESTRUTURAL

A filosofia de dimensionamento sísmico tem vindo a sofrer algumas alterações no decorrer dos últimos anos. Generalizou-se o conceito de que se uma determinada estrutura quando sujeita a uma determinada acção não ultrapassasse uma determinada deformação, local ou global, esta apresentaria um bom comportamento sísmico. Neste sentido começaram a ser propostos novos procedimentos de dimensionamento de estruturas, como o FEMA-273 (1997) e ATC-40 (1996) nos Estados Unidos da América, que recorrem ao controle de deslocamentos da estrutura obtidos através de análises estáticas não lineares (como o método N2 do Eurocódigo explicado anteriormente). A estratégia seguida neste trabalho foi comparar os resultados obtidos por este tipo de análises estáticas não lineares, nomeadamente através do método N2, com os resultados obtidos pelas análises dinâmicas não lineares.

Para se perceber o desempenho das estruturas metálicas procura-se perceber o nível das deformações laterais, os deslocamentos inter-pisos, a ductilidade dos elementos, quer sejam vigas, pilares ou ligações e por último os índices de danos.

São propostos três níveis de desempenho (Grecea *et al*, 2004):

Estado limite de serviço (SLS), respeitante aos sismos frequentes com baixo período de retorno (<20 anos), em que os elementos não estruturais apresentam pequenos danos e a estrutura permanece com um comportamento elástico. Este estado limite é definido na situação em que o deslocamento inter-piso excede o valor de 0,6 % da altura do andar.

Estado limite de acumulação de danos (DLS), referido a sismos raros (períodos de retorno de 475 anos), a que correspondem danos importantes nos elementos não estruturais e danos moderados nos elementos estruturais, se bem que podem ser reparados após o sismo, com alguma facilidade. A resposta estrutural situa-se ao nível do comportamento elasto-plástico do material, sendo a componente estrutural determinante a resistência da secção dos elementos da estrutura. Este estado limite é quantificado com base no deslocamento relativo inter-piso em 1% da altura desse piso.

Estado limite último (ULT), é considerado no caso de sismos muito raros (com períodos de retorno de 970 anos), em que as estruturas sofrem grandes danos nos elementos estruturais e não estruturais, mas salvaguardando sempre a segurança das pessoas. Neste caso, os danos na estrutura são de tal forma apreciáveis que se torna inviável a sua reparação. A estrutura entra em regime elasto-plástico, esperando-se por isso grandes deformações sendo o critério de terminante na verificação das condições de segurança a ductilidade local. São consideradas rotações plásticas máximas nas ligações entre 0,03 a 0,04 rad a que corresponde um deslocamento entre pisos de aproximadamente 3% da sua altura.

1.6 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta secção faz-se uma revisão bibliográfica sobre o comportamento das ligações: comportamento estático monotónico e comportamento cíclico e dinâmico.

1.6.1 Comportamento estático monotónico – Método das componentes

As ligações metálicas com placa de extremidade, são largamente utilizadas em construção metálica e mista, porque para além das vantagens de fabricação em estaleiro e montagem em obra, permitem uma grande variedade de soluções estruturais, desde a ligação nominal rotulada até à ligação de resistência total. Pode-se encontrar um equilíbrio entre a rigidez e a resistência de uma ligação deste tipo, escolhendo convenientemente o número de parafusos, a sua localização, a espessura da placa de extremidade assim como a sua configuração geométrica, e os reforços do painel da alma do pilar.

As ligações com placa de extremidade podem ser divididas em dois grupos, considerando a localização dos parafusos. Com placa de extremidade estendida, como se observa na Figura 1-5 a) e b) e com placa de extremidade rasa, como se observa na Figura 1-5 c). As ligações com placa de extremidade estendida, são caracterizadas com pelo menos uma linha de parafusos fora

dos banzos da viga, podendo ser duplamente estendidas, como se observa na Figura 1-5 b), estando estas mais indicadas para a resistência às acções horizontais.

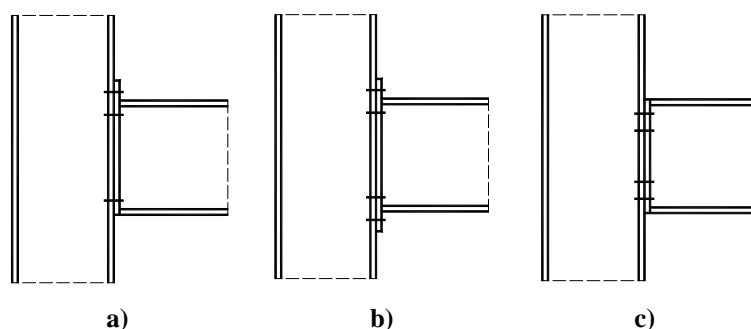


Figura 1-5 – Diferentes tipologias de ligações com placa de extremidade.

Como já se percebeu, a forma adoptada para estudar este tipo de ligações, e modelar adequadamente o seu comportamento estático não linear, é individualizar cada uma das parcelas que contribuem para a resistência global da ligação. A cada uma destas parcelas está associada uma componente mecânica da ligação. Foi desta forma que se desenvolveu o método das componentes (Yee e Melchers, 1986; Jaspart, 1991; Faella *et al.*, 1995; CEN, 2005a), e que permite através da determinação da resistência e rigidez de cada uma das componentes da ligação, determinar a resistência e rigidez global da ligação. Assim, podem-se identificar oito componentes numa ligação com placa de extremidade estendida, como se representa na Figura 1-6: a alma da coluna ao corte, a alma da coluna à tracção, o banzo da coluna à flexão, a placa de extremidade à flexão, os parafusos à tracção, a alma da viga à tracção, a alma da viga à compressão e a alma da coluna à compressão.

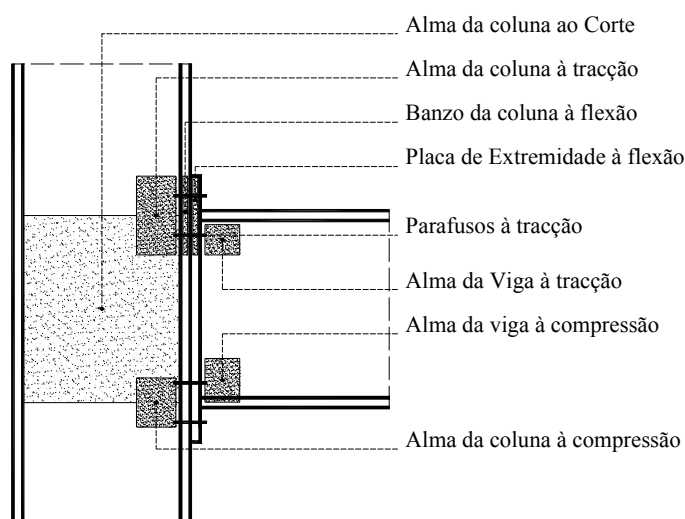


Figura 1-6 – Componentes da ligação viga-coluna, com placa de extremidade.

As primeiras seis componentes devem ser consideradas para a determinação, quer da resistência quer da rigidez da ligação, enquanto que as duas últimas têm que ser consideradas unicamente para a avaliação da resistência da ligação.

Apenas se descreverão os métodos para a determinação da resistência da placa de extremidade à flexão e do painel da alma do pilar ao corte, por serem estas as duas componentes determinantes no comportamento da ligações estudadas neste trabalho. As restantes componentes, assim como a determinação da resistência e da rigidez de ligações viga-coluna com placa de extremidade podem ser consultadas no EC3 (CEN, 2005b).

1.6.1.1. Placa de extremidade à flexão

A resistência e o modo de rotura da placa de extremidade à flexão, em conjunto com os parafusos traccionados, deve ser determinada recorrendo ao modelo mecânico equivalente T-Stub quer considerando cada linha de parafusos individualmente quer em grupo.

Devem ser considerados três modos possíveis de rotura do T-stub. Modo 1, em que a resistência do T-Stub é unicamente condicionada pela resistência à flexão da placa de extremidade, modo 3 em que a resistência do T-Stub é condicionada unicamente pela resistência à tracção da linha de parafusos considerada e o modo 2, sendo este um modo combinado entre o modo 1 e o modo 3, ou seja, a resistência do T-Stub resulta de uma combinação da resistência à flexão da placa de extremidade e dos parafusos à tracção. O modo condicionante da resistência do T-Stub será o menor valor da resistência correspondente. As respectivas expressões matemáticas podem ser observadas em detalhe na Tabela 6.2 do EC3 (CEN, 2005b).

A determinação do comprimento efectivo das linhas de rotura, em particular para a placa de extremidade encontra-se na Tabela 6.6 do EC3 (CEN, 2005b).

1.6.1.2. Painel da alma do pilar ao corte de acordo com o EC3

De acordo com o EC3 (CEN, 2005b), a resistência plástica ao corte do painel da alma da coluna $V_{wp,Rd}$, para uma ligação de nó externo, ou uma ligação interna em que as vigas adjacentes sejam da mesma altura, e na ausência de reforços na alma do pilar deve ser obtida através da expressão (1-15), onde 0,9 é um coeficiente de redução para levar em consideração a influência das tensões normais resultantes do esforço axial na coluna, $f_{y,wc}$ é a tensão de cedência da alma da coluna, A_{vc} é a alma da coluna ao corte. Este dimensionamento só é válido se se verificar a condição de esbelteza da alma da coluna ao corte $d/t_w \leq 69\epsilon$, onde d representa a altura da alma da coluna, t_w a

espessura da alma da coluna e $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$, sendo f_y a tensão de cedência do aço. Na equação (1-15) γ_{Mo} representa um coeficiente de segurança.

$$(1-15) \quad V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{Mo}}$$

Caso se utilizem reforços transversais, em simultâneo na zona comprimida e na zona traccionada, como é o caso das ligações reais ensaiadas neste trabalho, a resistência plástica de cálculo do painel da alma da coluna ao corte $V_{wp,Rd}$, deve ser aumentada, passando a considerar $V_{wp,add,Rd}$, de acordo com a expressão (1-16), onde d_s é a distância entre os centros dos reforços, $M_{pl,fc,Rd}$ é a resistência plástica à flexão do banzo da coluna e $M_{pl,st,Rd}$ é a resistência plástica à flexão do reforço transversal.

$$(1-16) \quad V_{wp,add,Rd} = \frac{4M_{pl,fc,RD}}{d_s}, \text{ mas } V_{wp,add,Rd} \leq \frac{2M_{pl,fc,RD} + 2M_{pl,st,RD}}{d_s}$$

1.6.1.3. Painel da alma do pilar ao corte – Modelo de Krawinkler

Ensaio anteriores demonstraram que o painel da alma da coluna ao corte pode proporcionar uma significativa resistência pós elástica (Slutter, 1981; Fielding e Huang, 1971; Krawinkler *et al.*, 1971; 1973). Esta sobre resistência pode ser atribuída à contribuição da flexão dos banzos da coluna e dos reforços transversais de continuidade e ao aparecimento de endurecimento do aço na zona do painel da alma antes da cedência total dos banzos da coluna. Assim pode ser definido um modelo tri-linear representando em abcissas a deformação por corte e em ordenadas o esforço de corte multiplicado pelo braço do momento de ligação, como se observa na Figura 1-7 (Krawinkler *et al.*, 1971; 1973).

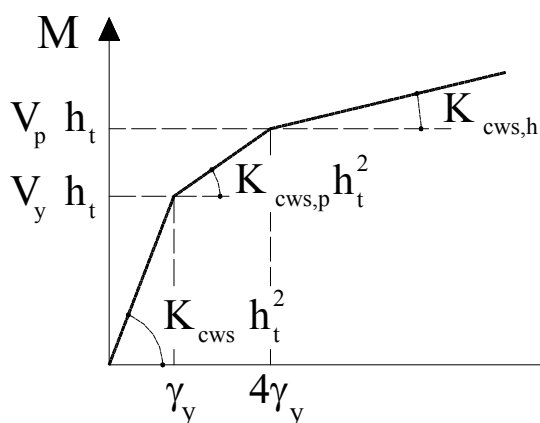


Figura 1-7 – Modelo Tri-linear de Krawinkler *et al.*

Neste modelo, o momento flector correspondente à cedência do painel da coluna ao corte é dado pela expressão (1-17), onde h_c e h_b são respectivamente a altura da coluna e da viga, h_t o braço do momento da ligação, ou seja, a distância entre o centro da zona traccionada e a zona comprimida e t_{pz} a espessura da alma da coluna ao corte. O factor β toma valores igual a 1 para ligações externas, igual a 2 para ligações internas com momentos flectores de igual sinal em ambas as vigas e 0 para ligações internas com momentos flectores de sinais contrários.

$$(1-17) \quad V_y h_t = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{t_{pz} h_c h_b}{\beta}$$

A deformação por corte correspondente à cedência do painel da alma é dado por $\gamma_y = f_y / \sqrt{3} G$ (G – módulo de Distorção), o que resulta numa rigidez inicial para o painel da alma ao corte igual a $K_{cws} h_t^2$, onde K_{cws} é a rigidez axial, que pode ser integrada conjuntamente com a rigidez das restantes componentes através de um modelo mecânico de molas e pode ser determinada através da expressão (1-18).

$$(1-18) \quad K_{cws} h_t^2 = \frac{G h_c t_{pz} h_b}{\beta}$$

De acordo com o modelo de Krawinkler *et al.* (1971; 1973), após a cedência da alma da coluna, a rigidez rotacional pode ser atribuída à flexão dos banzos da coluna. Esta pode ser determinada através da expressão (1-19), onde I_{fc} é o momento de inércia dos banzos da coluna, definido de acordo com a (1-20) e E o módulo de Elasticidade do material.

$$(1-19) \quad K_{cws,p} h_t^2 = \frac{24 E I_{fc}}{5 t_{fc}} \frac{1}{\beta}$$

$$(1-20) \quad I_{fc} = \frac{b_c t_{fc}^3}{12}$$

Esta rigidez pós elástica desenvolve-se após a cedência dos banzos da coluna, a partir de uma deformação por corte no painel da alma da coluna que pode ser considerada aproximadamente igual a $4 \gamma_y$. Assim, o valor correspondente para o momento-flector na ligação é dado pela expressão (1-21), que pode ser escrito sob a forma da expressão (1-22).

$$(1-21) \quad V_p h_t = V_y h_t + 3 K_{cws,p} h_t^2 \gamma_y$$

$$(1-22) \quad V_p h_t = V_y h_t \left(1 + \frac{3\gamma_y K_{cws,p} h_t^2}{V_y h_t} \right)$$

Considerando que $\gamma_y = f_y/\sqrt{3} G$ e $E/G = 2(1 + \nu)$ e introduzindo ainda as expressões (1-17) e (1-20) a expressão (1-22) toma a forma da expressão seguinte (1-23).

$$(1-23) \quad V_p h_t = V_y h_t \left(1 + 3,12 \frac{b_c t_{fc}^2}{h_c h_b t_{pz}} \right)$$

Após o desenvolvimento desta resistência, isto é, após a cedência dos banzos da coluna, existe ainda uma reserva plástica do painel da alma da coluna, resultante do endurecimento do aço do painel da alma. Esta rigidez residual pode ser quantificada através da equação (1-24), onde E_h é o módulo de endurecimento do material.

$$(1-24) \quad K_{cws,h} h_t^2 = \frac{E_h}{E} K_{cws,p} h_t^2$$

Como resultado das expressões anteriormente apresentadas, o comportamento do painel da alma da coluna pode ser representado através de um modelo tri-linear, como o que se apresenta na Figura 1-7.

De referir que a sobre resistência considerada através do modelo de Krawinkler *et al.* (1971; 1973), patente na expressão (1-23), é adoptada no EC3 (CEN, 2005b), através da expressão (1-16), o que à partida parece configurar uma formulação algo diferente, quando se comparam directamente ambas as expressões, mas na realidade toma aspectos semelhantes, quando se desenvolve a expressão (1-16) (Faella *et al.*, 2000).

1.6.2 Comportamento Cíclico e Dinâmico das Ligações

O comportamento de ligações metálicas sob a acção de carregamentos cíclicos é caracterizado através de ciclos histeréticos onde se pode observar, caso exista, a progressiva degradação de resistência e rigidez, e eventualmente a rotura da ligação - Figura 1-8 a). As acções sísmicas são na realidade um tipo de acção natural que pode provocar este tipo de comportamento nas ligações metálicas de edifícios. Para além das amplitudes que determinados sismos podem submeter este tipo de estruturas, levando-as a atingir comportamento plástico, outro aspecto importante a considerar, e que influencia o seu desempenho sísmico, é o número de ciclos histeréticos que as ligações podem estar sujeitas aquando da ocorrência de um sismo. Este tipo

de comportamento é normalmente denominado de fadiga oligocíclica, por analogia com o comportamento do aço sob a acção de cargas cíclicas.

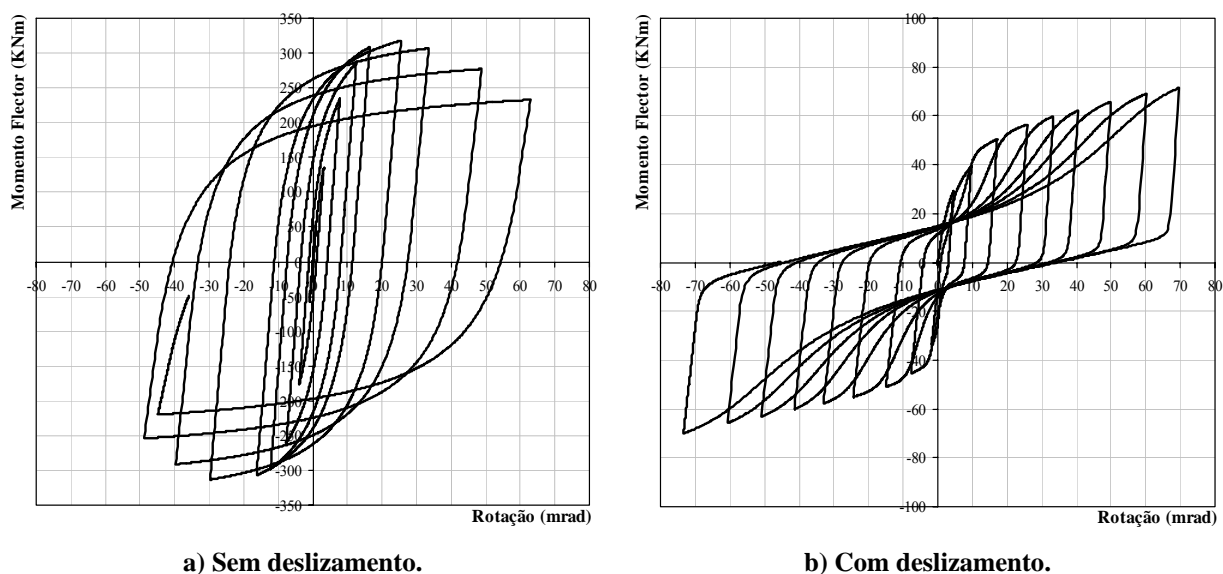


Figura 1-8 – Trajectória histerética de uma ligação metálica.

Prever o comportamento de ligações metálicas é algo complexo, porque é necessário combinar vários fenómenos tais como a não-linearidade do material, não linearidade geométrica, tensões residuais existentes no material, fenómenos de contacto entre as diversas componentes das ligações e complicadas configurações geométricas. Quando se fala de acções cíclicas, todo este comportamento se torna mais difícil de prever, como se pode observar na Figura 1-8 b), onde os fenómenos de deslizamento afectam claramente a resposta cíclica da ligação. Em condições de carregamento monotónico, é actualmente possível prever a resposta em termos de momento-flector *versus* rotação, aplicando o método das componentes (EC8, CEN 2005; Jaspert, 2000). Contudo, o mesmo não se aplica para o caso cíclico. Neste tipo de situações, o usual é desenvolver uma expressão matemática dependente de vários parâmetros, que permite reproduzir o comportamento histerético requerido para um determinado grupo de ligações, com uma determinada tipologia. Subsequentemente, os valores desses parâmetros devem ser calibrados para permitirem reproduzir satisfatoriamente o comportamento cíclico das ligações do grupo em causa.

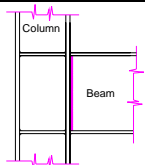
Historicamente, há a considerar o desenvolvimento de duas fórmulas matemáticas que servem de base à maioria dos modelos encontrados na literatura da especialidade: a expressão matemática proposta por Ramberg-Osgood (1943) que normalmente expressa a deformação (deslocamento generalizado) como uma função não linear da tensão (força generalizada) e a expressão

matemática Richard-Abbott (1975), que usualmente relaciona a força generalizada (tensão) com o deslocamento generalizado (deformação).

Os primeiros modelos matemáticos desenvolvidos com base na expressão de Ramberg-Osgood foram apresentados por Popov e Pinkey (1968) para modelar trajetórias histeréticas sem deslizamento e mais tarde aplicados à modelação do comportamento simétrico momento-flector *versus* rotação de ligações soldadas (Popov e Bertero, 1973). Mazzolani (1988) desenvolveu um modelo baseado na expressão de Ramberg-Osgood que permite simular o efeito do deslizamento, mais tarde modificado por Simões *et al.* (2001) para permitir a simulação do deslizamento na fase da descarga. É notório que os modelos baseados na expressão Ramberg-Osgood apresentam a desvantagem de expressarem a deformação com base na tensão, o que, por um lado complica claramente os procedimentos matemáticos, que normalmente recorrem ao método dos elementos finitos, que se baseia na integração das equações de forma (deslocamentos) e por outro lado complica a aplicação directa da expressão às curvas obtidas experimentalmente, quase sempre obtidas através de controle de deslocamentos, especialmente quando se atingem comportamentos não lineares.

A expressão de Richard-Abbott foi pela primeira vez aplicada para simular o comportamento cíclico de ligações metálicas por De Martino *et al.* (1984). Infelizmente, esta implementação não permitia a simulação do efeito do deslizamento, efeito esse que se observa em muitas ligações metálicas (Simões *et al.*, 2001). Subsequentemente, Della Corte *et al.* (2000) propuseram um novo modelo, também baseado na expressão de Richard-Abbott, este capaz de simular o efeito do deslizamento assim como a degradação de resistência, rigidez e ainda o efeito do endurecimento do aço.

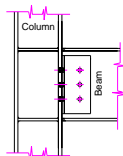
Desde os meados dos anos 80, foram desenvolvidos vários projectos de investigação no campo do comportamento cíclico de ligações metálicas e mistas em diversos centros de investigação, totalizando um total de 56 projectos de investigação e 288 ensaios experimentais. Estes ensaios são resumidos nas tabelas que se apresentam de seguida, começando-se por descrever em ensaios de ligações metálicas da Tabela 1-1 à Tabela 1-5 e ensaios de ligações mistas da Tabela 1-7 à Tabela 1-9.



Número total de projectos de investigação: 7
 Número total de ensaios: 28
 Número total de histórias de carga diferentes: 5

Autores (data)	N.º de Ensaios	Caracterização da ligação	História de carga	Principais parâmetros investigados
Popov (1987)	2	Ligação interna soldada com vigas de secção W460x74 (W18x50) e pilares de secção W610x113 (W24x76) com enrijecedores de alma com 13 mm de espessura.	(1)	Contribuição do painel da alma do pilar e dos enrijecedores da alma na rigidez pós elástica da ligação.
Elnashai e Elghazouli (1994)	2	Metade de uma estrutura metálica com dois andares. Pilares em H150x150x7x10 e vigas em H250x130x9x9 e enrijecedores de alma do pilar com 9 mm de espessura. Um ensaio cíclico e um pseudo dinâmica.	(4)	Foi investigada a rigidez dos elementos resistentes assim como o comportamento estrutural e o comportamento hysterético das ligações.
Elnashai <i>et al.</i> (1998)	2	Ensaio em ligações externas de uma estrutura com dois andares de nós rígidos executados em vigas soldadas (H250x230x9x9) e pilares (H150x150x7x10).	(4)	Efeito da rigidez e capacidade resistente do nó na resposta estrutural. Adicionalmente, comparou-se o comportamento estrutural com ligações semi-rígidas aparafusadas.
Mele <i>et al.</i> (1999)	15	Ligação soldada viga-pilar com vigas de secção IPE300 e pilares HEB160, HEB200 e HEB240 e enrijecedores de alma do pilar com 10 mm de espessura.	(9)	Estudo da influência da secção e do painel da alma do pilar no comportamento cíclico da ligação.
Dubina <i>et al.</i> (2001)	2	Ligação interna soldada viga (IPE360) pilar (HEB300).	(2)	Rigidez inicial, capacidade resistente e rotação plástica.
Calado (2003)	1	Ligação externa soldada viga (IPE300) pilar (HEB200).	(2)	Comportamento cíclico e modos de rotura.
Grecea <i>et al.</i> (2004)	4	Ligação soldada viga-pilar compreendendo pilares em secção H e I sem enrijecedores de alma.	(2)	Avaliação da capacidade de rotação cíclica.

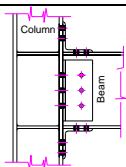
Tabela 1-1 – Ligações soldadas.



Número total de projectos de investigação: 8
 Número total de ensaios: 38
 Número total de histórias de carga diferentes: 6

Autores (data)	N.º de Ensaios	Caracterização da ligação	História de carga	Principais parâmetros investigados
Popov (1987)	5	Ligação interna com os banzos da viga soldados e cantoneira de alma aparafusada. Vigas em secção W460x74 (W18x50) e pilares W610x113 (W24x76), com enrijecedores de alma com 13 e 19 mm de espessura.	(1)	Contribuição dos enrijecedores do painel da alma do pilar na rigidez da ligação e na rigidez pós elástica.
Plumier e Schleich (1993)	2	Uma ligação interna e outra externa, combinando pilares em secção HEB300 e vigas de secção HEA260.	(2)	Contribuição do painel da alma do pilar na dissipação de energia da ligação. Estudo da resistência e capacidade de rotação da ligação.
Tsai et al. (1995)	10	Ligações externas viga-pilar, usando cantoneiras de alma soldadas ao banzo do pilar a aparafusadas à alma da viga. Vigas em secção W21x50, W21x62, W21x83 e W21x101. Todos os pilares em secção W14x1159. Enrijecedores de alma com 8 mm de espessura, duplamente soldados ao painel da alma do pilar no primeiro ensaio. Todos os modelos têm enrijecedores transversais	(5)	Qualidade do cordão de soldadura nos banzos da viga, a resistência da ligação, capacidade de rotação plástica e o efeito dos pormenores da ligação.
Leon et al. (1998)	1	Ligações interiores, com vigas W27x94 e pilares W14x211. O painel da alma do pilar incorpora enrijecedores transversais de continuidade e paralelos nas duas faces do painel da alma do pilar	(3)	Modos de rotura na região do banzo inferior, especialmente a influência da laje de betão armado.
Lu et al. (2000)	4	Ligações externas com os banzos das vigas (W36x150) soldados ao pilar (W14x311) e cantoneira de alma aparafusada à alma da viga.	-	Influência da espessura do cordão de soldadura.
Stajadinovic et al. (2000)	10	Ligações externas com os banzos da viga soldados ao pilar e cantoneira de alma aparafusada à alma da viga. Vigas em secção W36x150, W30x99, W24x68 e pilares em secção W14x120 W14x257.	(10)	Influência do tamanho da viga, da resistência do painel da alma do pilar e as propriedades do aço da viga.
Yu e Uang (2001)	4	Ligações externas, com vigas W30x99 e pilares W14x176.	(11)	Influência do carregamento na rotura da ligação e do contraventamento lateral.
Dubina et al. (2001)	2	Ligações internas viga pilar enrijecedores transversais e com placas de continuidade dos banzos da viga. Vigas em IPE360 e pilares em HEB300.	(2)	Rigidez inicial, capacidade de rotação plástica e resistência da ligação.

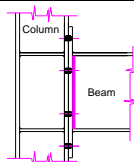
Tabela 1-2 – Ligações com o banzo da viga soldada e cantoneira de alma aparafusada.



Número total de projectos de investigação: 8
 Número total de ensaios: 53
 Número total de histórias de carga diferentes: 6

Autores (data)	N.º de Ensaios	Caracterização da ligação	História de carga	Principais parâmetros investigados
Elnashai e Elghazouli (1994)	2	Uma metade de uma estrutura com dois andares. Pilares H150x150x7x10, vigas H250x130x9x9 com enrijecedores na alma do pilar de 9 mm de espessura. Um ensaio cíclico e um pseudo-dinâmico.	(4)	Investigado o efeito das ligações semi-rígidas na estrutura. Estudo do comportamento hysterético das ligações.
Bernuzzi <i>et al.</i> (1996)	4 + 1	Ligações externas de cantoneiras com vigas IPE300.	(2)	Na primeira série estudou-se a influência da história de carga. Na segunda série estudou-se a influência dos parâmetros geométricos e mecânicos na performance cíclica.
Elnashai <i>et al.</i> (1998)	5	Testados duas estruturas de aço com dois andares com ligações semi-rígidas de cantoneiras de alma e banzos. Vigas em secções H250x130x9x9 e UB254x146x31 e pilares em secções H150x150x7x10 e UC203x203x6.	(4)	Efeito da rigidez das ligações na capacidade resistente da estrutura. Adicionalmente, comparou-se o comportamento entre estruturas de ligações de cantoneira aparafusadas semi-rígidas e de ligações soldadas completamente rígidas.
Shen e Astaneh-Asl (1999)	6	Ligações viga pilar de cantoneira com pilares em secção W360x179.	(7)	Comportamento inelástico sob a acção de grandes deformações, modos de rotura e capacidade de dissipação de energia.
Kukreti e Abolmaali (1999)	12	Ligações viga pilar de cantoneira com pilares em secção W200x100 e vigas W360x64 e W410x67.	(8)	Formulação analítica de modelos para prever o comportamento hysterético das ligações, incluindo a rigidez inicial, a capacidade resistente e a rotação última.
Abolmaali <i>et al.</i> (2003)	20	Ligações de cantoneiras externas duplas, com as cantoneiras de alma aparafusadas na viga e na coluna. Vigas em secção W410x67 e pilares em secção W200x100.	(8)	Modos de rotura e o comportamento hysterético.
Calado (2003)	1	Ligações externas de cantoneira aparafusadas no banzo superior e inferior e na alma da viga, com vigas IPE30 e pilares HEB200.	(2)	Comportamento cíclico e modos de rotura.
Leon <i>et al.</i> (2004)	2	Ligações externas de cantoneira com vigas W460x60 e pilares W360x216.	(3)	Resistência, rigidez e capacidade de rotação.

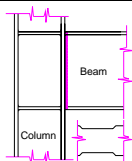
Tabela 1-3 – Ligação aparafusada de cantoneira nos banzos e na alma.



Número total de projectos de investigação: 12
 Número total de ensaios: 87
 Número total de histórias de carga diferentes: 3

Autores (data)	N.º de Ensaios	Caracterização da ligação	História de carga	Principais parâmetros investigados
Korol <i>et al.</i> (1990)	7	Ligação externa de extremidade com reforços, com e sem enrijecedores transversais na alma do pilar. Vigas em secção W360x45 e W360x57 e pilares em secção W360x64 e W360x79.	-	Desempenho sísmico em termos de resistência, rigidez, energia dissipada e ductilidade. Influência da espessura da placa de extremidade, do pré-esforço dos parafusos, da espessura do banzo dos pilares e dos reforços seus reforços.
Plumier e Schleich (1993)	4	Duas ligações externas e duas ligações internas, combinando pilares em secção HEB300 e vigas em secção HEA260.	(2)	Contribuição do painel da alma do pilar na dissipação de energia. Estudo da resistência e da capacidade de rotação.
Pradhan e Bouwkamp (1994)	-	Ligações de alta resistência. Vigas em secções HEA260 e pilares em secção HEB300. Alguns ensaios foram realizados com pilares mistos.	-	Interacção entre a plastificação da placa de extremidade e o painel da alma do pilar. Contribuição da espessura do painel da alma do pilar e do betão.
Bernuzzi <i>et al.</i> (1996)	4 + 5	Ligações externas de placa rasa e estendida com viga em secção IPE300 ligadas a uma viga rígida.	(2)	Na primeira série estudou-se a influência da história de carga. Na segunda série estudou-se a influência da geometria e dos parâmetros mecânicos no desempenho cíclico.
Adey <i>et al.</i> (1998)	8	Ligações de placa de extremidade com vigas em secção W460x97 e W610x125 e pilares em secção W310x143. Placa de extrem. com 15,9 e 19,0m de espessura.	(6)	Efeito do tamanho da secção da viga, dos parafusos, da espessura da placa de extremidade e da extensão dos reforços.
Yorgun e Bayramoglu (2001)	4	Ligações viga-pilar contruídas, com placa de extremidade parafusadas. Vigas em secção (110x195) e pilares em secção (160x135).	(2)	Estudo do efeito do carregamento cíclico no desempenho da ligação com especial incidência no comportamento entre o banzo do pilar e a placa de extremidade.
Dubina <i>et al.</i> (2001)	2	Ligações internas aparafusadas com placa de extremidade. Vigas IPE360 e pilares HEB300.	(2)	Rigidez inicial, resistência e capacidade de rotação plástica.
Dubina <i>et al.</i> (2002)	4	Ligações viga-pilar com placa de extremidade duplamente estendida.	(2)	Avaliação do desempenho de ligações viga-pilar com placa de extremidade e modelação numérica.
Broderick e Thomson (2002)	6	Ligações externas com placa de extremidade rasa. Pilares em secção UC203x203x86 e vigas em secção UB254x102xx2 e UB254x146x37.	(2)	Rigidez, capacidade resistente, capacidade de rotação e comportamento histerético.
Bursi <i>et al.</i> (2002)	18	Ligações externas, com placa de extremidade duplamente estendida. Vigas IPE300 e pilares HEA180, HEB180 e HEA280.	(2)	Geometria da ligação, e história de carga.
Summer e Murray (2002)	6	Ligações externas viga-pilar com placa de extremidade duplamente estendida. Quatro combinações viga/pilar: W24x68/W14x120, W30x99/W14x193, W36x150/W14x157, W24x68/W14x257	(11)	Influência da placa de extremidade na resistência, na rigidez e na ductilidade da ligação.
Dunai <i>et al.</i> (2004)	19	Ligações com placa de extremidade com e sem o pilar misto. Pilares em secção HEA200 ou construídos, alterando a espessura da placa de extremidade a classe e o diâmetro dos parafusos.	(2)	Estudo e caracterização do comportamento cíclico típico e dos modos de rotura deste tipo de ligações.

Tabela 1-4 – Ligação aparafusada com placa de extremidade.



Número total de projectos de investigação: 2
 Número total de ensaios: 10
 Número total de histórias de carga diferentes: 1

Autores (data)	N.º de Ensaios	Caracterização da ligação	História de carga	Principais parâmetros investigados
Plumier e Schleich (1993)	4	Dois ensaios com ligações externas e dois ensaios com ligações internas, combinando pilares em secção HEB300 e vigas em secção HEA260.	(2)	Contribuição do painel da alma do pilar ao corte na energia dissipada. Estudo da resistência e da capacidade de rotação da ligação.
Chen e tal. (1996)	5+1	Cinco ensaios em ligações externas com vigas (H600x300x20), com os banzos soldados a um pilar de secção quadrada (500x500x20x20), com cantoneiras de alma aparafusadas, constituindo uma estrutura de um andar.	-	Estudo da resistência sísmica das ligações viga-pilar.

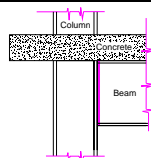
Tabela 1-5 – Ligação soldada “dog bown”.

Na Tabela 1-6 descrevem-se as diferentes histórias de carga encontradas nos diversos ensaios de ligações metálicas cuja caracterização foi feita nas tabelas anteriores. Totalizam onze histórias de carga diferentes, sendo o procedimento preconizado pelo ECCS o mais utilizado, respectivamente em 87 ensaios de ligações metálicas.

Mais à frente, na Tabela 1-10 descrevem-se as histórias de carga utilizadas nos ensaios de ligações mistas, totalizando 4 histórias de carga diferentes, verificando-se novamente que o procedimento preconizado pelo ECCS foi o mais utilizado, respectivamente em 54 ensaios.

História de carga	N.º de ensaios	Descrição
(1)	7	Carregamento cíclico típico com deslocamentos que excedem o regime elástico.
(2)	87	Procedimento ECCS.
(3)	3	Vários ciclos completos com deslocamentos entre pisos de 0,1, 0,25, 0,50, 0,75, 1,0, 1,5, 2,0, e 3,0%
(4)	11	Com base no deslocamento de cedência do segundo andar (δ_y), três ciclos com os deslocamentos δ_y , $2\delta_y$, $4\delta_y$, $6\delta_y$, etc.
(5)	10	Incrementos cíclicos de deslocamento de 6 mm no topo da extremidade da viga entre cada ciclo.
(6)	8	Applied Technology Council Guidelines for Testing of Components of Steel Structures (ATC-24 1992).
(7)	6	Três fases de histórias de carga: deslocamento aumentado de 5-10 mm para 15-20 m, e descarga para o carregamento inicial.
(8)	32	Três ciclos com 4,45 kN de carga, três ciclos com 8,9 kN de carga, três ciclos de 13,35 kN de carga e dois ciclos com 17,8 kN de carga.
(9)	15	Quatro histórias de carga diferentes, definidas em termos de deslocamento aplicado no topo da viga (d), deslocamento de cedência d_y , (d/d_y) e deslocamento entre pisos, deformação angular (d/H) e uma história de carga mais de acordo com o procedimento ECCS.
(10)	10	5 ciclos com 0,375% de deslocamento, 5 ciclos com 0,5 %, 5 ciclos com 0,75%, 3 ciclos com 1%, 2 ciclos com 0,5%, 2 ciclos com 1,5%, 2 ciclos com 0,5%, 2 ciclos com 2%, 2 ciclos com 0,5%, 2 ciclos com 3%, 2 ciclos com 0,5%, 2 ciclos com 4%, 2 ciclos com 0,5%, 2 ciclos com 5%, 2 ciclos com 0,5% e 8 ciclos com 5%.
(11)	10	História de carga standard definida por SAC

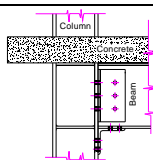
Tabela 1-6 – Histórias de carga cíclicas nos ensaios de ligações metálicas.



Número total de projectos de investigação: 5
 Número total de ensaios: 18
 Número total de histórias de carga diferentes: 2

Autores (data)	N.º de ensaios	Caracterização da Ligação	História de carga	Principais parâmetros investigados
Sheikh <i>et al.</i> (1989)	8	Viga de aço construída soldada ao pilar, com continuidade através da ligação com uma resistência ao corte da aproximadamente 40% da viga de secção W18x76 e similar momento resistente. O pilar misto em secção 510x510 dimensionado para exceder a resistência da ligação.	(2)	Avaliação da resistência e da rigidez e do efeito do confinamento do betão na zona do nó.
Plumier e Schleich (1993)	6	Três ligações externas e três ligações internas, combinando elementos metálicos e vigas e pilares mistos. Vigas em secção HEA260 e pilares em secção HEB300.	(1)	Contribuição do painel da alma do pilar ao corte na dissipação de energia. Estudo da capacidade resistente e da capacidade de rotação da ligação.
Pradhan e Bouwkamp (1994)	-	Ligações completamente soldadas. Vigas em secção HEA260 e pilares em secção HEB300. Alguns ensaios são em vigas e pilares mistos.	-	Painel da alma do pilar ao corte, espessura do painel da alma do pilar, e contribuição do betão.
Bursi e Ferrario (2003)	3	Ligações externas mistas viga-pilar. Vigas em secção IPE330 e IPE400 e pilares em secção HEB360.	(1)	Desempenho sísmico das vigas mistas.
Calado (2003)	1	Ligações externas com vigas mistas IPE300 e pilares metálicos HEB200.	(1)	Comportamento cíclico, modos de rotura e contribuição da laje.

Tabela 1-7 – Ligações mistas soldadas.



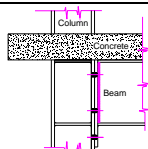
Número total de projectos de investigação: 6

Número total de ensaios: 22

Total number of different load histories: 2

Autores (data)	N.º de ensaios	Caracterização da Ligação	História de carga	Principais parâmetros investigados
Lee e Lu (1989)	3	Duas ligações exteriores com os banzos da viga soldados ao pilar com secções (W10x60) e (W12x65). Uma ligação interior com os banzos da viga soldados ao pilar com a secção (w12x65). Todas as vigas são em secção W18x35.	(1)	Estudo da rigidez, resistência, ductilidade e capacidade de energia dissipada, com especial ênfase na contribuição da laje e da deformação do painel da alma do pilar.
Leon (1990)	7	Quatro ligações mistas internas, combinando ligações com cantoneira de alma, cantoneira de banzo e laje no banzo superior. Vigas em secção W14x38, e W21x57 e os pilares em secção W14x120 e W14x145.	(3)	Desempenho sísmico, mais especificamente o aumento da resistência e da rigidez da ligação pela inclusão da laje de betão e indicação da sobre-resistência, que daí advém. Estudo da ductilidade da ligação e da capacidade de rotação.
Plumier e Schleich (1993)	8	Quatro ligações externas e quatro ligações internas, combinando elementos mistos e algumas ligações com laje. Vigas em secção HEA260 e pilares em HEB300.	(1)	Contribuição do painel da alma do pilar na energia dissipada. Estudo da resistência e da capacidade de rotação da ligação.
Amadio <i>et al.</i> (1994)	1	Ligação interna, com cantoneiras entre o banzo inferior da viga e o banzo do pilar. Viga em IPE330 e pilar em HEB330.	(1)	Resposta cíclica da ligação semi-rígida e resistência sísmica. Ductilidade e resistência da ligação, evitando a rotura dos parafusos, das soldaduras e instabilidades locais.
Leon <i>et al.</i> (1998)	2	Ligações internas, com vigas W27x94 e pilares W14x211. O painel da alma do pilar incorpora quatro reforços transversais de continuidade e reforços longitudinais nas duas faces da alma do pilar. Os banzos da viga são soldados ao pilar.	(3)	Modos de rotura na região do banzo inferior, especialmente a contribuição da laje.
Calado (2003)	1	Ligação externa, com cantoneiras no banzo superior, inferior e na alma da viga. Viga em secção IPE300 e pilar em secção HWB200.	(1)	Comportamento cíclico, modos de rotura e contribuição da laje.

Tabela 1-8 – Ligações mistas aparafusadas de cantoneira nos banzos e na alma.



Número total de projectos de investigação: 8

Número total de ensaios 32

Total number of different load histories: 2

Autores (data)	N.º de ensaios	Caracterização da Ligação	História de carga	Principais parâmetros investigados
Plumier e Schleich (1993)	12	Seis ligações externas e seis ligações internas, combinando elementos mistos algumas das ligações com laje. Vigas em HEA260 e pilares em HEB300.	(1)	Contribuição do painel da alma do pilar na energia dissipada. Estudo da resistência e da capacidade de rotação da ligação.
Amadio <i>et al.</i> (1994)	2	Ligações internas com placa de extremidade. Uma ligação com pilar misto de secção quadrada (260x260). Vigas em secção IPE330 e a outra ligação com o pilar HEB330.	(1)	Resposta cíclica das ligações semi-rígidas e resistência sísmica da estrutura estudada. Ductilidade e resistência da ligação, evitando a rotura pelos parafusos, soldaduras e instabilidades locais.
Ermopoulos <i>et al.</i> (1995)	2	Ligações internas mistas viga-pilar com placa de extremidade, com pilar misto. Alma do pilar com conectores soldados ou com armadura longitudinal e estribos.	(1)	Efeito do confinamento do betão no pilar.
Simões <i>et al.</i> (2001)	4	Duas ligações mistas internas e duas externas com placa de extremidade. Vigas em secção IPE270 e pilares em HEA220.	(1)	Contribuição do efeito do confinamento do betão nos pilares mistos e quantificação da degradação da resistência, da rigidez e identificação dos vários modos de rotura.
Dubina <i>et al.</i> (2002)	2	Ligações viga-pilar com placa de extremidade duplamente estendida.	(1)	Avaliação do desempenho das ligações e modelação numérica das mesmas.
Summer e Murray (2002)	1	Ligações mistas internas com placa de extremidade duplamente estendida. Vigas em secção W24x68 e pilares em secção W14x257.	(4)	Influência da placa de extremidade na resistência, rigidez e na ductilidade da ligação e contribuição da laje.
Bursi <i>et al.</i> (2003)	1	Ligações internas mistas viga-pilar, com pilar misto. Vigas em secção IPE300 e pilar em secção HEB280.	(1)	Desempenho das componentes relevantes da ligação quando sujeitas a carregamentos cíclicos.
Liew <i>et al.</i> (2004)	8	Ligações mistas, com placa de extremidade estendida e placa rasa. Vigas em secção 305x305x97UC e 305x305x198UC e pilares em secção 305x165x54 UB.	(1)	Desempenho da ligação mista.

Tabela 1-9 – Ligações mistas com placa de extremidade.

História de carga	N.º de ensaios	Descrição
(1)	54	Procedimento ECCS.
(2)	8	Dois ciclos com uma distorção de 1%, dois ciclos com uma distorção de 2% e um ciclo e meio com uma distorção de 4%.
(3)	9	Ciclos completos de deslocamentos entre pisos de 0,1, 0,25, 0,50, 0,75, 1,0, 1,5, 2,0 e 3,0%.
(4)	1	História de carga standard definida por SAC

Tabela 1-10 – Histórias de carga cíclicas nos ensaios de ligações mistas.

1.7 FERRAMENTAS DE ANÁLISE NUMÉRICA

Actualmente encontram-se no mercado inúmeros programas de cálculo, uns mais especializados para a investigação, outros mais para o desenvolvimento de actividades profissionais de dimensionamento e análise estrutural. Dentro dos mais vocacionados para a investigação, para além do programa utilizado neste trabalho denominado SeismoStruct (2007) destacam-se os seguintes: (i) Abaqus, (ii) Adina, (iii) Ansys, (iv) Diana, (v) Lusas e (vi) Midas. No final descreve-se resumidamente o SAP 2000, programa muito usado em gabinetes de projecto para o dimensionamento sísmico de estruturas.

Abaqus

Programa de cálculo automático americano que faz parte de uma plataforma de simulação mais vasta composta por outros programas. É um programa de elementos finitos mais vocacionado para a indústria pesada, em especial a industria automóvel. Está preparado para simular qualquer peça mecânica automóvel, considerando o seu peso próprio, as vibrações dinâmicas, forças de impactos, permitindo realizar análises estáticas não lineares, térmicas, estrutural-acústicas. A biblioteca de elementos finitos apresenta elementos de corpo rígido, elementos de casca e elementos de viga.

Adina

É também um programa americano, criado em 1986 pelo K. J. Bathe do Massachusetts Institute of Technology (MIT), que permite a análise de sólidos, estruturas, fluidos e a inter-acção entre fluidos e estrutura. Possui oito módulos: Adina-AUI: Adina User Interface, que permite todo o pré e o pós processamento do modelo; Adina-M: Modeler, Adina: programa de análise estrutural linear e altamente não linear de sólidos e estruturas; Adina-F: programa de análise de fluidos compressíveis e impcompressíveis; Adina-T: módulo de transferência de calor; Adina-FSI: Fluid Structure Interaction, programa de análise de escoamentos e inter-acção estrutural; Adina-TMC: módulo Térmico-Mecânico; e finalmente o módulo CAD Interfaces, que permite importar modelos geométricos desenvolvidos noutras aplicações.

Ansys

É também um poderoso programa de cálculo americano que permite realizar análises estruturais, térmicas, acústicas, escoamento de fluidos e electromagnéticas. É constituído por diversos módulos, Ansys DesignSpace, Ansys Professional, Ansys Structural, Ansys Mechanical, Ansys

Multiphysical, Ansys DesignModeler, Ansys DesignXplorer, Ansys CFX, Ansys ICEM CFD, Ansys AI*Environment e Ansys ParaMesh. Tem uma extensa biblioteca de elementos finitos a começar por elementos lineares, planos, sólidos, de casca, fluidos, viga, tubulares, contacto, entre outros.

Diana

É um programa inglês, de análise não linear por elementos finitos, particularmente poderoso em estruturas tri-dimensionais de betão armado e estruturas geotécnicas. Tem especial aplicação em edifícios, pontes, desempenho de estruturas existentes, escavações e túneis.

Lusas

É também um programa inglês, disponível numa versão base e numa versão completa. A versão base permite realizar análises estáticas lineares e lineares dinâmicas. A versão completa permite realizar análises avançadas com base numa biblioteca de elementos finitos mais desenvolvida. Permite realizar análises não-lineares, dinâmicas e térmicas. É composto por diversos módulos específicos, como o módulo de pontes, o módulo estrutural para construções e um módulo dedicado a materiais compósitos. Possui também uma extensa biblioteca de elementos, desde os elementos de barra, elementos de viga, elementos contínuos 2D, elementos contínuos 3D, elementos de placa, elementos de casca, elementos de membrana, elementos de mola, elementos térmicos, elementos de contacto, elementos de massa não estruturais e elementos rígidos.

Midas

É um programa italiano, especialmente vocacionada para a análise de estruturas de construção civil. Tem especial aplicação em pontes de betão armado, estruturas mistas de aço-betão, pontes em caixão, pontes de grandes vãos, construções subterrâneas, reservatórios, emissários, torres, aeroportos e barragens. A biblioteca de elementos não é muito extensa, mas é muito especializada para a análise deste tipo de estruturas referidas.

SeismoStruct

Corresponde ao programa utilizado neste trabalho para a análise sísmica estruturas metálicas. É desenvolvido por Stelios Antoniou e Rui Pinho e está disponível gratuitamente em www.seismisoft.com. É especialmente dedicado à análise sísmica de estruturas, permitindo fazer análises modais, análises estáticas, lineares e não lineares (dentro das não lineares permite ainda

a consideração de um carregamento adaptativo, definido em termos de forças ou deslocamentos) análises dinâmicas lineares e não lineares. Permite simular a não linearidade geométrica e de material, tem onze modelos de comportamento de material, dezassete secções tipo entre secções de betão armado e metálicas e dez tipos de elementos. Dentro deste tipo de elementos existem os elementos de ligação (*Link elements*) que permitem simular qualquer tipo de ligação entre elementos estruturais ou condições de fronteira. Nesta categoria o elemento “Modified Richard-Abbott curve” foi implementado no SeismoStruct, resultado do trabalho de investigação desenvolvido nesta tese de doutoramento e da colaboração possível com os autores do programa de cálculo. O SeismoStruct permite simular o comportamento real de ligações metálicas e mistas em edifícios e a programação do elemento será descrita no capítulo 4.

Sap2000

Este programa não é propriamente de investigação, é principalmente utilizado em projecto, para o dimensionamento de estruturas. Permite análises estáticas e dinâmicas lineares e não lineares. Dimensiona estruturas de betão armado, metálicas e de alumínio. Possui elementos de barra, elementos laminares, elementos de estado plano de tensão e de deformação, elementos axissimétricos e elementos sólidos tridimensionais.

1.8 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está organizado em sete capítulos. O Capítulo 1 refere-se à introdução, onde se explicitam e se demonstra a relevância dos objectivos propostos neste trabalho de doutoramento, se faz uma revisão da história sísmica com incidência nas estruturas metálicas, se definem os métodos de dimensionamento e avaliação sísmica segundo o EC8 e se apresenta uma revisão bibliográfica sobre o comportamento monotónico, cíclico e dinâmico das ligações, incluindo o levantamento dos programas de ensaios realizados em ligações metálicas e mistas. No capítulo 2 descreve-se pormenorizadamente o programa de ensaios levado a cabo no trabalho de investigação experimental, que se estende por quatro séries de ensaios, num total de treze ensaios de ligações metálicas à escala real. No Capítulo 3 descrevem-se pormenorizadamente os resultados dos ensaios experimentais. No Capítulo 4 apresenta-se o modelo para simulação do comportamento histerético real das ligações e descreve-se a sua implementação computacional no programa de análise de estruturas SeismoStruct (SeismoSoft, 2008). A calibração dos parâmetros histeréticos para ligações metálicas e mistas é apresentada no Capítulo 5. No Capítulo 6 estuda-se a influência das ligações no comportamento sísmico de estruturas. No

Capítulo 7 descrevem-se as conclusões principais do trabalho desenvolvido e sugerem-se trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2 - DEFINIÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROGRAMA DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS

2.1 INTRODUÇÃO

Actualmente, os ensaios experimentais representam uma forma efectiva de estudo, compreensão e análise do comportamento de estruturas, assim como também permitem a correcta caracterização mecânica dos materiais.

A publicação recente da parte 1-1 do Eurocódigo 8 (CEN, 2005d) recomenda algumas regras para o dimensionamento e pormenorização de ligações de estruturas metálicas sujeitas à acção sísmica. Em particular para estruturas porticadas dissipativas, é especificamente permitido o uso de ligações semi-rígidas de resistência parcial, desde que os seguintes pressupostos sejam satisfeitos: (i) as ligações tenham uma capacidade de rotação consistente com as deformações globais da estrutura; (ii) os elementos estruturais entre ligações demonstrem ter um comportamento estável para Estados Limites Últimos (ULS); (iii) o efeito da deformação da ligação nos deslocamentos globais da estrutura seja levado em consideração usando uma análise global estática não linear (pushover) ou uma análise dinâmica não linear.

Adicionalmente, o dimensionamento das ligações deve garantir que a capacidade de rotação plástica do nó não seja menor do que 35 mrad para estruturas de ductilidade alta e 25 mrad para estruturas de ductilidade média com um coeficiente de comportamento q maior do que 2 (EC8, 2005d). Para carregamentos cíclicos, a capacidade de rotação da região do nó deve assegurar uma degradação de resistência e rigidez inferior a 20%. Esta exigência é válida independentemente da localização da zona dissipativa. Ainda de acordo com o Eurocódigo 8, a deformação ao corte do painel da alma do pilar não deve contribuir mais do que 30% para a capacidade plástica de rotação da ligação. Finalmente, a conformidade do dimensionamento deve ser suportada por ensaios experimentais que evidenciem a resistência e ductilidade das ligações sob acções cíclicas, de acordo com os requisitos definidos anteriormente. Este procedimento aplica-se a ligações de resistência total ou parcial em zonas dissipativas.

É claro que o Eurocódigo 8 (CEN, 2005d) abre caminho para a aplicação de procedimentos analíticos para justificar opções de dimensionamento de ligações, ao mesmo tempo que

recomenda experiência experimental para suportar as diversas opções. Esta possibilidade contrasta com a prática Norte Americana, no seguimento dos sismos de Northridge e Kobe (Japão), em que foi estabelecida uma política de dimensionamento, de uma forma pragmática, que constituiu a definição de ligações *standard* pré-qualificadas para a resistência sísmica (FEMA-356, 2000). Esta abordagem, embora seja menos versátil, pode ser bastante interessante para a indústria Europeia, especialmente se permitir vencer indefinições que requerem a validação experimental. Infelizmente, a prática de dimensionamento Norte Americana, e a gama das secções utilizadas são bastante diferentes da prática Europeia. Assim, os benefícios do programa de investigação SAC (1997), relativo à pré-qualificação de ligações metálicas não se podem aplicar directamente na Europa.

É um dos objectivos deste trabalho apresentar os resultados de ensaios experimentais com o objectivo de pré-qualificar ligações viga-coluna apropriadas para a prática europeia. Foram seleccionadas ligações aparafusadas viga-coluna, com placa de extremidade duplamente estendida, com uma adequada tipologia, de resistência parcial. Conservativamente, foi decidido adoptar reforços transversais na alma do pilar ao nível dos banzos da viga.

Neste capítulo define-se e descreve-se o programa de ensaios experimentais desenvolvidos.

2.2 PROGRAMA DE ENSAIOS

2.2.1 Definição das Secções dos Modelos a Ensaiar

Com vista à definição dos modelos a ensaiar foi discutida a estratégia a seguir na escolha dos perfis estruturais. Desde o início que um dos objectivos deste trabalho é a pré-qualificação de ligações metálicas tendo em vista a sua generalização no dimensionamento estrutural de edifícios para resistirem a acções cíclicas, nomeadamente acções sísmicas. A estratégia que seria correcta para definir os modelos de ligação a ensaiar, deveria contar com a colaboração de uma fonte externa independente para o dimensionamento estrutural de um edifício, de acordo com os regulamentos europeus, nomeadamente EN 1990 (CEN, 2001a), Eurocódigo 1 (CEN, 2001b), Eurocódigo 3 (CEN 2005a) e Eurocódigo 4 (CEN 2005c), com uma tipologia dentro do normalmente construído. As definições estruturais aí assumidas, nomeadamente as ligações metálicas, serviriam de base ao estudo proposto. Na impossibilidade de ter esse enquadramento, e no seguimento de outros trabalhos desenvolvidos, nomeadamente a modelação de um edifício real em estrutura metálica e mista, existente em Cardington, Inglaterra, cujo modelo tridimensional se apresenta na Figura 2-1 e a planta de um andar intermédio na Figura 2-2, optou-se por considerar este edifício como a base na definição dos modelos a estudar.

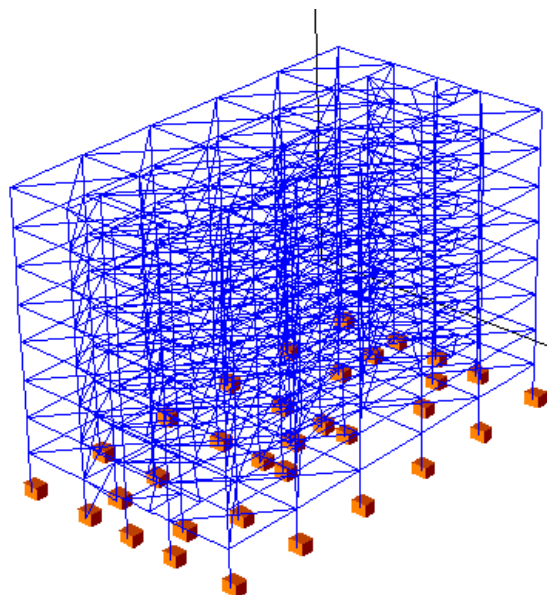


Figura 2-1 – Vista tridimensional do edifício de Cardington

Este edifício na sua configuração real não foi dimensionado para resistir a acções sísmicas, até porque não se situa numa região com actividade sísmica. É uma estrutura contraventada nas duas direcções, e as suas ligações foram tratadas, a nível de dimensionamento original, como articuladas. O edifício original foi dimensionado de acordo com a regulamentação inglesa (BS-5950) donde resultou a estrutura apresentada na Figura 2-2. Os perfis das vigas e pilares referenciados na estrutura original foram convertidos em perfis comerciais habituais em Portugal (secções europeias), com secção equivalente, como se pode observar na Figura 2-3 a) para os pórticos intermédios B e E e na Figura 2-3 b) para os pórticos C e D. Nas mesmas figuras, observando os elementos estruturais centrais, vigas e pilares, sobressai a tipologia constituída pelo perfil HEB 320 para os pilares e o perfil IPE 360 para as vigas. Considerando esta tipologia base para a definição dos modelos de ligações a ensaiar, utilizou-se também a secção do pilar para HEA 320 e secção da viga para HEA 280, esta por apresentar a mesma resistência plástica que a secção do perfil IPE 360. Combinando as duas secções referidas para as vigas e as duas secções referidas para os pilares, resulta o programa de ensaios, constituído por doze mais um ensaios distribuídos por 4 grupos, J1, J2, J3 e J4, de acordo com a Tabela 2-1. Cada um dos grupos é constituído por um primeiro ensaio monotónico e mais dois ensaios cíclicos com estratégias de carregamento diferentes, como se explicará mais à frente. Inicialmente pensou-se em reservar um modelo, com a referência J1.4, que seria o primeiro ensaio com vista a testar todo o esquema de aplicação de carga, instrumentação e aquisição de dados. Por imprevistos de fabricação, foi necessário avançar com os ensaios experimentais por outra ordem, começando-se por realizar os ensaios monotónicos dos grupos J1, J3 e J4 cujo carregamento consiste na

aplicação de deslocamentos verticais na extremidade da viga. O grupo J2, para além deste carregamento tem um esforço axial constante aplicado no pilar.

De acordo com os objectivos apontados, foram consideradas ligações viga-pilar com placa de extremidade duplamente estendida (acima e abaixo dos banzos da viga), aparafusadas ao banzo do pilar. Foi ainda decidido reforçar o painel da alma do pilar com a aplicação de reforços transversais ao nível dos banzos superior e inferior da viga.

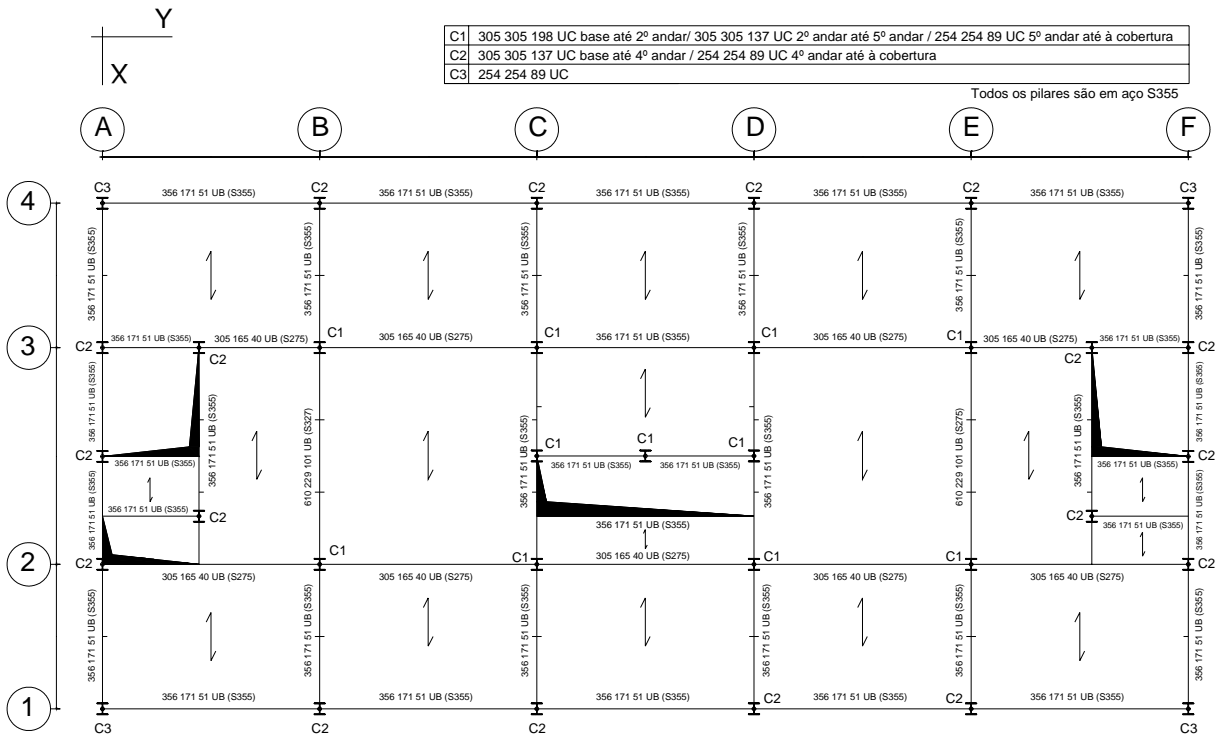


Figura 2-2 – Planta de um piso intermédio do edifício de Cardington.

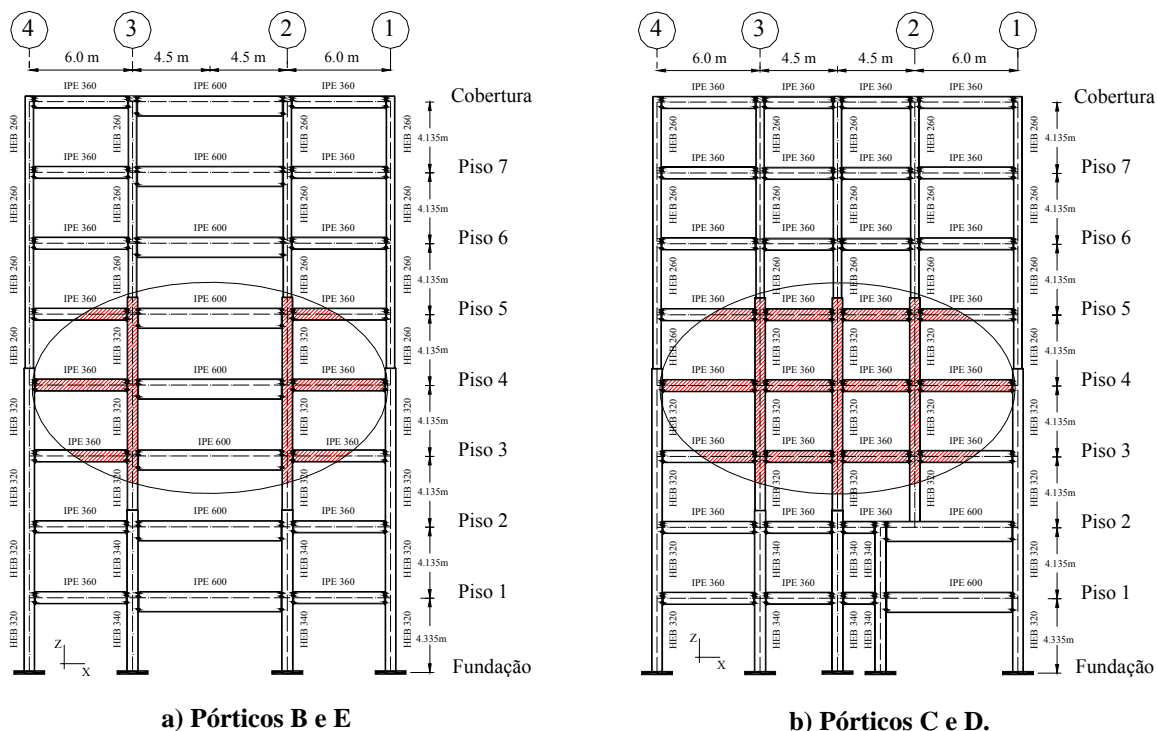


Figura 2-3 – Definição estrutural equivalente dos pórticos principais do edifício de Cardington. A opção inicial recaiu sobre o aço da classe S355, para todas as componentes dos modelos, desde as vigas, pilares, placas de extremidade, exceptuando-se as chapas de reforço transversal onde se optou pelo aço da classe S235. Os parafusos são M24 da classe 10.9, por razões de dimensionamento mais à frente justificadas, com um nível de pré-esforço determinado.

Grupo 1 (J1)	Viga IPE	Pilar HEA	aço S355	Tipo	Momento	Axial
Ensaio – J1.1	360	320	“	Monotónico	M-	-
Ensaio – J1.2	360	320	“	Cíclico	M-/M+	-
Ensaio – J1.3	360	320	“	Cíclico	M-/M+	-
Ensaio – J1.4	360	320	”	Cíclico	M-/M+	-
Grupo 2 (J2)	IPE	HEA	S355	Tipo	Momento	Axial
Ensaio – J2.1	360	320	“	Monotónico	M-	N-
Ensaio – J2.2	360	320	“	Cíclico	M-/M+	N-
Ensaio – J2.3	360	320	“	Cíclico	M-/M+	N-
Grupo 3 (J3)	IPE	HEB	S355	Tipo	Momento	Axial
Ensaio – J3.1	360	320	“	Monotónico	M-	-
Ensaio – J3.2	360	320	“	Cíclico	M-/M+	-
Ensaio – J3.3	360	320	“	Cíclico	M-/M+	-
Grupo 4 (J4)	HEA	HEA	S355	Tipo	Momento	Axial
Ensaio – J 4.1	280	320	“	Monotónico	M-	-
Ensaio – J 4.2	280	320	“	Cíclico	M-/M+	-
Ensaio – J4.3	280	320	“	Cíclico	M-/M+	-

Tabela 2-1 – Programa de ensaios.

2.2.2 Dimensionamento Analítico das Ligações

Definidas que estão as secções dos modelos a ensaiar foi necessário proceder ao dimensionamento das respectivas ligações. Para o dimensionamento das ligações utilizou-se o programa comercial COP (2005) que tem por base o método das componentes proposto pelo Eurocódigo 3 (CEN, 2005b). Depois de algumas decisões consolidadas como sejam as secções dos perfis, utilização de reforços transversais no painel da alma do pilar e definição das dimensões das placas de extremidade (largura, comprimento, número e afastamento das linhas de parafusos), fizeram-se algumas variações nomeadamente na espessura da placa de extremidade, classe e diâmetro dos parafusos. A espessura dos cordões de soldadura foi encontrada por forma a garantir que a rotura não ocorreria por essa componente, assim como a definição do diâmetro e classe dos parafusos que levou em consideração o modo de rotura do T-Stub (preferencialmente modo 1 ou modo 2).

Da Figura 2-4 à Figura 2-7 apresenta-se a definição geométrica, assim como as respectivas propriedades mecânicas e modos de rotura das ligações, respectivamente para as séries J1, J2, J3 e J4. A decisão de dimensionamento final teve por base em primeira análise o modo de rotura previsto, considerando de seguida a resistência e rigidez inicial das respectivas ligações.

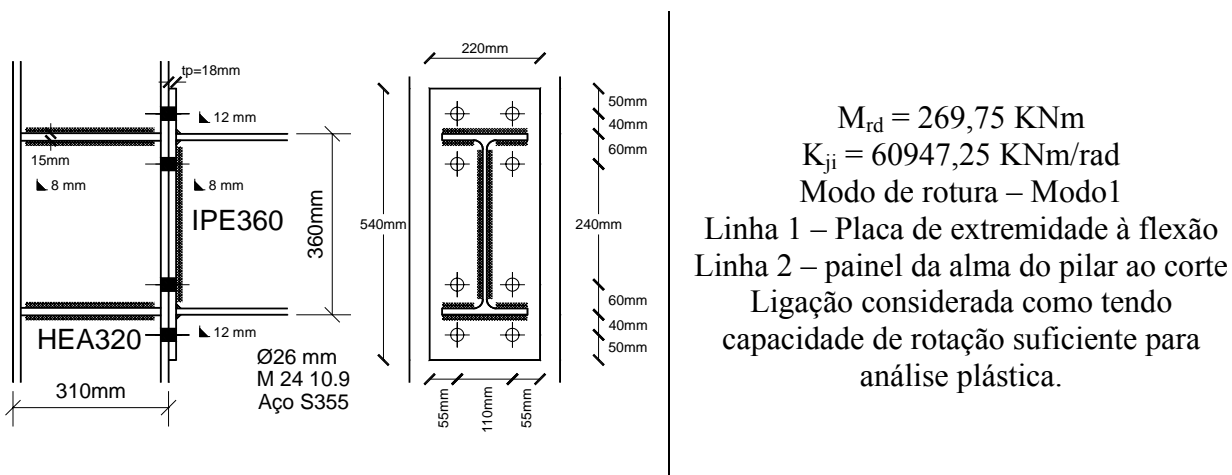
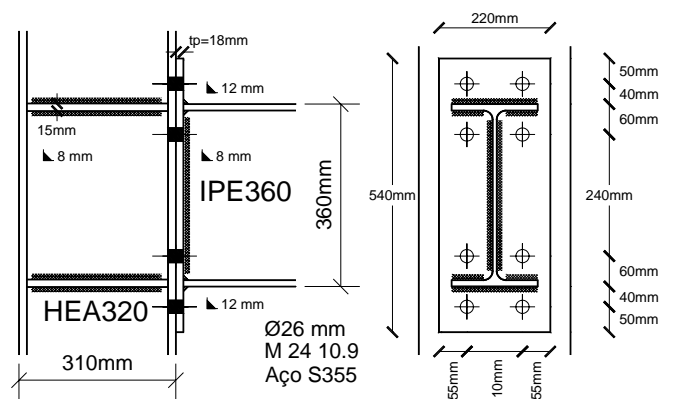
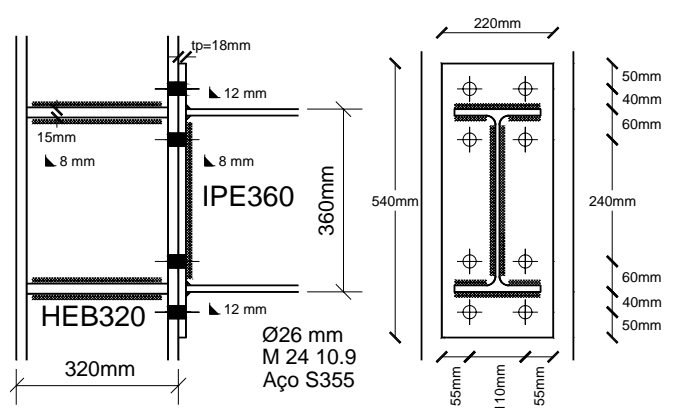


Figura 2-4 – Ligação da série J1.



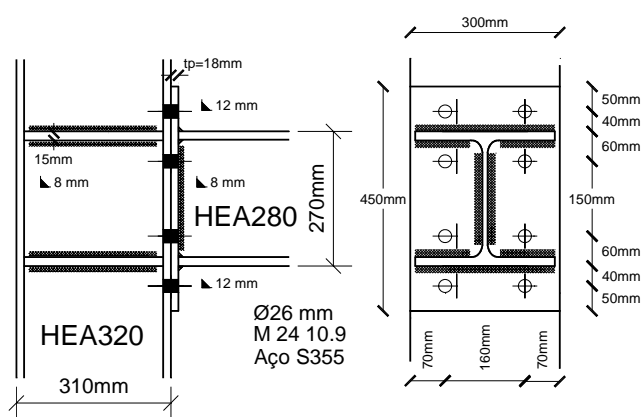
$M_{rd} = 269,75 \text{ KNm}$
 $K_{ji} = 60947,25 \text{ KNm/rad}$
 Modo de rotura – Modo1
 Linha 1 – Placa de extremidade à flexão
 Linha 2 – painel da alma do pilar ao corte
 Ligaçao considerada como tendo capacidade de rotação suficiente para análise plástica.

Figura 2-5 – Ligaçao da série J2.



$M_{rd} = 284,11 \text{ KNm}$
 $K_{ji} = 74355,98 \text{ KNm/rad}$
 Modo de rotura – Modo1
 Linha 1 – Placa de extremidade à flexão
 Linha 2 – Placa de extremidade à flexão
 Linha 3 – Banzo da viga à compressão
 Não dá informação relativamente à capacidade de rotação

Figura 2-6 – Ligaçao da série J3.



$M_{rd} = 209,60 \text{ KNm}$
 $K_{ji} = 38265,14 \text{ KNm/rad}$
 Modo de rotura – Modo1
 Linha 1 – Placa de extremidade à flexão
 Linha 2 – Painel do pilar ao corte
 Ligaçao considerada como tendo capacidade de rotação suficiente para análise plástica.

Figura 2-7 – Ligaçao da série J4.

2.3 DESCRIÇÃO DOS MODELOS LABORATORIAIS

2.3.1 Esquema Geral dos Ensaios

Os ensaios laboratoriais foram realizados no Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas de Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (DEC-FCTUC), recorrendo ao esquema de carga apresentado na Figura 2-8.

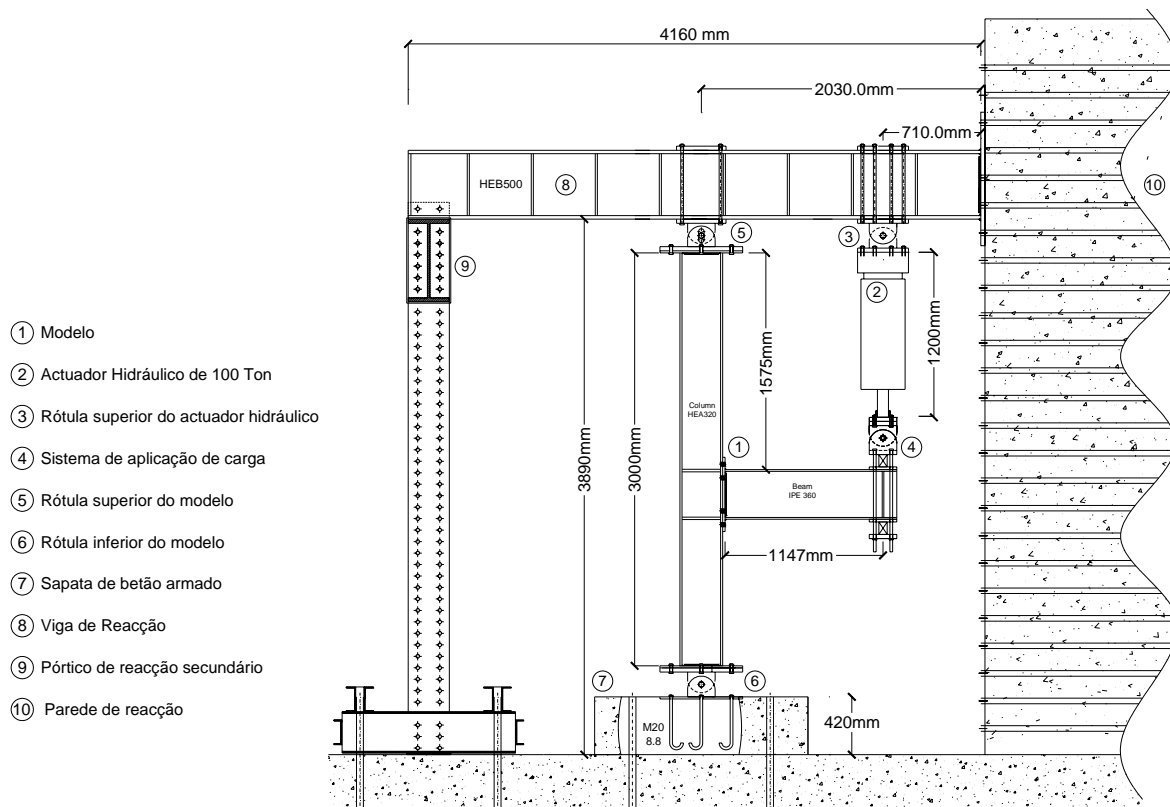


Figura 2-8 – Esquema de Carga.

A estrutura do esquema de carga é constituída pela parede de reacção à direita e pela viga de carregamento HEB500, onde está aplicado o actuador hidráulico de 100 ton e a rótula superior do modelo. A estrutura fica completa pelo pórtico secundário à esquerda, que liga a viga de carregamento à laje de reacção (pavimento rígido do laboratório). O modelo está ligado à estrutura de carga através de uma rótula superior que permite deslocamentos verticais, como se observa no pormenor 5 da Figura 2-9 e da rótula inferior (pormenor 6). Tendo em vista a rápida montagem dos modelos a ensaiar, idealizou-se um esquema de placas aparafusadas no topo e base dos modelos com as respectivas rótulas superior e inferior. Para evitar o escorregamento do modelo devida às folgas existentes na furação dessas placas fabricaram-se quatro casquilhos à medida (dois por cada rótula), como se pode observar no pormenor 11 da Figura 2-9.



Figura 2-9 – Ilustração do esquema de carga.

A rótula inferior está chumbada a uma sapata de betão armado betonada no local e esta por sua vez está agarrada à laje de reacção através de quatro varões Dywidag ϕ 36 mm. Na parede de reacção pode ainda observar-se, ao nível da viga, uma guia longitudinal, que impede a torção da viga quando esta for carregada. O actuador hidráulico é superiormente ligado à viga de carregamento através de uma rótula (pormenor 3), e aplica a força ou deslocamento pretendidos na extremidade da consola da viga através do sistema de aplicação de carga observável no pormenor 4. Este sistema acompanha a rotação da viga e permite a colocação de células de carga inferior e superiormente.

O esquema de carga apresentado tem uma variação para a série J2, com o objectivo de se poder aplicar o esforço axial. Esta variação pode ser observada na Figura 2-10.

**a) Rótula superior.****b) Rótula inferior.****c) Equipamento de aplicação de força.****Figura 2-10 – Esquema de carga para a série J2.**

O esquema de aplicação do esforço axial no pilar é auto equilibrado, isto é, é totalmente independente da restante estrutura do esquema de carga e apenas introduz esforço axial no pilar. A força de compressão é aplicada através da colocação de quatro êmbolos hidráulicos no maciço superior do pilar, dois em cada lado da viga de carregamento [Figura 2-10 a)] que são accionados através de uma bomba hidráulica *Enerpac* [Figura 2-10 c)]. Os êmbolos traccionam os quatro varões *Dywidag* ϕ 36 mm, estes comprimem os dois maciços de encabeçamento do pilar [superior Figura 2-10 a) e inferior Figura 2-10 b)], que por sua vez comprimem o pilar. Entre

cada êmbolo e o maciço superior foi colocada uma célula de carga que permite aferir o nível de força aplicada.

Para garantir o equilíbrio nas forças aplicadas nos quatro êmbolos criou-se em equipamento de repartição do óleo hidráulico, que através de válvulas de seccionamento permitem controlar o seu fluxo, como se observa na Figura 2-10 c). Ainda na Figura 2-10 c), pode observar-se à esquerda um monitor, que está ligado ao sistema de aquisição de dados permitindo assim observar as forças aplicadas.

2.3.2 Caracterização Geométrica, Química e Mecânica do Aço

A caracterização química e mecânica dos materiais, assim como a determinação real da geometria das secções (altura e largura) e da espessura das suas componentes (almas e banzos) é um trabalho de relevante importância para a análise dos resultados experimentais e para a sua comparação com os modelos analíticos. Sabe-se de antemão, que os valores nominais que caracterizam os perfis laminados têm alguns desvios relativamente aos valores reais, quer as dimensões da sua geometria quer as suas propriedades mecânicas.

Todos os perfis fornecidos estão identificados da forma como se apresenta na Figura 2-11, onde se pode observar o respectivo número de lote, para além da informação referente à secção correspondente, ao comprimento e peso da peça, nome do fornecedor nacional e do fabricante.

A caracterização geométrica dos modelos consistiu na medição em diferentes pontos dos elementos metálicos da sua largura, altura e espessura, apresentando-se os seus valores médios respectivamente na Tabela 2-2 e na Tabela 2-3. A caracterização foi feita fazendo a distinção entre banzos, alma, parte superior e inferior da placa de extremidade e reforços transversais no painel da alma do pilar, de acordo com o que se apresenta na Figura 2-13 a), Figura 2-13 b) e Figura 2-13 c), respectivamente para o pilar, placa de extremidade e viga.

Para a medição das espessuras foi utilizado um equipamento de ultra-sons, como se observa na Figura 2-12. Para a medição das alturas e larguras foi utilizada uma craveira.



Figura 2-11 – Identificação do lote para a gama HEA320.



Figura 2-12 – Equipamento de ultra-sons (Sonatest) para medição de espessuras.

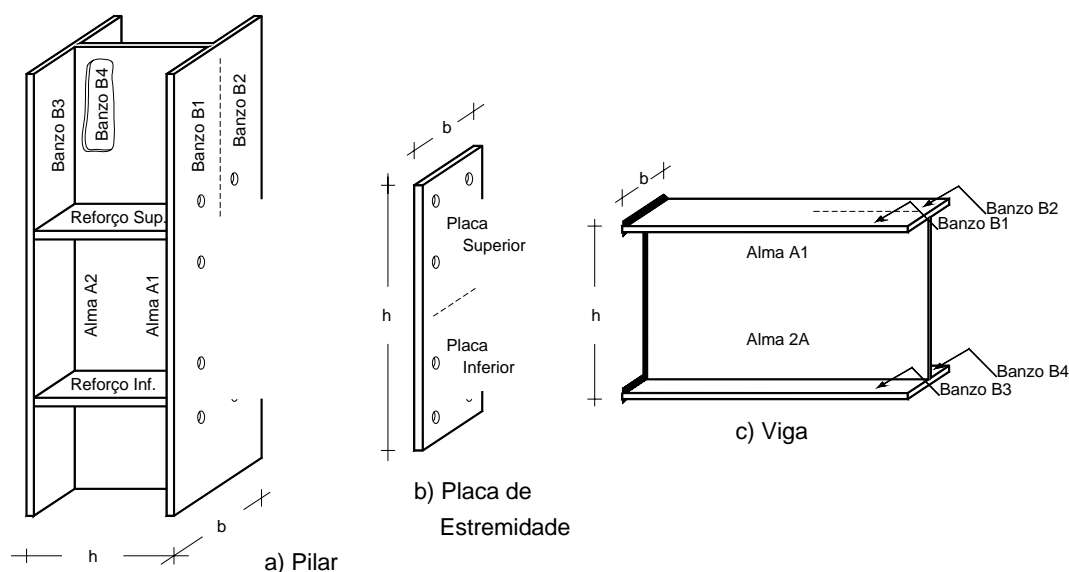


Figura 2-13 – Representação das componentes geometricamente aferidas.

A caracterização química do aço dos modelos foi feita com base nos certificados de inspeção elaborados aquando da fabricação dos perfis na origem, de acordo com as Normas Europeias EN 10025-2 (CEN, 2004) e pode ser observada na Tabela 2-4. De acordo com o estipulado nesta norma os valores apresentados para a composição química dos aços estão dentro do limite admitido para aços de construção não ligados. De referir que os valores da tenacidade do aço da placa de extremidade estão no limite mínimo aceitável 27 J a 0°, para a placa 250x20. Para a outra placa (300x20) os valores da tenacidade não constam no respectivo certificado de inspeção/qualidade.

Ensaio	Pilar HEA320		Placa de Extremidade		Viga IPE360	
	h	b	h	b	h	b
Valores Nominais	310	300	540	220	360	170
J1.1	311,0	300,1	540,1	220,4	359,7	170,1
J1.2	314,1	300,0	540,3	220,2	359,5	169,8
J1.3	310,4	300,4	540,0	220,3	359,8	170,3
J1.4	312,0	300,2	540,3	220,2	359,6	170,1
J2.1	315,1	300,2	540,1	220,0	359,7	169,9
J2.2	315,0	300,3	540,1	220,0	359,5	169,9
J2.3	314,5	300,1	540,2	220,2	359,6	169,9
Ensaio	Pilar HEB320		Placa de Extremidade		Viga IPE360	
Valores Nominais	320	300	540	220	360	170
J3.1	320,1	300,1	540,0	220,1	359,9	169,8
J3.2	320,3	300,2	540,1	220,0	359,6	169,9
J3.3	320,1	300,2	540,1	220,1	359,8	170,1
Ensaio	Pilar HEA320		Placa de Extremidade		Viga HEA280	
Valores Nominais	310	300	450	300	270	280
J4.1	313,1	300,0	450,1	299,8	275,4	279,9
J4.2	314,0	300,1	450,1	299,9	275,5	279,8
J4.3	312,9	300,1	450,2	299,8	274,4	279,9

Tabela 2-2 – Dimensões reais médias (altura e largura) dos perfis e das placas de extremidade dos modelos (mm).

Ensaio	Pilar HEA320						Placa de Extremidade		Viga IPE360						Reforços Alma Pilar	
	B1	B2	B3	B4	A1	A2	P _{sup.}	P _{inf.}	B1	B2	B3	B4	A1	A2	R _{sup.}	R _{inf.}
Valores Nominais	15,5	15,5	15,5	15,5	9	9	18	18	12,7	12,7	12,7	12,7	8	8	15,0	15,0
J1.1	15,4	14,8	15,2	14,6	9,5	9,5	17,8	17,8	12,7	12,6	13,0	12,5	8,4	8,3	15,0	15,0
J1.2	14,5	15,2	15,0	15,4	9,4	9,5	17,8	18,0	12,7	12,7	12,6	13,0	8,4	8,4	14,9	14,9
J1.3	15,1	15,3	14,7	15,2	9,3	9,3	17,5	17,5	12,5	12,5	12,6	13,1	8,5	8,3	14,8	14,9
J1.4	14,7	15,3	15,0	14,5	9,5	9,4	17,4	17,4	12,5	13,1	12,5	12,7	8,3	8,5	14,9	14,9
J2.1	15,0	15,3	15,2	14,8	9,6	9,4	17,6	17,6	12,7	12,7	13,0	12,5	8,3	8,4	15,0	15,0
J2.2	14,8	15,3	15,1	15,4	9,5	9,6	17,4	17,4	13,0	12,6	12,7	12,5	8,3	8,5	15,0	15,1
J2.3	15,2	15,3	15,3	14,8	9,4	9,3	18,0	18,0	12,7	13,1	12,6	12,7	8,5	8,5	14,9	15,0
Ensaio	Pilar HEB320						Placa de Extremidade		Viga IPE360						Reforços Alma Pilar	
Valores Nominais	20,5	20,5	20,5	20,5	11,5	11,5	18	18	12,7	12,7	12,7	12,7	8	8	15,0	15,0
J3.1	19,9	20,0	19,9	19,9	12,0	12,0	17,8	17,9	12,0	12,6	13,0	12,6	8,3	8,4	14,9	15,0
J3.2	19,9	20,1	19,9	20,0	12,0	12,0	17,8	17,9	12,6	13,0	12,5	12,6	8,4	8,3	14,9	14,9
J3.3	19,9	19,8	19,9	19,8	11,9	11,9	17,8	17,8	12,6	12,5	13,0	12,5	8,3	8,4	15,0	15,0
Ensaio	Pilar HEB320						Placa de Extremidade		Viga HEA280						Reforços Alma Pilar	
Valores Nominais	15,5	15,5	15,5	15,5	9	9	18	18	13	13	13	13	8	8	15,0	15,0
J4.1	15,1	14,7	15,4	15,0	9,3	9,4	17,9	17,8	12,7	12,6	12,6	12,7	8,3	8,3	15,0	14,9
J4.2	15,0	15,3	15,3	14,8	9,5	9,4	18,0	17,9	12,7	12,6	12,6	12,7	8,3	8,3	14,9	14,8
J4.3	15,2	14,7	15,1	15,4	9,3	9,3	17,6	17,6	12,8	12,6	12,7	12,7	8,3	8,3	15,0	15,0

Tabela 2-3 – Espessuras reais médias em função de cada componente (mm).

Material	C %	Mn %	Si %	S %	P %	N %	CE %	R _e Mpa	R _m Mpa	A %	T °C	Res1 J	Res2 J	Res3 J	Av J
IPE360 S355J2G3	0,11	1,37	0,19	0,017	0,020	-	-	442	545	28	-20	179	188	212	193
HEB320 S355J2+AR	0,12	1,4	0,209	0,017	0,016	-	-	398	531	28	-20	63	62	74	66
HEA320 S355J2G3	0,11	1,32	0,181	0,018	0,020	-	-	398	505	31	-20	126	132	137	132
HEA280 S355J2G3	0,13	1,40	0,182	0,021	0,020	-	-	423	530	32	-20	120	115	116	117
250x20 S355 JO	0,107	1,20	0,180	0,024	0,014	0,009	0,354	414	530	25	0	27	30	27	28
300x20 S355 JR	0,110	1,192	0,159	0,016	0,011	0,008	0,353	422	526	29					

Tabela 2-4 – Propriedades químicas do aço, fornecidas pelo fabricante, de acordo com as Normas Europeias.

A caracterização mecânica do aço dos modelos foi feita através de ensaios de tracção realizados na Laboratório de Materiais de Construção da FCTUC de acordo com a Norma EN 10002–1 (CEN, 2001). Considerando os modelos das ligações, definiram-se cinco grupos de componentes de provetes a ensaiar: banzos, alma, placas de reforço transversal, placas de extremidade de 220 mm e placas de extremidade de 300 mm. Os banzos e almas são subdivididos em quatro subgrupos em função das quatro gamas de perfis utilizadas nos ensaios, IPE 360, HEB320, HEA 320 e HEA 280. Para cada componente foram ensaiados três provetes, sendo que para as placas de extremidade foram ensaiados quatro provetes. Dois destes com a espessura original de 20 mm e dois com a espessura rebaixada mecanicamente para 18 mm. Para proceder à diminuição da espessura das placas de extremidade de 20 para 18 mm, recorreu-se ao serviço de uma fresa mecânica, como se mostra na Figura 2-14, existente no Laboratório de Oficinas Mecânicas da Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Bragança (ESTiG). Depois de se ter feito a recolha dos provetes de acordo com a Norma EN 10025 (CEN, 2004) como se exemplifica na Figura 2-17, foi necessário proceder à sua maquinação para se obter as dimensões normalizadas de acordo com a EN 10002–1 (CEN, 2001) e assim poderem ser traccionados. Para isso recorreu-se a uma máquina industrial de maquinação de peças de aço CNC também existente na ESTiG. Por fim podem observar-se a totalidade dos provetes a ensaiar na Figura 2-16.



Figura 2-14 – Fresa mecânica



Figura 2-15 – Maquinação de provetes, CNC.



Figura 2-16 – Bateria de provetes a ensaiar.

Todos os grupos de provetes foram devidamente identificados com uma letra e um algarismo aquando da sua recolha, como se pode observar na Figura 2-18. No laboratório, cada provete foi individualmente identificado quando ocorreu o seu rebenamento, acrescentando mais um algarismo, a par da respectiva caracterização geométrica como se observa na Figura 2-19.

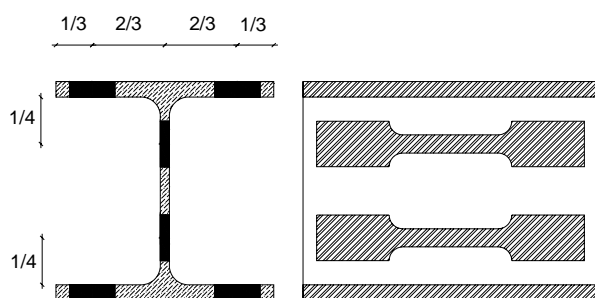


Figura 2-17 – Posicionamento da recolha dos provetes de aço nos banzos e almas dos perfis.



Figura 2-18 – Marcação dos provetes por punção.

O rebenamento dos provetes foi feito numa prensa de 100 Ton “Servosis”, como se pode observar na Figura 2-20. Este equipamento de tracção possui dois extensómetros mecânicos para medir as deformações. Um maior que é aplicado entre referências normalizadas, previamente determinadas de acordo com a norma EN 10002-1 (CEN, 2001) e que tem como objectivo o estudo do comportamento dos provetes em fase plástica, e um outro extensómetro mais pequeno, de grande precisão, próprio para pequenas deformações, que tem como objectivo o estudo do comportamento dos provetes em regime elástico, mais propriamente a determinação do módulo de elasticidade. A colocação em simultâneo dos dois extensómetros mecânicos pode ser observada na Figura 2-21.

Antes de se proceder ao rebenamento em série dos provetes, procedeu-se à calibração do extensómetro mecânico de pequenas deformações. Para isso colaram-se dois extensómetros eléctricos unidireccionais, nas duas faces opostas de um provete de teste, como se observa também na Figura 2-21. Nesta fase de calibração, recorreu-se a um equipamento de aquisição de

dados, Data Logger TSD 603, por forma a recolher toda a informação em simultâneo e assim se poderem tratar os resultados, com o objectivo referido.



Figura 2-19 – Medição da secção e identificação individual.



Figura 2-20 – Prensa "Servocis 100 Ton";

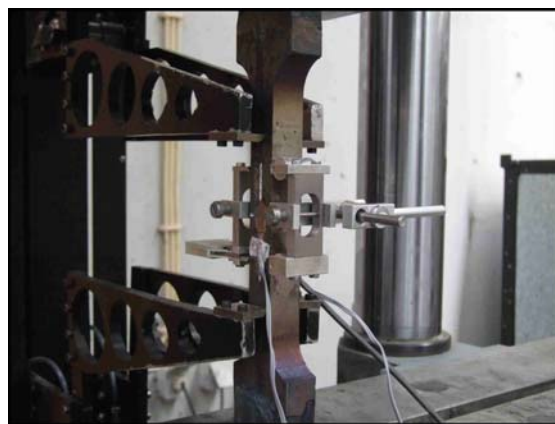


Figura 2-21 – Pormenor da colocação dos extensómetros.

Como verificação da estratégia a seguir nos ensaios de tracção apresenta-se na Figura 2-22 a) a quase totalidade da curva tensão-extensão, onde se pode observar a fase elástica definida pelo extensómetro pequeno e extensómetros eléctricos e a fase plástica definida pelo extensómetro grande. Na Figura 2-22 b) pode observar-se em pormenor a fase elástica, com as trajectórias definidas pelo extensómetro pequeno e extensómetros eléctricos perfeitamente coincidentes. Neste exemplo de calibração obteve-se um módulo de elasticidade igual a 208 GPa.

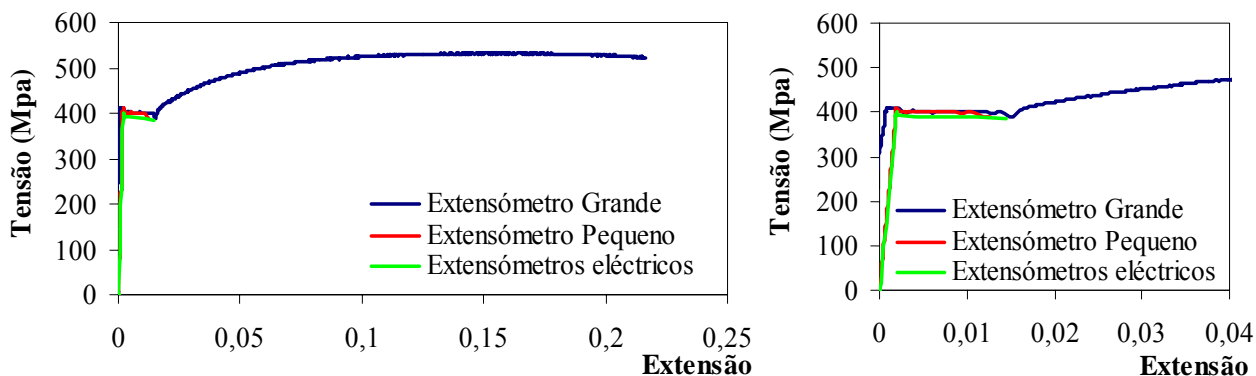


Figura 2-22 – a) Curva tensão-extensão para o provete de calibração; b) Pormenor da fase elástica.

Na Tabela 2-5, podem observar-se os resultados das propriedades mecânicas dos aços utilizados na fabricação dos modelos resultantes dos ensaios de tracção. Como se referiu anteriormente, fizeram-se três ensaios por cada componente, à excepção das placas de extremidade onde foram considerados quatro ensaios, dois com a espessura original e dois com a espessura diminuída de 2 mm. Apresentam-se, para cada ensaio, o valor encontrado para a tensão de cedência, módulo

de elasticidade, tensão última, extensão última e extensão de rotura. À frente de cada uma destas colunas aparece o respectivo valor médio referente a cada componente. Verifica-se que os aços satisfazem o preconizado pelo EC3 (CEN, 2005) relativamente às condições impostas para uma análise plástica.

Componente	Ensaio	Tensão cedência (MPa)		Módulo Elast. (GPa)		Tensão última (MPa)		Extensão Última (%)		Extensão Rotura (%)	
		f_y	f_{ym}	E	E_m	f_u	f_{um}	ϵ_u	ϵ_{um}	ϵ	ϵ_m
Banzos	IPE360	B11	427,4		208,8		554,3		15		26
		B12	427,6	430,0	203,4	206,0	555,6	554,2	15	15	23
		B13	434,9		205,5		552,8		15		26
	HEB320	B21	387,3		211,5		518,7		17		31
		B22	391,9	393,9	210,1	208,8	524,0	520,7	17	17	31
		B23	402,6		204,8		519,5		17		29
	HEA320	B31	415,4		203,2		523,8		17		30
		B32	418,0	414,8	201,4	204,9	539,6	531,4	17	17	29
		B33	410,9		210,1		530,9		17		29
HEA280	B41	442,6		206,6		543,6		17		28	
	B42	442,7	439,7	207,8	209,4	548,2	547,7	17	17	27	
	B43	433,7		213,7		551,4		17		27	
Almas	IPE360	A11	451,1		211,2		554,8		16		25
		A12	445,5	448,2	212,0	213,6	549,1	552,9	16	16	25
		A13	448,1		217,6		554,9		16		27
	HEB320	A21	399,9		215,5		518,9		17		27
		A22	402,6	398,8	222,6	216,1	523,9	521,1	17	17	26
		A23	394,0		210,3		520,6		17		27
	HEA320	A31	449,3		205,5		551,6		14		23
		A32	447,6	449,6	200,5	207,4	559,0	553,4	15	15	23
		A33	452,0		216,3		549,5		15		26
HEA280	A41	462,7		212,5		579,1		15		23	
	A42	462,7	461,7	213,9	210,2	576,1	575,9	15	15	24	
	A43	459,6		204,2		572,5		15		23	
Placas de Extremidade 250x20	E11	401,9		206,1		537,0		14		24	
	E12	413,3		211,1		540,2		14		25	
	E15	400,6	405,1	213,1	210,3	531,7	534,0	14	14	24	
	E16	404,4		211,1		527,1		14		25	
Placas de Extremidade 300x20	E21	394,5		216,8		527,6		15		26	
	E22	398,8		209,3		524,0		14		24	
	E25	392,0	392,9	205,0	208,4	523,4	523,0	14	14	22	
	E26	386,4		202,4		516,9		14		24	
Placas de Reforços	R11	287,8		202,4		450,9		20		31	
	R12	284,9	286,4	210,3	205,9	453,3	451,8	20	20	31	
	R13	286,5		205,0		451,2		20		29	

Tabela 2-5 – Propriedades mecânicas dos aços utilizados.

Na Tabela 2-6 apresentam-se os desvios dos valores de algumas propriedades reais relativamente aos valores nominais. Verifica-se que, na realidade, os valores médios obtidos para a tensão de cedência do aço são cerca de 20% a mais relativamente ao respectivo valor nominal, enquanto que comparando os valores médios e nominais do módulo de elasticidade e da tensão última o desvio é significativamente menor, na ordem dos 2% e entre 2% a 8% respectivamente.

Secção	Componente	Tensão cedência	Valor nominal	Desvio (%)	Módulo Elast.	Valor nominal	Desvio (%)	Tensão última	Valor nominal	Desvio (%)
		(MPa) f_{ym}	(MPa) f_y		(GPa) E_m	(GPa) E		(MPa) f_{um}	(MPa) f_u	
IPE360	Banzo	430,0	355	+21,1	206,0	210	-1,9	554,2	510	+8,7
	Alma	448,2	355	+26,3	213,6	210	+1,7	552,9	510	+8,4
HEB320	Banzo	393,9	355	+11,0	208,8	210	-0,6	520,7	510	+2,1
	Alma	398,8	355	+12,3	216,1	210	+2,9	521,1	510	+2,2
HEA320	Banzo	414,8	355	+16,8	204,9	210	-2,5	531,4	510	+4,2
	Alma	449,6	355	+26,7	207,4	210	-1,3	553,4	510	+8,5
HEA280	Banzo	439,7	355	+23,9	209,4	210	-0,3	547,7	510	+7,4
	Alma	461,7	355	+30,1	210,2	210	+0,1	575,9	510	+12,9
Placa de Extremidade 250x20		405,1	355	+14,1	210,3	210	+0,1	534,0	510	+4,7
Placa de Extremidade 300x20		392,9	355	+10,7	208,4	210	-0,8	523,0	510	+2,6
Placas de Reforço		286,4	235	+21,9	205,9	210	-2,0	451,8	360	+25,5

Tabela 2-6 – Desvios dos valores das propriedades reais relativamente aos valores nominais.

Na Figura 2-23 e a título de exemplo mostra-se a curva tensão-extensão resultante do rebentamento de um provete recolhido na alma do perfil da gama HEB320. Na Figura 2-24 mostra-se a totalidade dos provetes já rebentados.

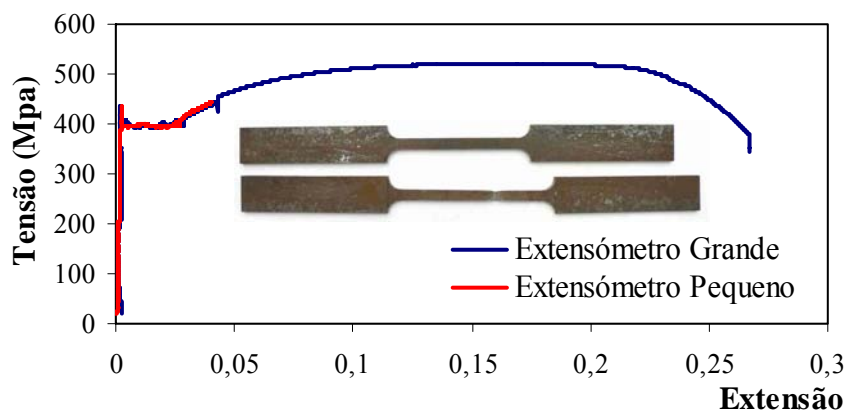


Figura 2-23 – Exemplo de uma curva tensão-extensão do aço utilizado (ensaio A23).



Figura 2-24 – Bateria de provetes ensaiados.

Resta referir que a placa de extremidade foi soldada aos banzos da viga através de cordões de soldadura com 13 mm de espessura e à alma com cordões de 8 mm de espessura. O processo de soldadura foi manual, por arco eléctrico MIG/MAG utilizando eléctrodos da marca *Autal Gold 70 S*, com uma tensão de cedência acima dos 440 MPa e uma tensão de rotura no mínimo igual a 540 MPa.

2.3.3 Caracterização Mecânica dos Parafusos

Em todos os modelos foram utilizados parafusos M24 da classe 10.9. Para observar o seu comportamento no decorrer de cada ensaio e aferir o nível de pré-esforço aplicado foram instrumentados três dos oito parafusos que cada modelo possui.

A instrumentação dos parafusos tem por base a introdução de um extensómetro eléctrico de reduzidas dimensões no corpo do parafuso. Para isso abre-se um furo com uma profundidade de aproximadamente 40 mm e uma largura de 2mm. Depois de se limpar devidamente a perfuração, procede-se à mistura da cola, de acordo com as especificações do fabricante que deverá ter uma parte de endurecedor e dez de ligante. Deve-se aquecer previamente a mistura, assim como os parafusos, para que a introdução da cola seja fluida. Depois de introduzidos os extensómetros nos parafusos, estes devem permanecer à temperatura ambiente durante 12 horas e de seguida em estufa durante mais 3 horas a uma temperatura de 140 °C. Na Figura 2-25 ilustram-se alguns dos passos referidos na instrumentação dos parafusos.

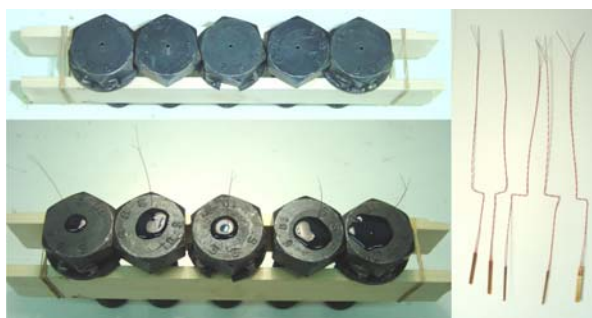


Figura 2-25 – Furação e instrumentação dos parafusos

Para caracterizar mecanicamente os parafusos recorreu-se novamente à máquina de tracção existente no Laboratório de Materiais de Construção do DEC da FCTUC. Foi necessário produzir uma peça em aço que acomodasse no seu interior o parafuso a traccionar e que permitisse ser agarrada pela prensa, como se mostra na Figura 2-26. Depois de realizados quatro ensaios obtiveram-se os valores médios para as propriedades mecânicas, apresentados na Tabela 2-7.

Parafuso	Módulo Elasticidade (Gpa) E_m	Tensão última (Mpa) f_u	Extensão Última ϵ_u
M24 10.9	213	1170	0,030

Tabela 2-7 – Propriedades mecânicas dos parafusos.

Na Figura 2-27 apresentam-se os modos de rotura observados nos quatro parafusos. Nos dois primeiros observou-se uma rotura a 45°, no terceiro uma rotura perfeita por estrição. No quarto parafuso colocou-se uma anilha por debaixo da cabeça do parafuso, o que implicou que a face inferior da porca do parafuso ficasse ao nível da face inferior do parafuso. Neste ensaio observou-se o esmagamento da rosca do parafuso, o que leva a concluir que, para este tipo de parafuso e porca, esta deve no mínimo estar enroscada até que se veja pelo menos uma linha de rosca, como se observa nos primeiros três parafusos da mesma figura.



Figura 2-26 – Peça em aço para traccionar parafusos.



Figura 2-27 – Modos de rotura observados.

Como se observa nas figuras anteriores, utilizaram-se parafusos instrumentados com um extensómetro eléctrico para aferir a sua deformação especialmente na fase elástica. Para medir a deformação até à rotura colocaram-se dois deflectómetros mecânicos solidários com as placas de aço que seguram directamente os parafusos. Na Figura 2-28, apresenta-se a curva característica de um dos parafusos resultante deste programa de ensaios.

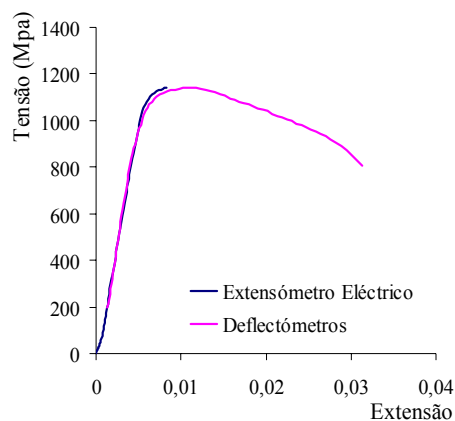


Figura 2-28 – Curva característica de um parafuso M24 10.9.

Os parafusos dos modelos da série J1, J2 e J3 foram pré-esforçados com uma força equivalente a aproximadamente 20% tensão de rotura, enquanto que os parafusos da série J4 foram simplesmente apertados com uma força equivalente a 5% da tensão de rotura dos parafusos. O aperto dos parafusos foi controlado através da leitura da deformação nos extensómetros eléctricos, procurando obter uma leitura de aproximadamente 1500 μm nos parafusos pré-esforçados o que equivale a três quartos de volta da porca depois de esta estar perfeitamente encostada e uma leitura de aproximadamente 500 μm nos parafusos da série J4, o que equivale a um quarto de volta da porca. Observa-se na Figura 2-29 as marcas brancas feitas a giz para controlar a rotação das porcas aquando do seu aperto. Para conseguir dar o aperto requerido foi criado um braço de extensão da chave como se mostra na Figura 2-30.

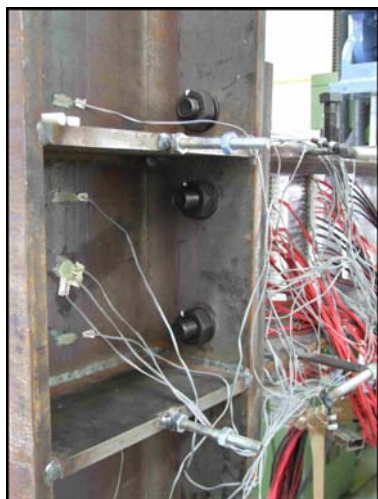


Figura 2-29 – Marcação das porcas para controle da rotação.



Figura 2-30 – Extensão do braço da chave de aperto dos parafusos.

Com base nos desvios observados nos valores das propriedades mecânicas do aço e dos parafusos, recalcularam-se as ligações em estudo, considerando o valor experimental médio da tensão de cedência e da tensão última, apresentando-se na Tabela 2-8 os respectivos valores da resistência (M_{rd}) e rigidez (K_{ij}), que servirão de comparação com os encontrados experimentalmente e apresentados nos capítulos seguintes.

Modelo	Com valores Nominais das Tensões		Com valores Experimentais das Tensões			
	M_{rd} (KNm)	K_{ij} (KNm/rad)	M_{rd} (KNm)	Desvio (%)	K_{ij} (KNm/rad)	Desvio (%)
J1	269,75	60947,25	316,70	15	61130,06	0
J2	269,75	60947,25	316,70	15	61130,06	0
J3	284,11	74355,98	328,86	15	74589,30	0
J4	209,60	38265,14	244,08	15	38265,14	0

Tabela 2-8 – Redimensionamento das ligações.

De notar que nos modelos J1 e J2, fruto do aumento da tensão de cedência e de rotura do seu valor nominal para o valor médio real, foi necessário aumentar a espessura do cordão de soldadura para 13 mm, por forma a garantir que a rotura não ocorresse por essa componente. Esta constatação poderá revelar alguma falta de segurança na expressão analítica, especialmente para ligações deste tipo, em que existe uma viga muito alta com banzos estreitos, o que implica cordões de soldadura curtos, muito embora se tenha mantido o valor nominal das propriedades da solda.

2.3.4 Metodologia de Carregamento

Como se referiu atrás, cada grupo de ensaios é constituído por um primeiro modelo carregado monotonicamente e mais dois com diferentes estratégias de carregamento cíclico.

O carregamento aplicado nos modelos caracterizados é denominado carregamento quasi-estático em função da baixa velocidade com que é aplicado. A aplicação do carregamento é habitualmente efectuado de acordo com um procedimento de controlo de carga ou de deslocamento. O primeiro usa-se sobretudo quando se pretende aplicar uma força pré-determinada, avaliar a carga máxima de um provete ou estudar o comportamento de um provete em regime elástico. O segundo procedimento permite acompanhar o comportamento do material com baixa rigidez ou mesmo amaciamento, e é portanto o indicado para o estudo de trajectórias em fase plástica.

A Figura 2-31 representa a história típica de um carregamento utilizada em ensaios monotónicos. Prevê-se inicialmente a aplicação de uma carga de 5 kN/sec durante a fase elástica até aproximadamente $2/3$ de M_{rd} , após o que se alteraria o procedimento de controlo de carregamento aplicando-se um deslocamento de 0,05 mm/seg. Após a cedência da ligação, para uma deformação entre os 8 e 12 mrad proceder-se-á a um descarregamento seguido de carregamento por forma a aferir a rigidez inicial da ligação. O procedimento de controlo de carregamento através da aplicação do deslocamento manter-se-á até à rotura da ligação.

As duas estratégias de carregamento cíclico foram definidas com base na trajectória do ensaio monotónico, e tiveram como principal objectivo, por um lado, estudar a fadiga hologocíclica do aço e o comportamento global da ligação e por outro, permitir a calibração histerética das respectivas ligações. O parâmetro chave a retirar dos ensaios monotónicos é o limite convencional de comportamento elástico, que segundo as recomendações da ECCS pode ser determinado como se mostra na Figura 2-31

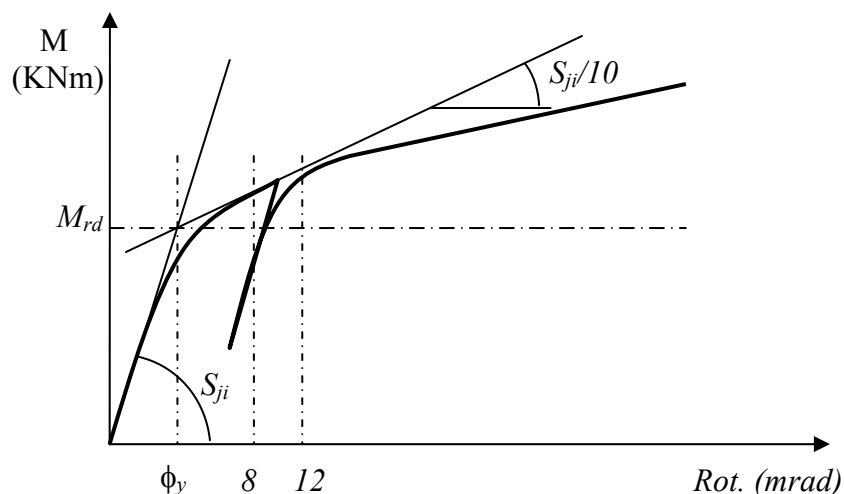


Figura 2-31 – História tipo de carregamento em ensaios monotônicos.

Na primeira estratégia de carregamento cíclico (Estratégia 1) aplica-se um deslocamento na extremidade da consola, equivalente a uma rotação na ligação de $\phi_y \times 6$ mrad (ϕ_y rotação de cedência). Esta deformação é aplicada a uma velocidade constante de 0,2 mm/sec ($\pm 0,001$ Hz), e mantém-se até à rotura da ligação. No início do carregamento aplicam-se ciclos únicos de deformações de amplitudes crescentes de acordo com as recomendações da ECCS com as amplitudes correspondentes a: (i) $(\phi_y \times 6)/4$; (ii) $2(\phi_y \times 6)/4$; (iii) $3(\phi_y \times 6)/4$. Esta estratégia de carregamento foi aplicada aos modelos com a referência J-i3 (com $i=1,2,3,4$).

A segunda estratégia de carregamento cíclico (Estratégia 2) prevê a aplicação de 20 ciclos de deformação com uma amplitude constante correspondente a uma rotação na ligação de $\phi_y \times 3$ mrad, seguidos mais 20 ciclos com uma amplitude aumentada de 2,5 mrad em cada sentido, e assim sucessivamente até à rotura da ligação. Este carregamento foi aplicado a uma velocidade de 0,4 mm/sec ($\pm 0,0025$ Hz). No início do carregamento aplicam-se ciclos únicos de deformações de amplitudes crescentes de acordo com as recomendações da ECCS com as amplitudes correspondentes a: (i) $(\phi_y \times 3)/4$; (ii) $2(\phi_y \times 3)/4$; (iii) $3(\phi_y \times 3)/4$. Esta estratégia de carregamento foi aplicada aos modelos com a referência J-i2 (com $i=1,2,3,4$).

É de extrema relevância referir como deve ser o procedimento de carregamento na prática. Deve-se começar por colocar a viga com a furação perfeitamente alinhada com a do pilar, isto é com a furação da placa de extremidade perfeitamente coincidente com a furação do banzo do pilar. Antes de fazer qualquer pressão nas células de carga com o actuador com vista ao aperto dos varões do sistema de aplicação de carga, deve posicionar-se um deflectómetro por debaixo da viga, ligado ao sistema de aquisição de dados, onde a medição deverá estar a zero.

Posteriormente, pode proceder-se ao ajuste e posicionamento das células de carga onde o actuador vai fazer força, por forma a facilitar o aperto dos varões referidos. Depois desta operação, deve levar-se a viga à posição inicial, posição zero no deflectómetro posicionado por debaixo da viga. A leitura das células de carga colocadas no banzo superior e inferior deve dar um valor igual e de compressão, o que reflecte o pré-esforço nos varões. Esta será a posição do início dos ensaios. Estes cuidados assumem mais relevância se se tratar de ensaios cíclicos, sob pena de não se obter um gráfico centrado com a origem.

2.3.5 Instrumentação dos Modelos e Metodologia de Obtenção dos Resultados

A instrumentação dos modelos foi pensada para medir três grandezas distintas: (i) forças aplicadas; (ii) deslocamentos e (iii) deformações (extensões) observadas. A medição destas grandezas teve como principal objectivo, por um lado a correcta definição da curva Momento-flector versus Rotação da ligação e por outro o estudo do comportamento/deformabilidade das várias componentes da ligação.

A medição da força aplicada na consola da viga pelo actuador é realizada de uma forma independente recorrendo a quatro células de carga (TML) de 20 Ton cada. Duas em cima e duas em baixo da viga, como se pode observar na Figura 2-33. Mesmo nos ensaios monotónicos é de relevante importância a colocação destas quatro células de carga (duas em cima e duas em baixo), por forma a que se possa medir a força de pré-esforço aplicado nos varões do sistema de aplicação de carga. Para ter a medição da força aplicada pelo actuador de uma forma redundante recolheu-se também a medição da mesma, dada pela própria célula de carga do actuador.

A medição de todos os deslocamentos é conseguida recorrendo à colocação de deflectómetros em pontos definidos previamente, como se pode observar no esquema da Figura 2-32. Na Figura 2-33 pode observar-se o posicionamento real de alguns desses deflectómetros. Na totalidade utilizaram-se 20 deflectómetros (TML) sendo 3 de 10 mm de curso, 6 de 25 mm de curso, 3 de 50 mm de curso, 7 de 100 mm de curso e 1 de 200 mm de curso.

A utilização deste número de deflectómetros teve como principal objectivo encontrar a rotação da ligação recorrendo a medições diversas e livre de “deformações parasitas”, isto é, verificou-se a necessidade de colocar determinados deflectómetros para medir deslocamentos, que na realidade não fazem parte da rotação final da ligação pelo que será necessário conhecê-los para poderem ser subtraídos.

Assim, o momento-flector aplicado à ligação é dado pela expressão (2-1), onde “F” representa a força aplicada pelo actuador e “d” a distância do ponto de aplicação da força até ao banzo do pilar, como se pode observar na Figura 2-32. A rotação da ligação $\phi_{\text{ligação}}$, determinada através da expressão (2-2), é resultado da rotação total do modelo ϕ_{total} , menos a rotação de corpo livre do modelo, ϕ_{modelo} , e menos a rotação elástica do pilar e da viga, $\phi_{\text{elástica}}$. A rotação total da ligação pode ser aferida de uma forma redundante recorrendo às expressões (2-3), (2-4) e (2-5). A expressão (2-3) reflecte a determinação da rotação total através dos deflectómetros colocados por debaixo do banzo inferior da viga, corrigida do deslocamento vertical da viga em relação ao pilar dado pelo deflectómetro DT15 e do deslocamento vertical do modelo dado pelo deflectómetro DT16. A expressão (2-4) reflecte a determinação da rotação total determinada pelos deflectómetros DT11 e DT12 colocados paralelamente à viga, como se pode observar na Figura 2-32. Esta forma de determinar a rotação total, é a que se aproxima mais do valor da rotação da ligação visto que, tal como os deflectómetros estão aplicados, não “apanham” os deslocamentos parasitas mencionados na expressão anterior. Por último, para a determinação da rotação total pôde ainda recorrer-se a um esquema acessório aplicado directamente nos reforços transversais da alma do pilar e nos banzos da viga, como se pode observar esquematicamente na Figura 2-32 e na Figura 2-35. A expressão (2-5) reflecte a medição da rotação total através deste esquema acessório.

Apesar de se terem tomado algumas medidas para minimizar as folgas decorrentes da fabricação dos modelos, estas estão sempre presentes e é necessário quantificá-las para poderem ser contabilizadas. A expressão (2-6) determina a rotação do modelo, isto é, a rotação de corpo livre do modelo que interessa subtrair à rotação total medida atrás. Para encontrar a rotação da ligação falta unicamente encontrar a rotação elástica da viga e do pilar, que também não fazem parte da rotação intrínseca da ligação e que interessa saber. Esta rotação obtém-se a partir da integração da equação da elástica, e define-se de acordo com a equação (2-7). Esta equação define a deformação elástica do pilar e da viga e foi simplificada considerando as dimensões reais do modelo em causa.

$$(2-1) \quad M = F \times d$$

$$(2-2) \quad \theta_{\text{ligação}} = \theta_{\text{total}} - \theta_{\text{modelo}} - \theta_{\text{elástica}}$$

$$(2-3) \quad \theta_{\text{total}} = \arctan \frac{\delta_{DT20} - \delta_{DT15} - \delta_{DT16}}{L_1} = \arctan \frac{\delta_{DT19} - \delta_{DT15} - \delta_{DT16}}{0.50}$$

$$(2-4) \quad \theta_{\text{total}} = \arctan \frac{\delta_{DT11} - \delta_{DT12}}{d_5}$$

$$(2-5) \quad \theta_{\text{total}} = \arctan \frac{\delta_{DT1} - \delta_{DT2}}{d_3} + \arctan \frac{\delta_{DT3} - \delta_{DT4}}{d_4}$$

$$(2-6) \quad \theta_{\text{modelo}} = \arctan \frac{\delta_{DT5} - \delta_{DT6}}{d1}$$

$$(2-7) \quad \theta_{\text{elástica}} = (Mx - \frac{Fx^2}{2})/EI_b + 0.08898 \frac{ML}{EI_c}$$

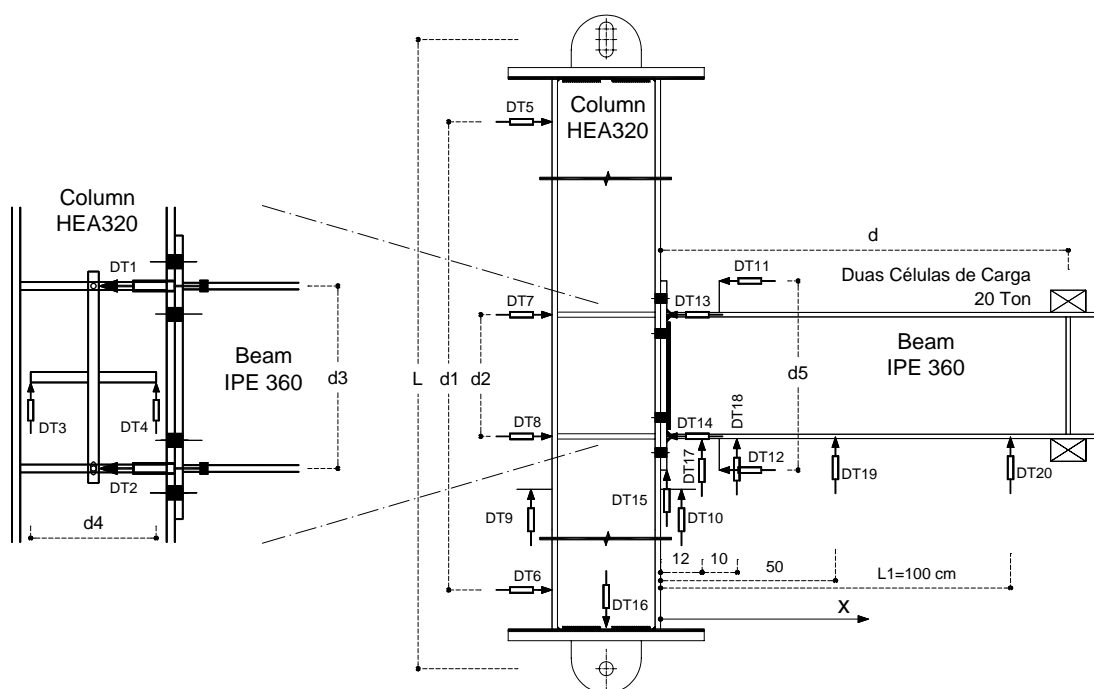


Figura 2-32 – Localização dos deflectómetros no modelo.

Foi também com o objectivo, por um lado, de compreender o comportamento de determinadas componentes do modelo, e por outro permitir a futura modelação por elementos finitos destes modelos, que se procedeu à instrumentação eléctrica, cuja localização esquemática pode ser observada na Figura 2-34. Para medir a extensão superficial dos respectivos pontos de aplicação utilizaram-se extensómetros TML unidireccionais com a referência PFL-10-11-1L e FLK-1-11 e rosetas de extensómetros com a referência FRA-6-11, todos de uso geral com 2%, 3% e 3% respectivamente, de extensão máxima. Foram ainda utilizados extensómetros de parafusos com a referência BTM-1C, para avaliar a tensão instalada.

Para recolher toda a informação resultante do aparato de instrumentação recorreu-se a um sistema de aquisição de dados (*Data Logger*) com a aquisição programada de 15 em 15 segundos. Fruto do extenso número de canais necessários foi preciso recorrer à junção de uma

caixa de extensão de 50 canais. Na Figura 2-36 pode observar-se a ilustração do sistema de aquisição de dados, assim como o equipamento informático que permite controlar o actuador hidráulico.



Figura 2-33 – Ilustração da localização de alguns deflectómetros e das células de carga.

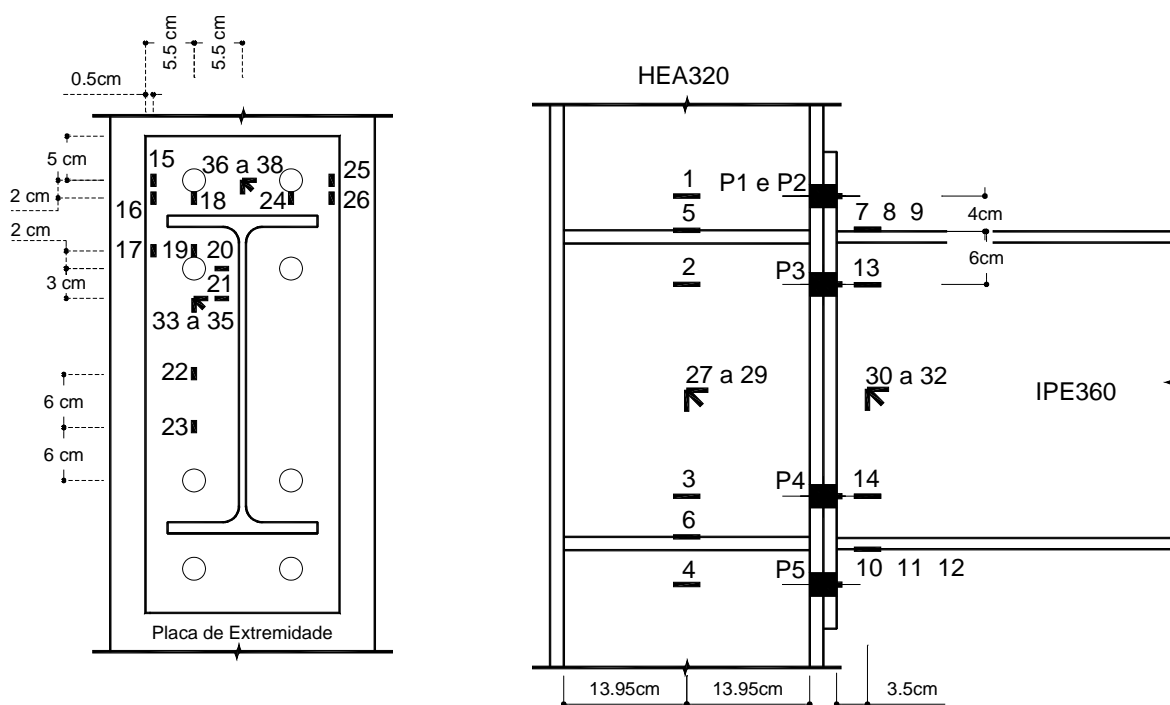


Figura 2-34 – Localização esquemática dos extensómetros eléctricos.

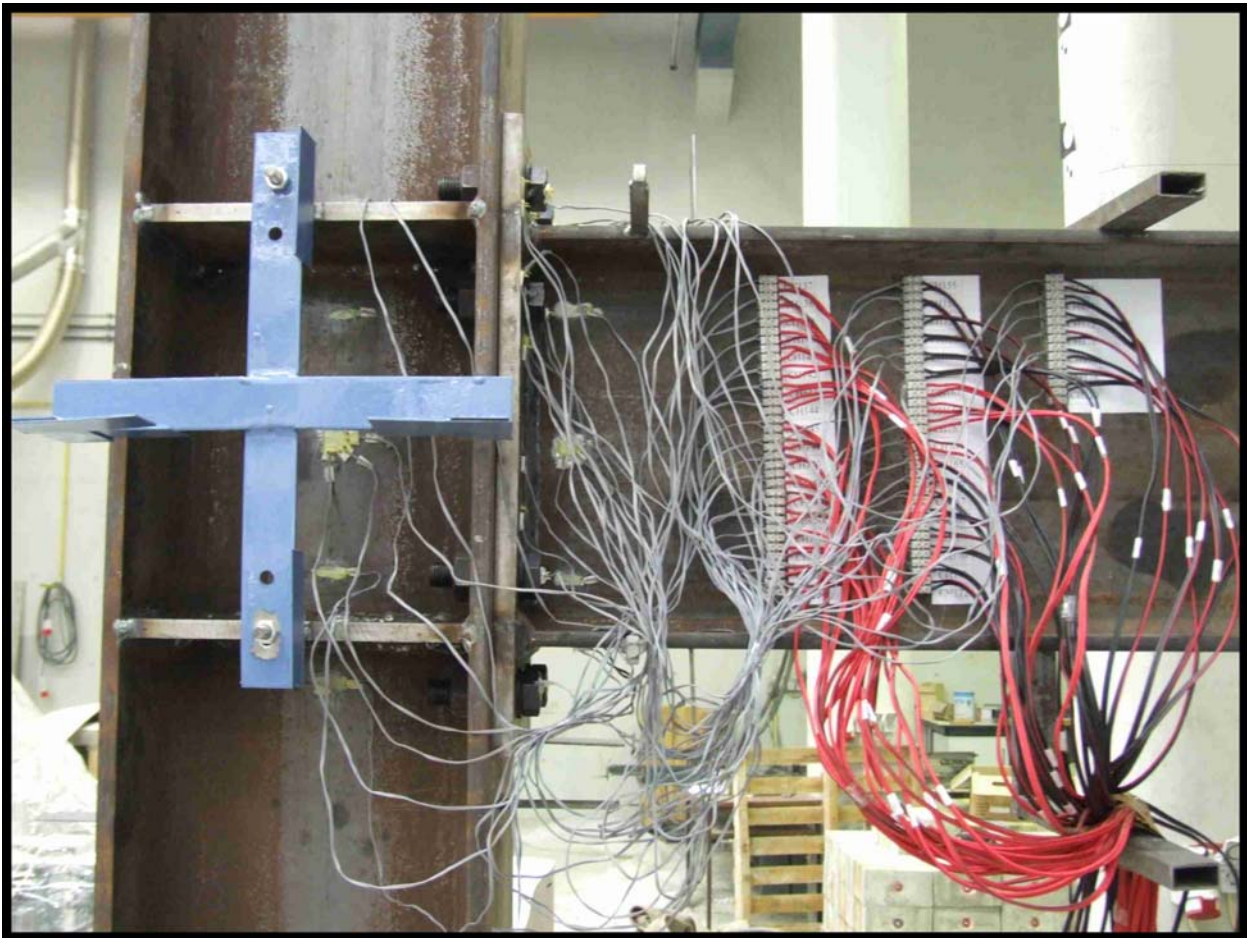


Figura 2-35 – Ilustração geral da aplicação e ligação dos extensómetros eléctricos e sistema acessório de medição da rotação da ligação.

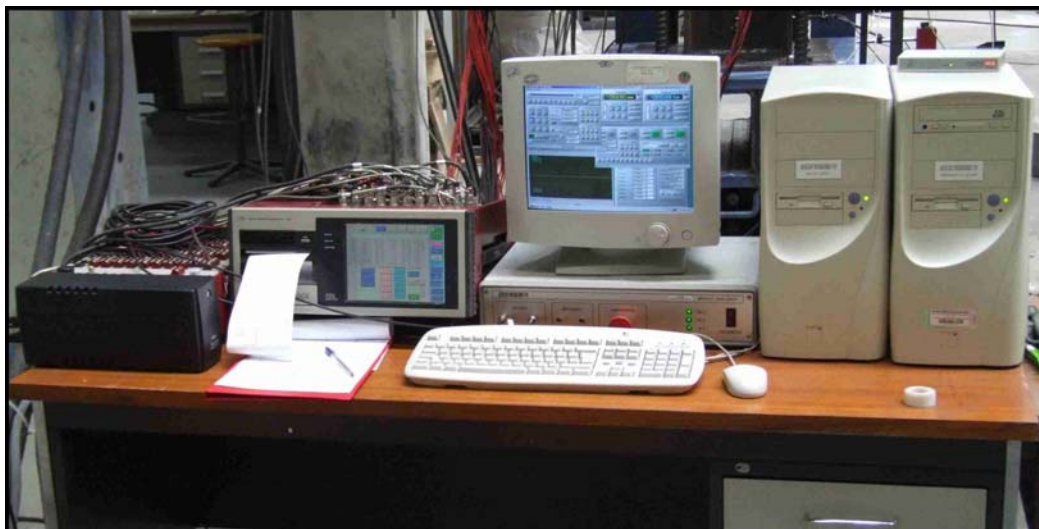


Figura 2-36 – Equipamento de aquisição de dados e de controlo do actuador hidráulico.

Sublinhando também o carácter pedagógico, para além do científico, que um trabalho de doutoramento deve ter, apresenta-se de seguida, de uma forma detalhada e com ilustrações, todo o processo de colagem e ligação soldada de um extensómetro eléctrico.

Deve começar-se por demarcar com rigor a posição dos extensómetros por forma a se poder lixar a área envolvente de colagem, como se observa na Figura 2-37. Para lixar a pequena área envolvente onde se vai colar o extensómetro pode utilizar-se uma máquina lixadora eléctrica com uma lixa fina. De seguida deve limpar-se a área lixada com acetona, recorrendo à ajuda de cotonetes, como se observa na Figura 2-38.

O posicionamento correcto do extensómetro é um aspecto que requer algum cuidado. Para o conseguir recorta-se um pedaço de fita-cola onde se cola o extensómetro segundo a sua direcção longitudinal. Pegando nas duas extremidades da fita-cola, aponta-se correctamente o extensómetro às marcações previamente feitas e cola-se a fita-cola à peça metálica. Depois, levanta-se a extremidade inferior da fita-cola, como se observa na Figura 2-39 e coloca-se a cola no extensómetro, como se observa na Figura 2-40. Pressiona-se durante aproximadamente trinta segundos, Figura 2-41 e depois pode retirar-se a fita-cola auxiliar, puxando sempre pelo lado oposto aos terminais do extensómetro eléctrico.



Figura 2-37 – Marcação da posição do extensómetro.



Figura 2-38 – Limpeza da área de colagem.

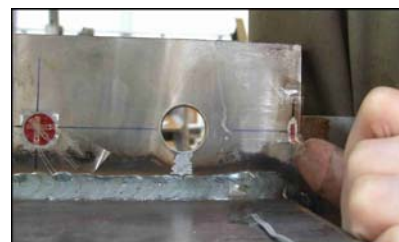


Figura 2-39 – Posicionamento do extensómetro.

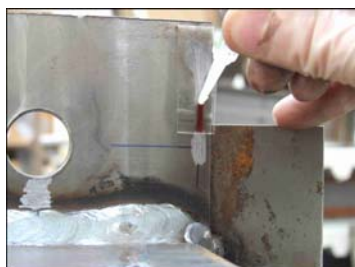


Figura 2-40 – Colocação da cola.



Figura 2-41 – Colagem.

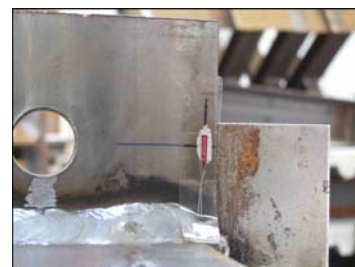


Figura 2-42 – Retirar a fita-cola.

Na Figura 2-43 pode observar-se o aspecto final do extensómetro depois de colado. De seguida é necessário proceder à soldadura dos terminais do extensómetro a um fio eléctrico que transmitirá o sinal ao equipamento de aquisição de dados. Depois de descarnados os terminais do fio

eléctrico e revestidos a estanho, deve este ser posicionado junto do extensómetro como se observa na Figura 2-44. Os terminais do extensómetro devem ser enrolados aos terminais do fio eléctrico, para posteriormente serem soldados, recorrendo para isso à ajuda de um ferro eléctrico de soldar e a fio de estanho, como se ilustra na Figura 2-45. Após o processo de soldadura deve confirmar-se o sucesso da ligação através de um multímetro, Figura 2-46. Por fim, deve-se proteger o extensómetro colocando uma camada de cola espessa - Figura 2-47.



Figura 2-43 – Aspecto depois de colado.

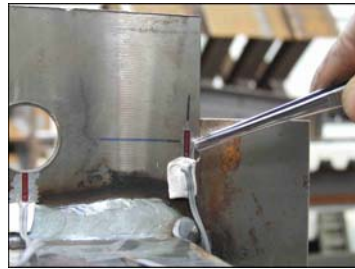


Figura 2-44 – Enrolar os fios eléctricos aos terminais.

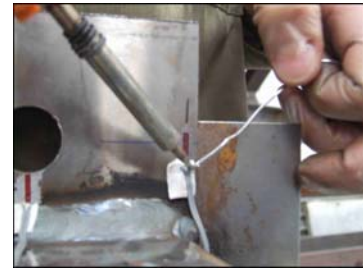


Figura 2-45 – Processo de soldadura.



Figura 2-46 – Verificação da ligação.



Figura 2-47 – Protecção final.

2.4 SÍNTESE

Neste capítulo são descritos os modelos das ligações a ensaiar, assim como os pressupostos que levaram à sua escolha.

Começa-se por enquadrar o âmbito da realização destes ensaios, seguidamente apresenta-se o programa de ensaios justificando as escolhas assumidas. De seguida apresenta-se o esquema geral dos ensaios, com diferenciação das séries sem e com esforço axial no pilar. Continua-se, reportando a caracterização geométrica, química e mecânica do aço e a caracterização mecânica dos parafusos, que resulta dos ensaios de tracção de provetes do mesmo material.

No ponto seguinte explicita-se a metodologia de carregamento, começando pelo carregamento monotónico e depois as duas estratégias de carregamento cíclico. Por fim descreve-se a instrumentação dos modelos, com especial ênfase na representação da localização das diversas

medições, para que se possam entender os resultados que serão apresentados nos capítulos subsequentes.

CAPÍTULO 3 - ANÁLISE EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se os resultados dos ensaios experimentais, nomeadamente a curva momento flector - rotação (comportamento global) e o estudo da deformabilidade das várias componentes da ligação de acordo com a metodologia apresentada no capítulo anterior. As tensões foram calculadas segundo a lei de *Hooke*, com base nas extensões medidas nos extensómetros eléctricos e considerando o valor nominal de 210 GPa para o módulo de elasticidade, o que determina que estes cálculos só têm validade em regime elástico. Assim, nos gráficos em que uma das grandezas representativas seja a tensão, apresenta-se também o respectivo limite de validade do cálculo obtido através dos ensaios de tracção uniaxial. Na convenção de sinais assume-se como tensões positivas as de tracção e os momentos flectores positivos quando o banzo inferior da viga estiver traccionado, ou seja quando o actuador puxar a extremidade da viga. De igual forma, as rotações consideram-se positivas quando o momento flector for positivo e vice-versa. Por facilidade de leitura esta convenção inverte-se para os ensaios monotónicos, uma vez que na realidade estes foram realizados com o actuador a carregar a viga mas os resultados (curva momento flector rotação) são apresentados no primeiro quadrante.

3.2 ANÁLISE PORMENORIZADA DO COMPORTAMENTO ESTÁTICO MONOTÓNICO DA LIGAÇÃO J1.1

3.2.1 Comportamento global

Como se disse, um dos principais objectivos quando se estudam ligações metálicas é encontrar a curva momento rotação que define o comportamento global da mesma e permite determinar as propriedades mecânicas das ligações, como seja a rigidez inicial, rigidez pós-elástica, a resistência, rotação de cedência e rotação última. Para a conseguir poder-se-á recorrer à medição de deslocamentos em diversos pontos da viga, que devidamente tratados podem fornecer a rotação da ligação de uma forma redundante.

Para melhor se perceber os resultados que se irão apresentar representa-se na Figura 3-1 novamente a localização dos deflectómetros no modelo.

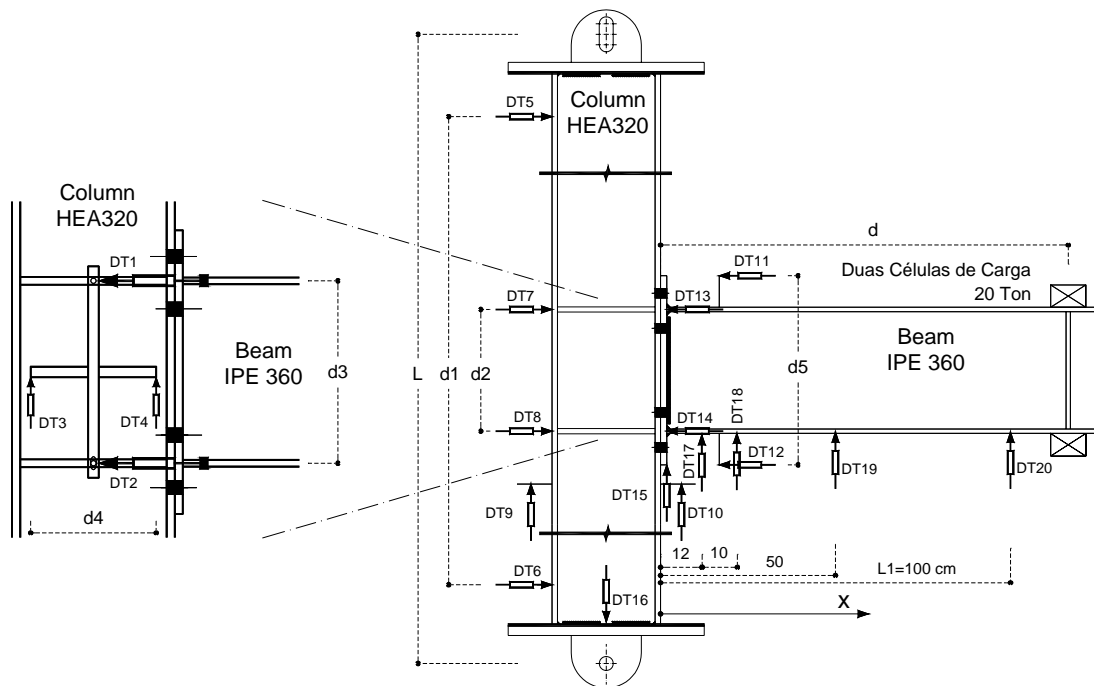


Figura 3-1 – Localização dos defletores no modelo.

Começa-se por apresentar os deslocamentos medidos no banzo inferior da viga, à medida que esta é carregada. Neste primeiro modelo colocaram-se também dois defletores para medir a rotação do tramo superior do pilar, da mesma forma como se aferiu a rotação do tramo inferior através dos defletores DT9 e DT10, obrigando a uma otimização do equipamento e que resultou na impossibilidade de utilização do defletor DT19 neste ensaio.

Na Figura 3-2 a) observam-se os deslocamentos medidos na banzo inferior da viga sem qualquer tipo de correção, enquanto que na Figura 3-2 b) são representados os mesmos deslocamentos, mas agora corrigidos parcialmente, eliminando-se os deslocamentos provocados pela rotação de corpo livre do modelo [DT5/DT6], os deslocamentos verticais do modelo [DT16] e os deslocamentos da viga em relação ao pilar [DT15]. Nas Figura 3-3 a) e Figura 3-3 b) apresentam-se respectivamente as rotações da ligação com base nos deslocamentos apresentados atrás sem correção e com correção parcial, acrescentando a rotação medida pelos defletores posicionados paralelamente à viga DT11 e DT12.

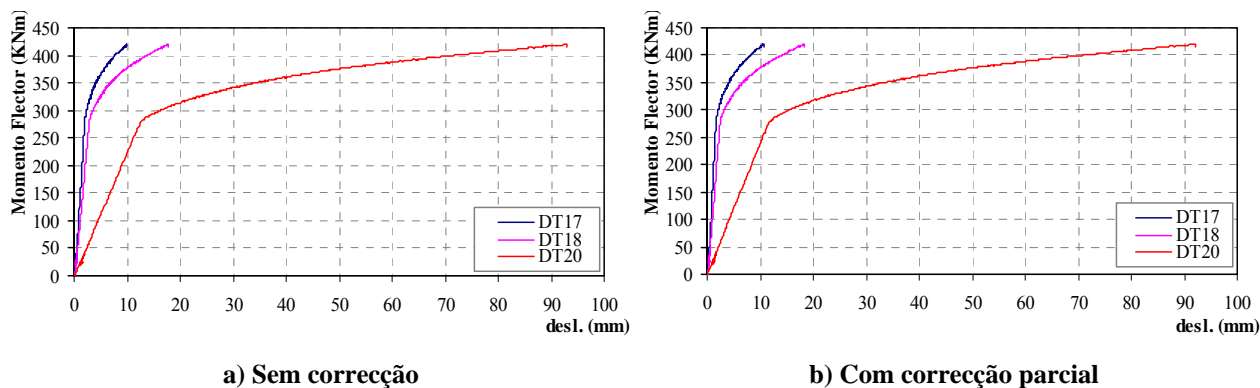


Figura 3-2 – Deslocamentos medidos no banzo inferior da viga

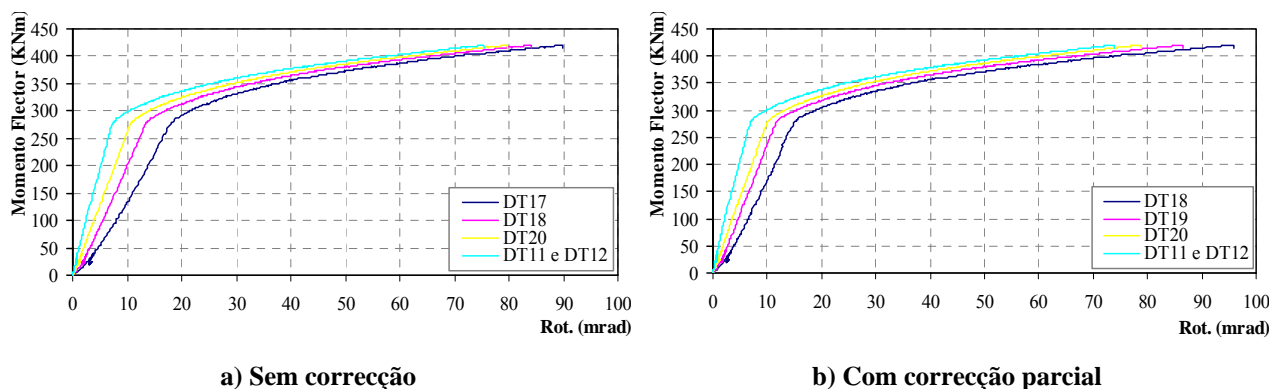


Figura 3-3 – Rotação da ligação medida na viga.

Para encontrar a rotação final da ligação falta apenas determinar a rotação elástica do pilar e da viga. Normalmente, esta rotação é determinada de forma analítica seguindo as expressões deduzidas e já apresentadas no capítulo 2. Mesmo assim, tentou-se medir experimentalmente a rotação elástica do pilar, uma vez que na viga essa medição individualizada se torna muito complicada. Na Figura 3-4 a) representa-se a medição experimental da rotação elástica do tramo inferior do pilar [DT9 e DT10] em simultâneo com o respectivo cálculo analítico, na secção onde estão posicionados os deflectómetros. Da mesma forma apresentam-se os mesmos resultados para o tramo superior do pilar na Figura 3-4 b). Observa-se que para o tramo inferior os resultados durante a fase elástica são coincidentes, o que confirma a expressão analítica. Para o tramo superior a medição experimental não foi realizada com sucesso, porque o apoio superior do pilar, como se mostra na Figura 3-8 permite deslocamentos na vertical, o que impossibilita a rotação perfeita do tramo superior do pilar.

Conclui-se que a rotação de cedência do pilar ocorre para uma rotação de 1 mrad, o que representa um valor de rotação bastante baixo, devido sobretudo à alta rigidez da ligação como se irá demonstrar mais à frente.

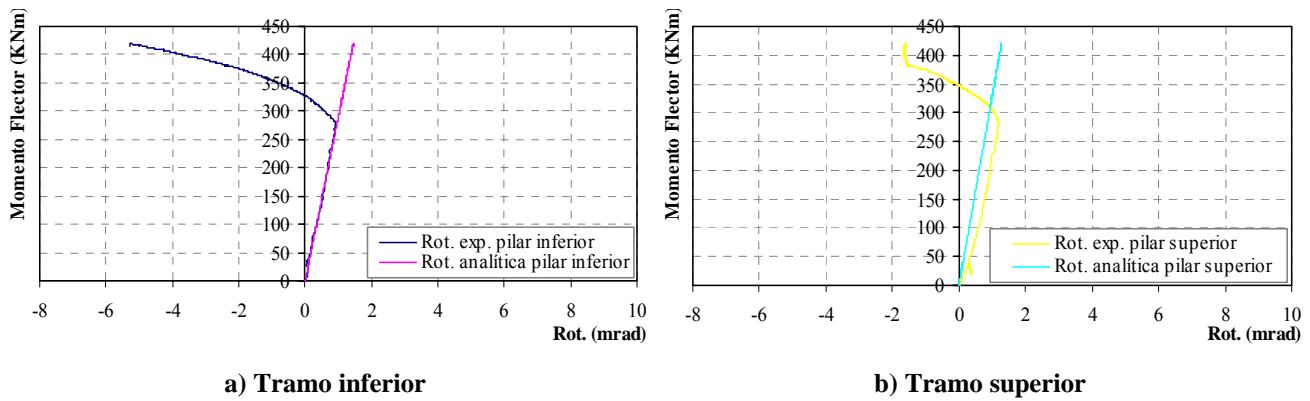


Figura 3-4 – Rotação do pilar.

Na Figura 3-5 a) representa-se a rotação elástica da viga determinada analiticamente nas secções onde se posicionam os deflectómetros referenciados. Na Figura 3-5 b) representa-se a mesma rotação agora acrescida da rotação elástica do pilar. Verifica-se que a rotação aumenta à medida que a secção em análise se aproxima da extremidade livre da viga como seria de esperar e, no caso da secção onde está posicionado o deflectómetro DT20 (secção mais afastada), atingem-se valores consideráveis, na ordem dos 10 mrad para o limite da força aplicada.

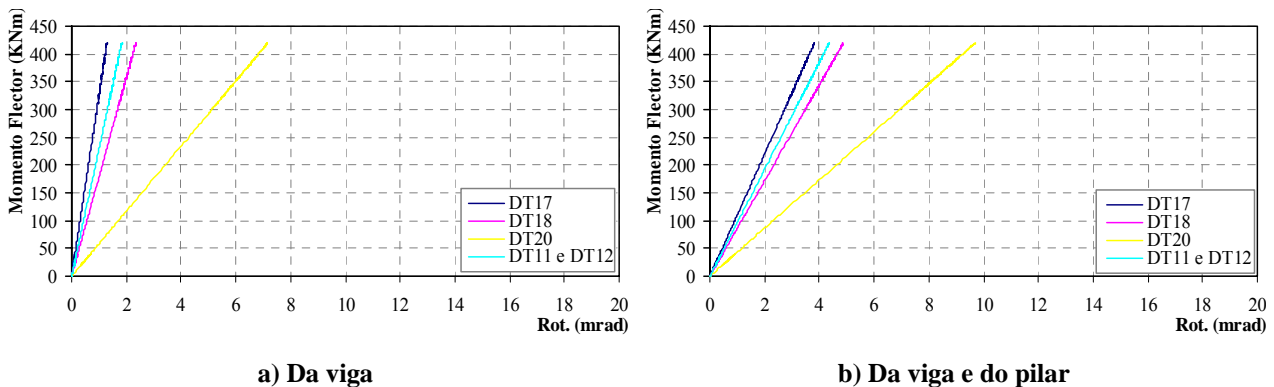


Figura 3-5 – Rotação analítica.

Como se disse anteriormente, procurou-se obter a rotação da ligação recorrendo a medições independentes. Outra alternativa para obter a rotação da ligação foi através da colocação de um esquema acessório solidário com os reforços transversais da alma do pilar, como se mostrou no capítulo anterior, denominado de cruzeta. Os resultados podem ser observados na Figura 3-6. A linha verde representa a rotação da viga em relação ao pilar dada pelos deflectómetros DT1 e DT2, corrigida da rotação elástica da viga até à secção onde estão posicionados os referidos deflectómetros. A linha azul representa a rotação do painel da alma do pilar, dada pelos deflectómetros DT3 e DT4, corrigida da rotação elástica do pilar e da rotação de corpo livre do modelo. A linha roxa representa a rotação da ligação, que é o somatório das duas linhas

anteriores. Finalmente, na Figura 3-7 apresenta-se em simultâneo a rotação da ligação medida através das diferentes formas atrás descritas. É de salientar que a medição dos deflectómetros DT17 e DT18, que estão afastados da pala de extremidade de menos de uma altura de viga, o que significa que para além da rotação elástica da viga medem também o enfunamento do banzo comprimido, como se mostra na Figura 3-9. Daí resulta uma rotação agravada, que na realidade não faz parte da rotação da ligação, por isso as trajectórias correspondentes de afastam das restantes. As outras três trajectórias estão praticamente coincidentes, diferindo apenas na rotação última.

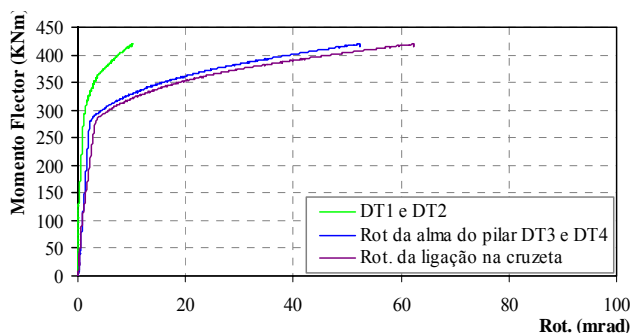


Figura 3-6 – Rotação da ligação na cruzeta.

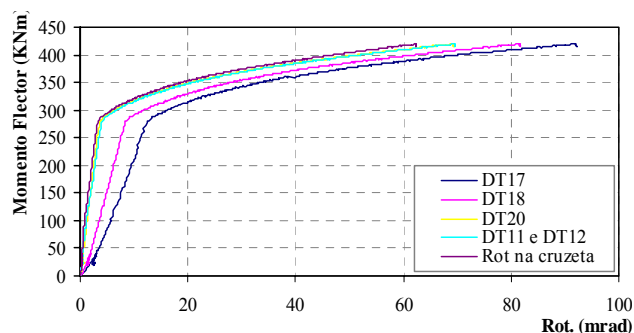


Figura 3-7 – Momento-flector rotação da ligação corrigida.



Figura 3-8 – Pormenor do apoio superior do pilar.



Figura 3-9 – Deformação do banzo inferior da viga, depois de carregada.

É importante ainda analisar diferenciadamente o comportamento individualizado do painel da alma do pilar e da placa de extremidade. Na Figura 3-10 apresenta-se a rotação do painel da alma do pilar à medida que a força aplicada na extremidade da viga aumenta. Esta medição foi também feita de duas formas, recorrendo ao esquema acessório (cruzeta) e através dos deflectómetros DT7 e DT8, e está corrigida da rotação de corpo livre do modelo e da rotação elástica do pilar. Verifica-se que as medições alternativas são bastante coincidentes.

Na Figura 3-11 apresenta-se a rotação da placa de extremidade, também corrigida da rotação de corpo livre e da rotação elástica do pilar. Para encontrar a rotação individualizada da placa de extremidade, à rotação obtida pelos deflectómetros DT13 e DT14, para além das correcções mencionadas, subtraiu-se a rotação também corrigida do painel da alma do pilar.

Pela comparação destas duas figuras conclui-se que grande parte da rotação da ligação depende da deformabilidade do painel da alma do pilar e banzos (75%), como se pode confirmar pela observação do gráfico da Figura 3-12.

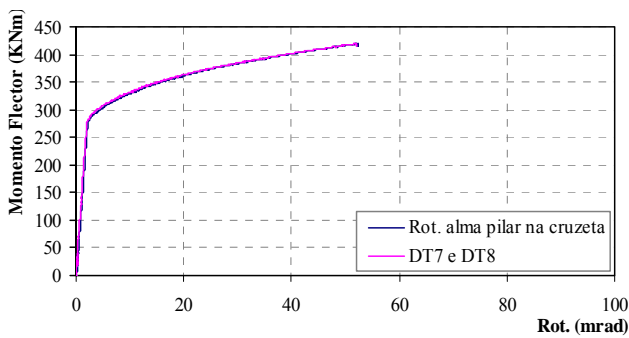


Figura 3-10 – Rotação do painel da alma do pilar.

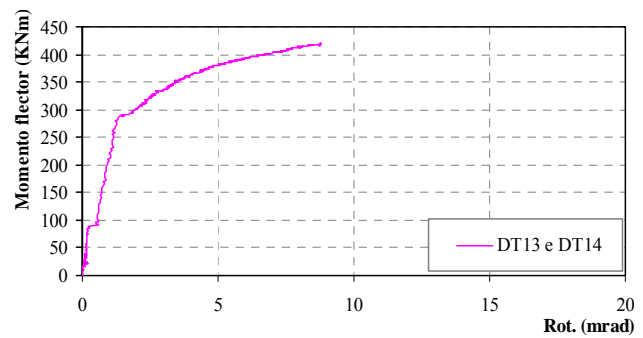


Figura 3-11 – Rotação da placa de extremidade.

Na Figura 3-13 apresenta-se a curva momento-flector versus rotação da ligação definida através dos deflectómetros DT11 e DT12 que servirá de base à determinação das propriedades mecânicas da ligação. Seguindo o convencionado no Eurocódigo 3 (CEN, 2005b) obteve-se para a rigidez inicial da ligação (K_{ij}) um valor de 69500 KNm/rad, 288 KNm para a resistência (M_{rd}), 5500 KNm/rad para a rigidez pós-elástica (K_{pj}), 4,14 mrad para a rotação elástica (ϕ_y) e aproximadamente 70 mrad para a rotação última (ϕ_u).

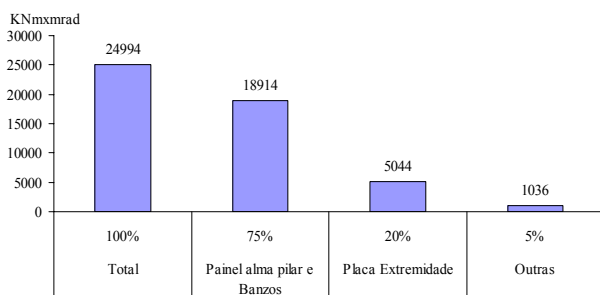


Figura 3-12 – Energia dissipada nas principais componentes.

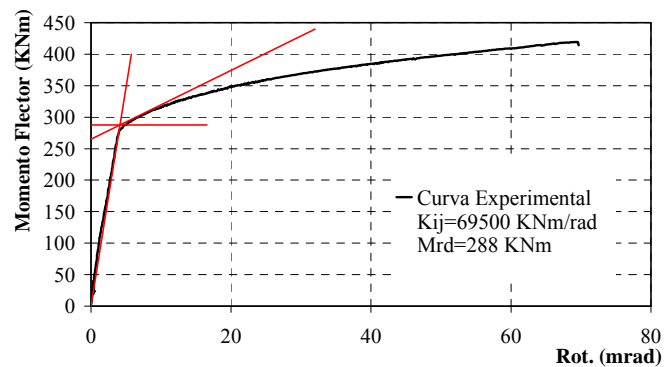


Figura 3-13 – Determinação das propriedades mecânicas da ligação J1.1.

Observou-se a cedência da ligação pelo painel da alma do pilar; contudo, neste ensaio continuou-se o carregamento até que se verificasse uma rotura completa de uma das componentes, neste caso a placa de extremidade, como se pode observar na Figura 3-14. Na Figura 3-14 a) pode observar-se o modelo da ligação J1.1 pronto a ser carregado, na Figura 3-14 b) observa-se o modelo em fim de carregamento já depois da placa de extremidade ter rompido e a deformação do painel da alma do pilar pelo destacamento das linhas pintadas a branco, na Figura 3-14 c) observa-se em pormenor a vista lateral da rotura da placa de extremidade e na Figura 3-14 d) uma vista frontal. A rotura da ligação ocorreu para uma rotação igual a aproximadamente 70 mrad, como se observa na Figura 3-14 b).

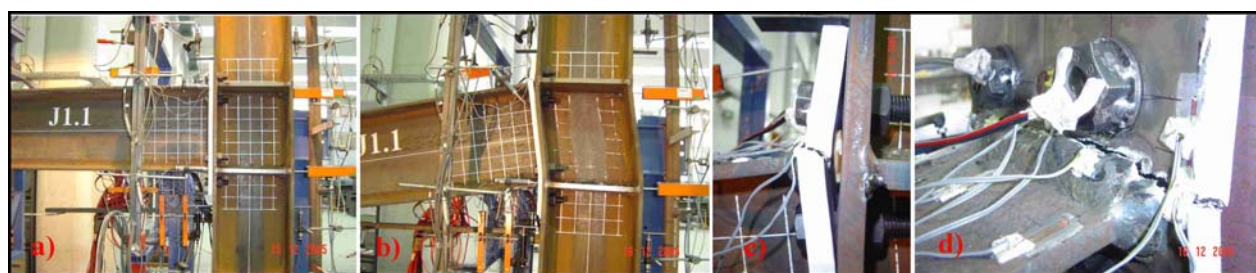


Figura 3-14 – Fotografias do ensaio da ligação J1.1.

3.2.2 Estudo metalográfico

Para escarpelizar onde o início da fissuração ocorreu procedeu-se a um estudo metalográfico no laboratório do Departamento de Engenharia Mecânica da FCTUC. Para isso recolheu-se uma amostra do aço onde a rotura ocorreu, como se mostra na Figura 3-15 a) e b). Depois de devidamente polida na face ortogonal e atacada com o reagente Nital a 2% (álcool + ácido nítrico a 2%), fica com a configuração apresentada na Figura 3-15 c), onde se pode distinguir perfeitamente a placa de extremidade, o banzo da viga e o material de adição. Recorrendo a um microscópio óptico, fez-se uma fotografia com uma ampliação de 50 vezes na zona onde a fissuração teve início - Figura 3-15 d). Pode observar-se à esquerda o material de base da placa de extremidade e à direita o material de adição (1.º cordão de soldadura). Entre estas duas zonas delimita-se uma zona à vista mais branca, de grão mais refinado, que é a zona afectada pelo calor (ZAC). Foi precisamente nessa zona (parte superior da fotografia) que se deu o início da fractura.

Com o objectivo de compreender melhor a qualidade do material utilizado, e embora se tenha tido acesso aos certificados de qualidade do aço, cujos valores das propriedades mecânicas foram confirmados pelos ensaios de tracção, optou-se por fazer um estudo mais aprofundado das propriedades do aço, quer da placa de extremidade quer da viga, especificamente do banzo traccionado que faz parte da amostra recolhida.

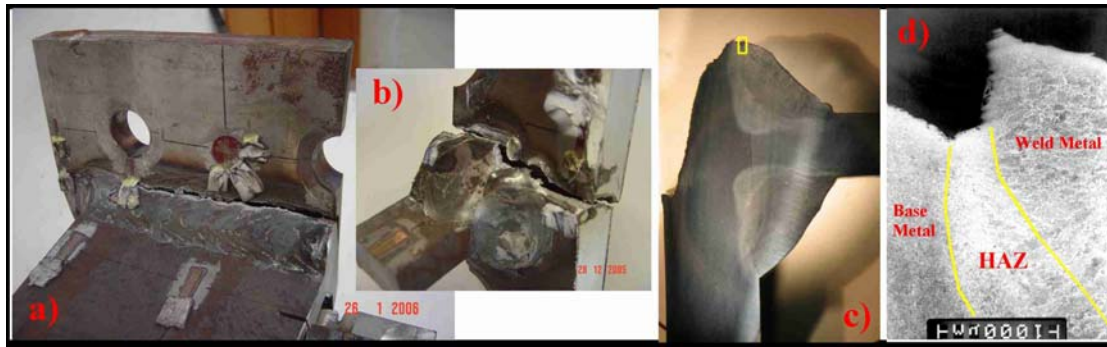
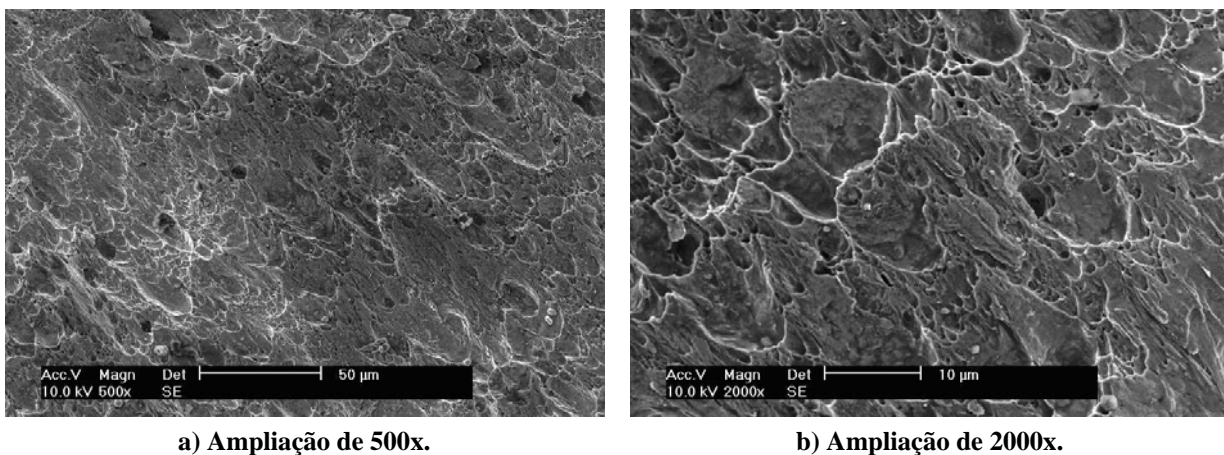


Figura 3-15 – Fotografias da recolha da amostra para o estudo metalográfico e parte deste.

Fizeram-se várias fotografias recorrendo à microscopia electrónica de varrimento, técnica que permite visualizar as superfícies de fractura em análise. A Figura 3-16 a) e Figura 3-16 b) representam duas fractografias com ampliações diferentes do material de base da placa de extremidade, no início da fissura, na posição assinalada na Figura 3-21. As fotografias revelam uma fractura dúctil com uma morfologia em alvéolos (dimples).



a) Ampliação de 500x.

b) Ampliação de 2000x.

Figura 3-16 – Fractografia na material de base da placa de extremidade, no início da fractura.

A Figura 3-17 a) e a Figura 3-17 b) representam também a fractografia do material de base da placa de extremidade, mas de uma zona mais no interior, como se assinala na Figura 3-21 numa posição mais em baixo, ampliadas respectivamente 500 e 2000 vezes. Aqui a fractura parece ser frágil, com diversas facetas de clivagem, com bordos de desagarramento e uma morfologia tipo bacia hidrográfica. A fotografia da Figura 3-17 mostra que a micro-estrutura do aço da placa de extremidade é constituída por grão grosseiro da ordem dos 50 μm , quando seria de esperar grão mais refinado, da ordem dos 10 a 20 μm . Em conclusão, parece que a fractura no seu início é dúctil, mas à medida que entra no material de base da placa de extremidade torna-se menos

dúctil, muito devido à micro-estrutura do aço. Este grão grosseiro é compatível com a baixa tenacidade do material já referida no capítulo 2.

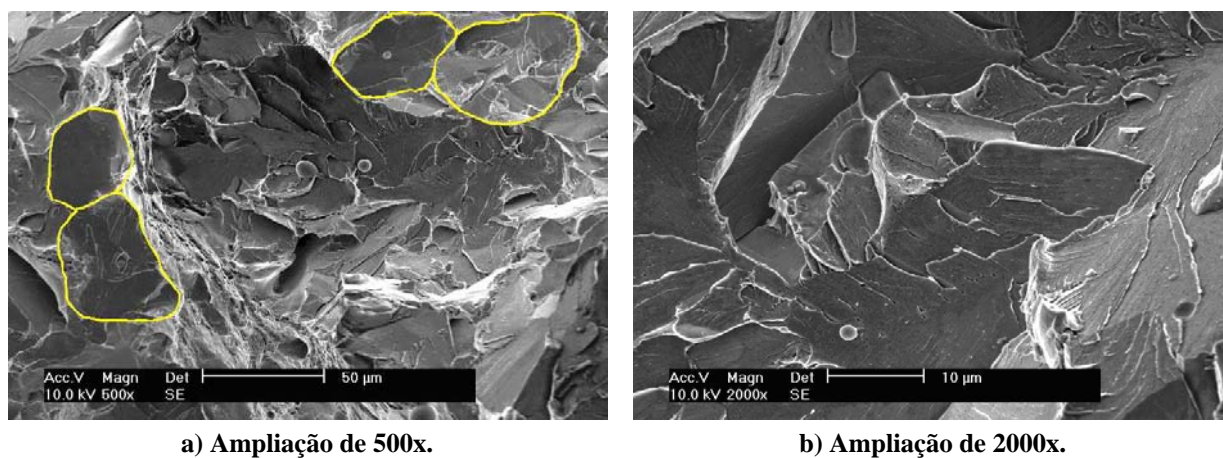


Figura 3-17 – Fractografia na material de base mais em baixo.

Interessa também analisar a forma como os cordões de soldadura foram realizados, a micro-estrutura do material de base da placa de extremidade e do banzo da viga, a micro-estrutura do material de adição e ainda as zonas de transição, nomeadamente a ZAC.

Na Figura 3-18 apresenta-se a amostra em estudo após o seu tratamento metalográfico. Na Figura 3-19 apresenta-se a reconstituição dos cordões de soldadura entre o banzo e a placa de extremidade. Verifica-se que se fizeram três passagens de cada lado. Na Figura 3-20 apresenta-se uma idealização do que deveria ter sido feito no processo de soldadura, aplicando mais passagens (mais cordões) com uma espessura menor. Assim, ter-se-ia introduzido menos energia no processo de soldadura, em cada camada e um maior número de camadas permitiria um melhor recozimento das camadas anteriores, melhorando a tenacidade global da soldadura.



Figura 3-18 – Amostra após tratamento.

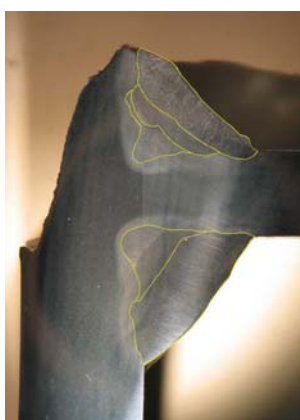


Figura 3-19 – Reconstituição dos cordões de soldadura.

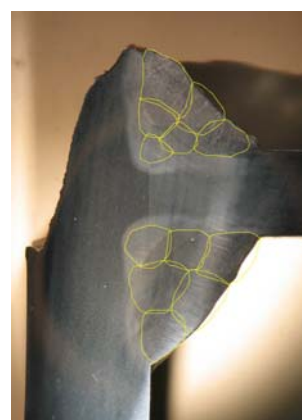


Figura 3-20 – Idealização dos cordões de soldadura

Na Figura 3-22 apresenta-se a localização das fotografias da micro-estrutura das diferentes componentes que interessa analisar.



Figura 3-21 – Localização das fotografias da fotografia.

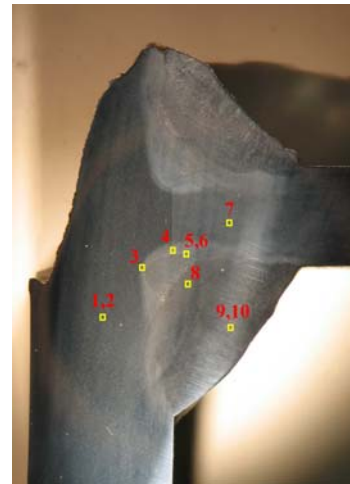


Figura 3-22 – Posicionamento das fotografias e microestrutura.

A Figura 3-23 representa a microestrutura do material de base da placa de extremidade constituída por ferrite e perlite de grão grosso (aproximadamente 50 μm) bandeada segundo a direcção de laminagem, como se sugere pela linhas artificiais a amarelo. Esta fotografia apresenta-se com um factor de ampliação de 50 vezes, enquanto que na Figura 3-24, pode-se observar a mesma micro-estrutura ampliada 100 vezes.

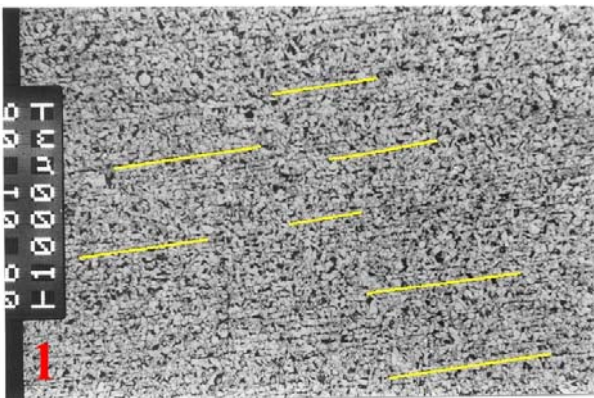


Figura 3-23 – Micro-estrutura do material de base da placa de extremidade. (50x)

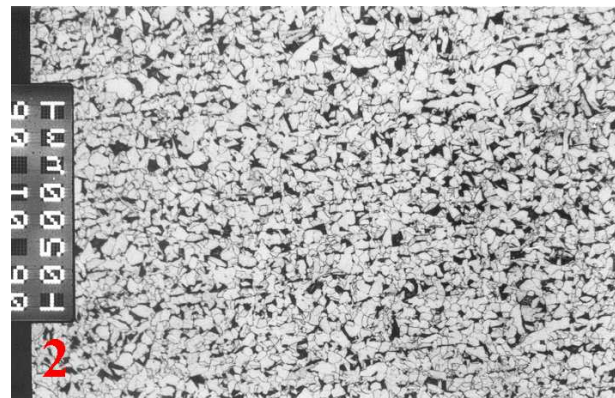


Figura 3-24 – Micro-estrutura do material de base da placa de extremidade. (100x)

Na Figura 3-25 pode observar-se a transição do material de base (MB) da placa de extremidade para a Zona Afectada pelo Calor (ZAC) provocado pelo primeiro cordão de soldadura. Na Figura 3-26 apresenta-se uma fotografia onde se pode observar à direita a linha de encosto do banzo da viga e à esquerda um defeito de soldadura.

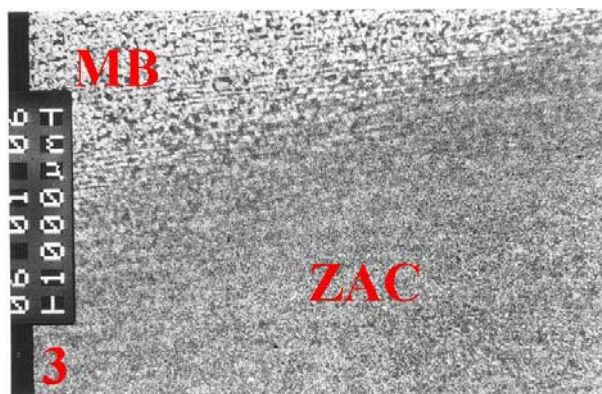


Figura 3-25 – Transição do material de base da placa de extremidade para a ZAC. (50x)

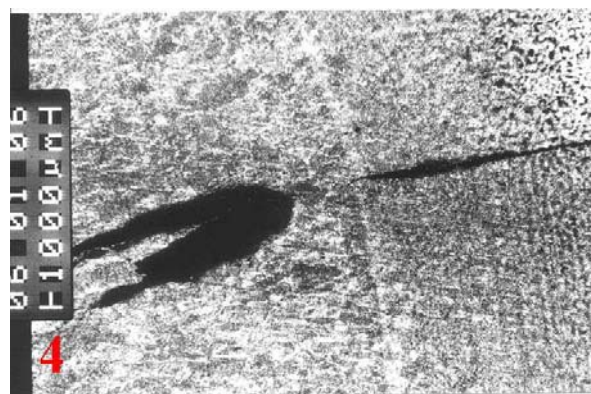


Figura 3-26 – Linha de encosto do banzo da viga com a placa de extremidade. (50x)

Na Figura 3-27 apresenta-se uma fotografia onde se pode observar claramente a transição da zona fundida (material de adição), para o material de base do banzo da viga. Entre estas duas zonas observa-se a ZAC. A Figura 3-28 apresenta em pormenor (ampliada 100 vezes) a mesma região. Podem-se observar os grãos mais alongados da zona fundida, uma pequena porção do material de base em cima e entre estas duas zonas a ZAC, se bem que não tão perceptível como na figura anterior.

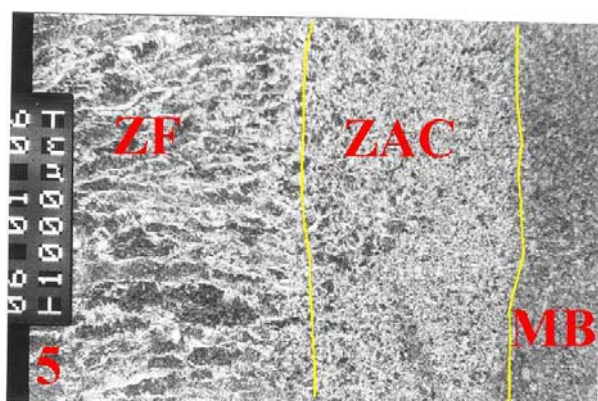


Figura 3-27 – Micro-estrutura de transição para o Material de base do banzo da viga. (50x)

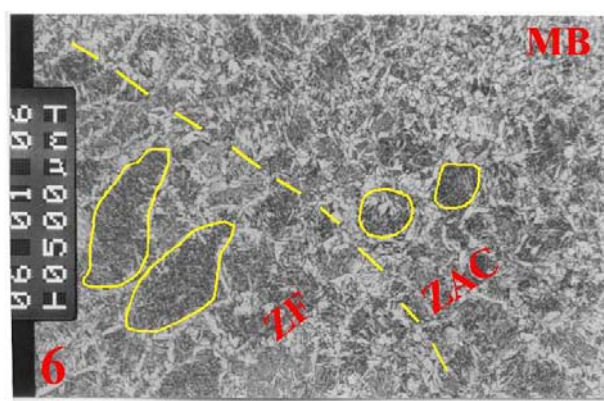


Figura 3-28 – Micro-estrutura de transição para o Material de base do banzo da viga. (100x)

Na Figura 3-29 pode observar-se a micro-estrutura do material de base do banzo da viga, com um factor de ampliação de 100 vezes. Esta fotografia pode ser comparada com a da Figura 3-24, onde se observa o material de base da placa de extremidade. Comparando as duas micro-estruturas é perceptível que o tamanho do grão do material de base da viga é menor, o que deixa antever um melhor comportamento do material. De facto o tamanho médio de grão ronda os $18,5\mu\text{m}$. A micro-estrutura da zona fundida do primeiro cordão, que foi recozida pela passagem do segundo cordão, é apresentada na Figura 3-30. É uma zona de grão refinado, com características mecânicas muito boas. Por último apresentam-se duas fotografias da zona fundida

não recozida (material de adição), Figura 3-31 e Figura 3-32, respectivamente ampliadas 50 e 100 vezes. É caracterizada por uma estrutura dendrítica com ferrite primária.

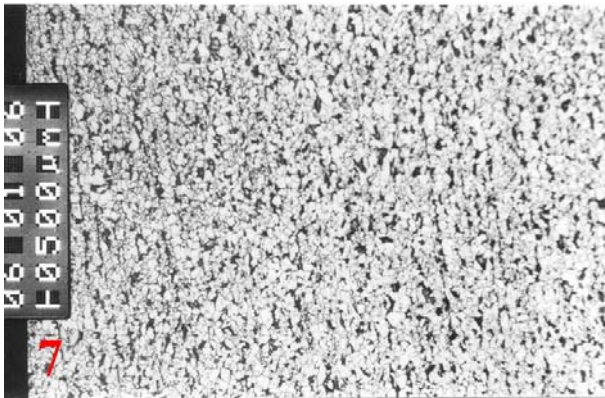


Figura 3-29 – Micro-estrutura do material de base do banzo da viga. (100x)

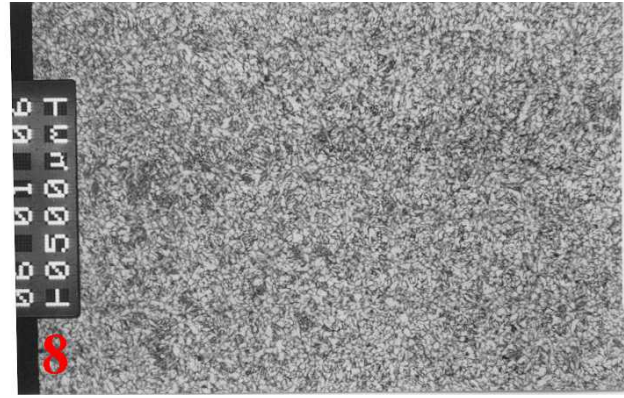


Figura 3-30 – Micro-estrutura da zona de recozimento do primeiro cordão. (100x)



Figura 3-31 – Micro-estrutura da zona fundida, material de adição. (50x)



Figura 3-32 – Micro-estrutura da zona fundida, material de adição. (100x)

Para completar o estudo da amostra recolhida, procedeu-se à medição de perfis de dureza Vickers, utilizando uma carga de 5 Kg. O equipamento utilizado está ilustrado Figura 3-33 e pertence ao DEM-FCTUC. Fizeram-se duas direcções de “picagem”, como se mostra na Figura 3-34. Na Figura 3-35 e na Figura 3-36 podem observar-se, respectivamente a variação da dureza segundo a direcção 1 e a direcção 2 assinaladas na Figura 3-34. Observa-se claramente um acréscimo de dureza na zona afectado pelo calor (ZAC), resultado da têmpera do material de base. Na zona fundida observa-se uma dureza inferior à do banzo e semelhante à do material da placa de extremidade. Isto sugere que a resistência mecânica da ZF é idêntica à deste último material. As flutuações de dureza observadas na ZF devem-se à heterogeneidade do material das sucessivas camadas de soldadura.



Figura 3-33 – Máquina do ensaio de dureza “Vickers”.



Figura 3-34 – Posição das direcções segundo as quais o ensaio de dureza foi realizado.

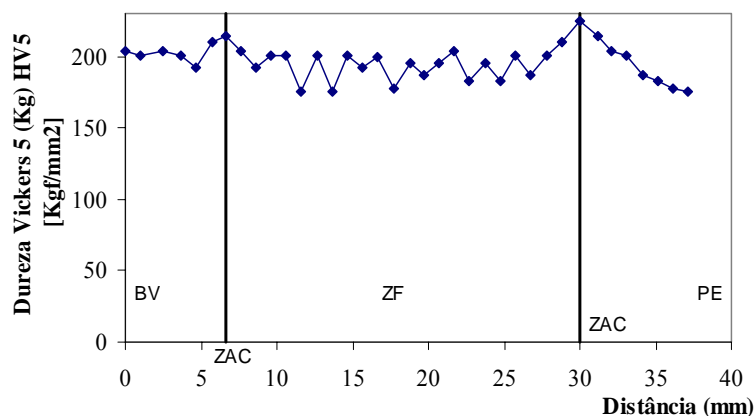


Figura 3-35 – Variação da dureza segundo a direcção 1.

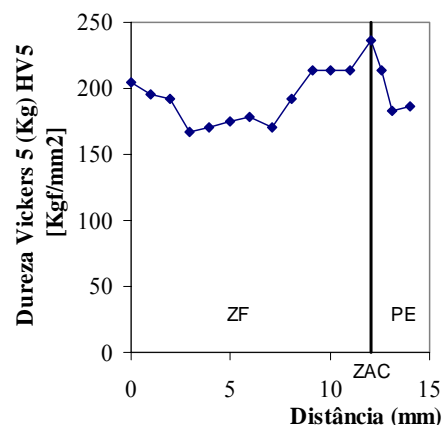


Figura 3-36 – Variação da dureza segundo a direcção 2.

3.2.3 Estudo da Deformabilidade das Componentes

Com a instrumentação eléctrica procurou-se estudar a deformabilidade das principais componentes das ligações estudadas, desde a deformabilidade da alma do pilar e da viga, passando pelos reforços transversais do pilar, os banzos do pilar e da viga, placa de extremidade e parafusos assim como as tensões instaladas em algumas destas componentes.

Na Figura 3-37 apresenta-se novamente a localização esquemática dos extensómetros eléctricos unidireccionais e das rosetas de extensómetros.

Inicia-se esta parte do estudo pela apresentação da deformabilidade da alma do pilar. Na Figura 3-38 podem observar-se as extensões observadas nos extensómetros colados na superfície desta. Verifica-se que os extensómetros 1 e 4, exteriores aos reforços transversais, até à cedência da

alma do pilar têm mais deformação que os posicionados entre os mesmos reforços. A situação inverte-se após a cedência do painel da alma, o que revela, como se demonstrou anteriormente a contribuição do painel da alma na rotação da ligação.

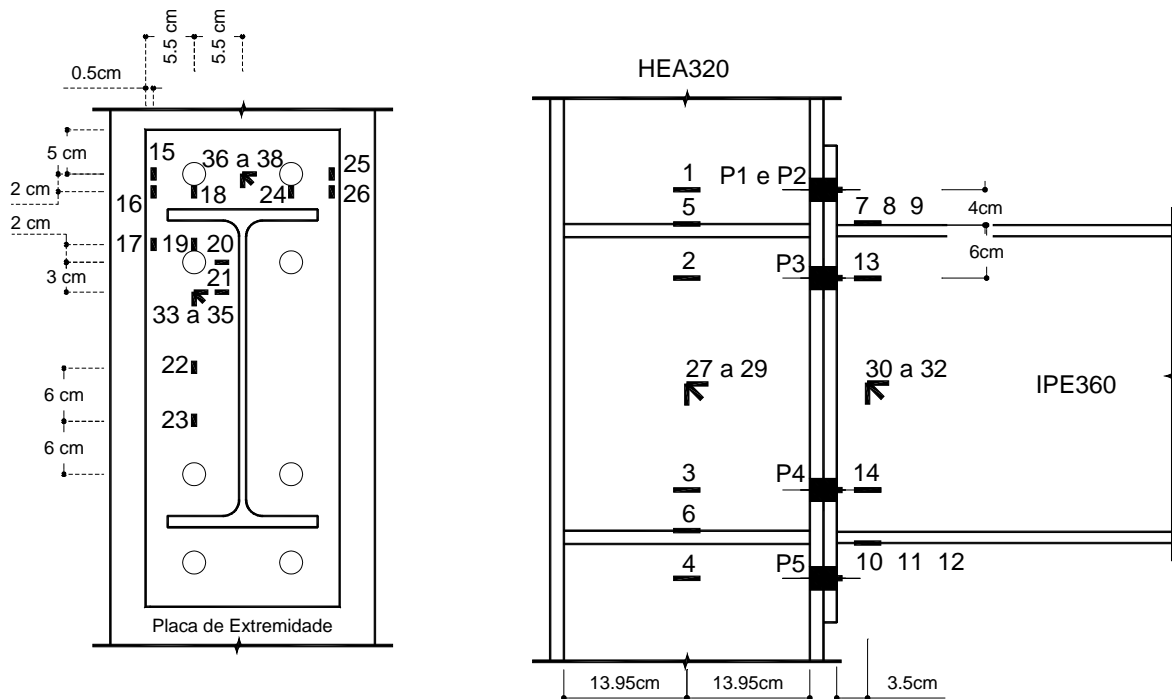


Figura 3-37 – Localização esquemática dos extensómetros eléctricos.

Na Figura 3-39, a par dos extensómetros da figura anterior, apresenta-se também a deformabilidade dos extensómetros posicionados nas superfícies superiores dos reforços transversais do painel da alma do pilar, extensómetro 5 e 6. Estes extensómetros estão distanciados de 9 cm da face exterior do respectivo reforço, o que dá uma distância de aproximadamente 5,5 cm da face da alma do pilar. Ressalvando o facto de que para se ter um comportamento melhor caracterizado seriam necessários mais extensómetros, observa-se que a deformabilidade do ponto em estudo está entre os limites definidos pelos extensómetros anteriores, considerando respectivamente a componente traccionada e a comprimida.

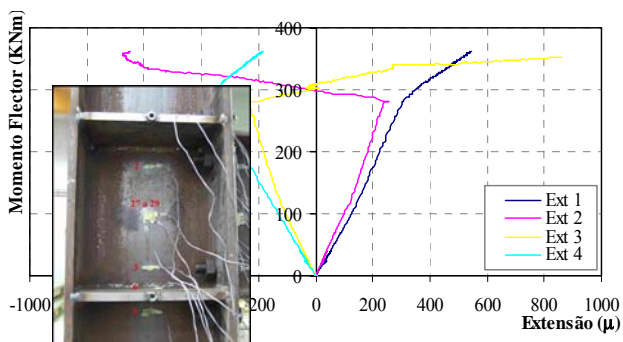


Figura 3-38 – Extensões na alma do pilar.

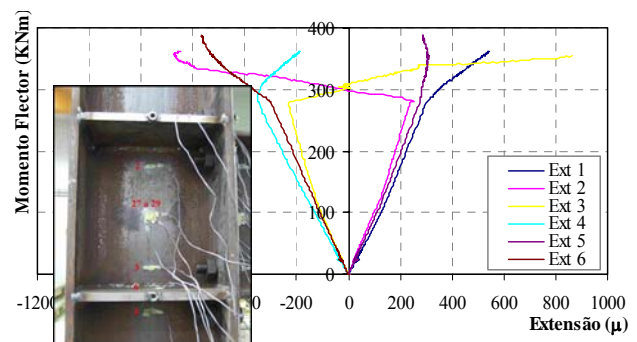


Figura 3-39 – Extensões na alma e nos reforços transversais da alma do pilar.

Na Figura 3-40 apresentam-se as extensões observadas no banzo superior e inferior da viga, respectivamente traccionado e comprimido. De acordo com os ensaios de tracção e considerando o modo como os banzos estão solicitados, espera-se que a cedência do banzo da viga IPE360 ocorra mais ou menos para uma deformação de 2000 μm , o que na realidade parece acontecer. A cedência do banzo inferior, comprimido, ocorre mais cedo do que no banzo superior, traccionado, devido a fenómenos de instabilidade local, como se mostrou na Figura 3-9. Aproveitando os extensómetros colados nos banzos da viga, determinou-se a força aplicada na consola da viga (pelo actuador) em função da deformação medida por estes e aplicando a expressão da Resistência dos Materiais de cálculo de secções em flexão simples. Este cálculo só é válido para o regime elástico, como se apresenta na Figura 3-41, onde se observa uma perfeita coincidência da trajectória definida pela força aplicada na consola da viga, aferida indirectamente pelos extensómetros e medida directamente pelas células de carga, à medida que aumenta a rotação da viga.

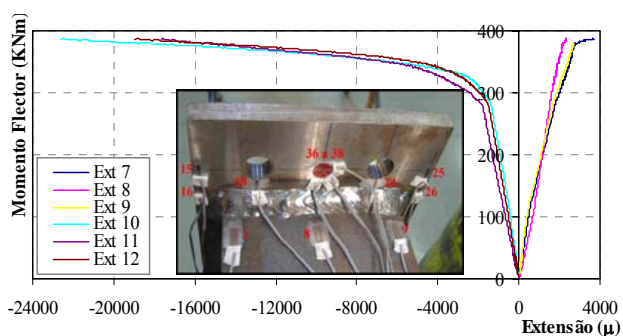


Figura 3-40 – Extensões no banzo superior e inferior da viga.

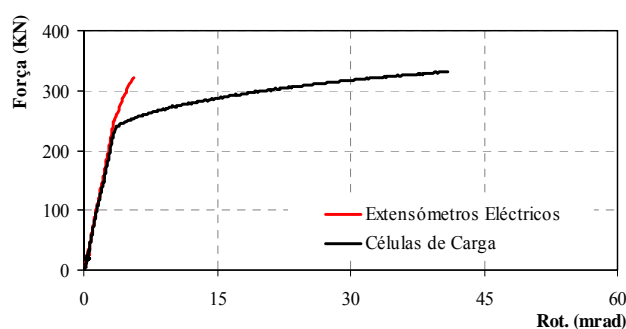


Figura 3-41 – Comparação da força aplicada determinada através de dois processos distintos.

Continuando com a apresentação dos resultados obtidos pelos extensómetros unidireccionais apresenta-se na Figura 3-42 a deformação observada na alma da viga ao nível dos parafusos, Ext. 13 e 14. Verifica-se que a deformação da alma da viga é bastante inferior do que nos banzos e praticamente se mantém em regime elástico.

Nas três figuras seguintes, Figura 3-43, Figura 3-44 e Figura 3-45 apresentam-se as deformações observadas nos parafusos traccionados medindo em abcissas, respectivamente a Extensão, a Tensão e a Força no Parafuso. Como seria de esperar, os dois parafusos superiores da primeira linha são os mais solicitados e apresentam um comportamento semelhante. Embora também se apresente a totalidade da curva da tensão e da força instalada nos parafusos instrumentados, estas não reproduzem um comportamento real para além do regime elástico, uma vez que foram determinadas com base no módulo de elasticidade.

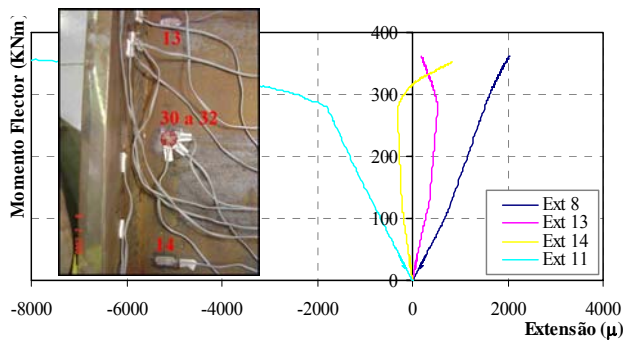


Figura 3-42 – Extensões nos banzos e na alma da viga ao nível dos parafusos.

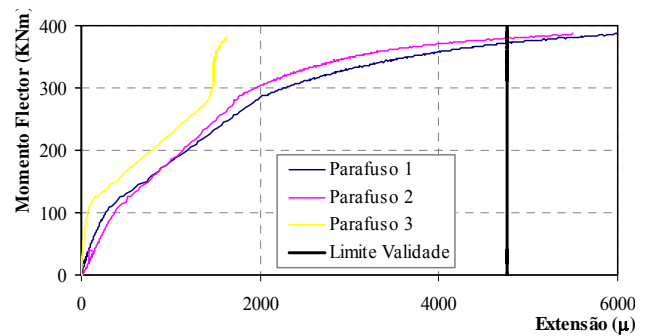


Figura 3-43 – Extensões nos parafusos traccionados P1, P2 e P3.

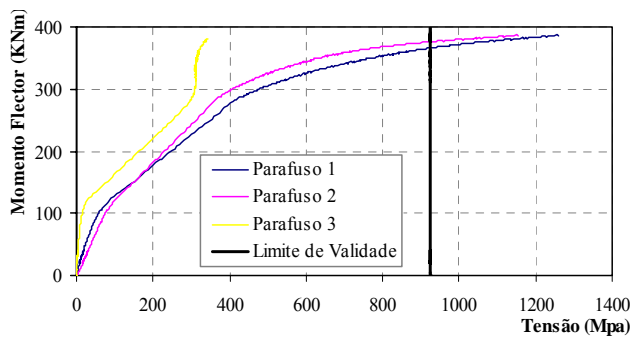


Figura 3-44 – Tensões nos parafusos traccionados P1, P2 e P3.

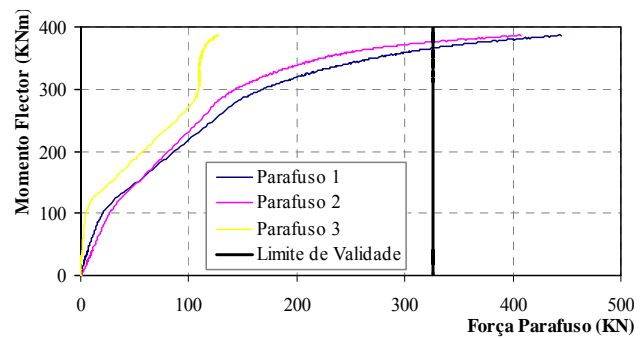


Figura 3-45 – Força nos parafusos traccionados P1, P2 e P3.

Na Figura 3-46 apresentam-se as deformações da placa de extremidade acima do banzo traccionado onde os respectivos extensómetros estão colocados, como se mostra na Figura 3-37. Como se percebe a deformação aumenta desde o banzo da viga até ao nível da primeira linha de parafusos e tem sentido positivo, de tracção. Na região do extensómetro 15 e 24 onde a placa não desencosta do banzo do pilar à medida que a força é exercida, existe um momento de inversão de sinal passando a haver compressão. Percebe-se também, que a região acima da linha dos parafusos e dentro de cada cone de influência dos parafusos esteja à compressão. O nível de deformação observado especialmente ao nível dos extensómetros 16 e 26 é assinalável ao contrário da região onde estão posicionados os outros dois extensómetros. De notar que é precisamente pela linha definida pelos extensómetros 16 e 26 que normalmente se dá a rotura, quando esta ocorre na placa de extremidade.

Na Figura 3-47 apresentam-se as extensões dos extensómetros colocados ao longo da linha vertical definida pela linha de parafusos do lado esquerdo. Como se esperava, considerando a simetria da ligação, o eixo neutro está exactamente a meia altura da placa de extremidade, como se conclui pela deformação nula do extensómetro 22. Abaixo deste temos compressão e acima tracção. Quando a ligação entra em cedência o extensómetro 18 deixa de estar traccionado para

passar a ficar comprimido. Este fenómeno deve-se ao facto de devido à deformação da placa de extremidade existe um encosto da superfície diametral inferior do furo que pressiona o parafuso. O mesmo comportamento verifica-se no extensómetro 24, observável na Figura 3-48.

Na Figura 3-49 estudou-se a zona envolvente de um parafuso traccionado abaixo do banzo da viga. As fibras posicionadas abaixo dos extensómetros 17 e 19 permanecem traccionadas enquanto que as posicionadas abaixo dos extensómetros 20 e 21 iniciam com extensões de compressão, depois são traccionadas e após a cedência da ligação, quando a deformação da ligação aumenta mais rapidamente, ficam novamente comprimidas.

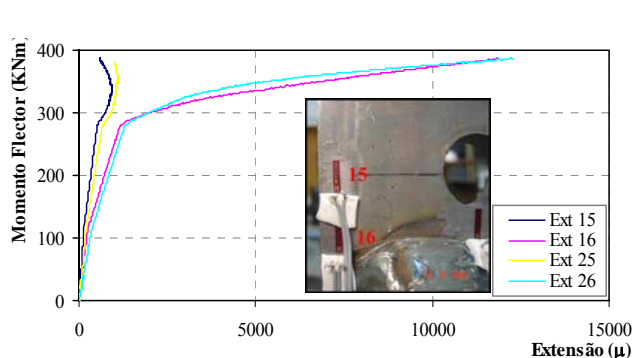


Figura 3-46 – Extensões na parte estendida da placa de extremidade.

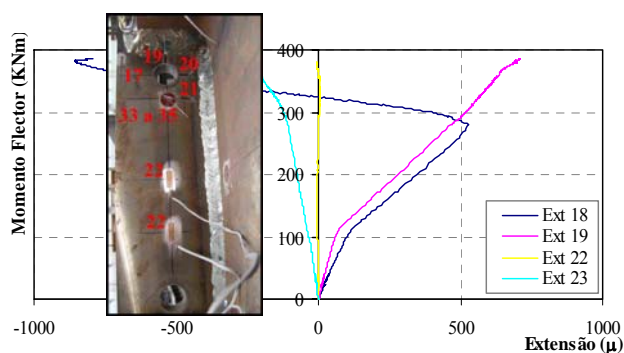


Figura 3-47 – Extensões na altura da placa de extremidade.

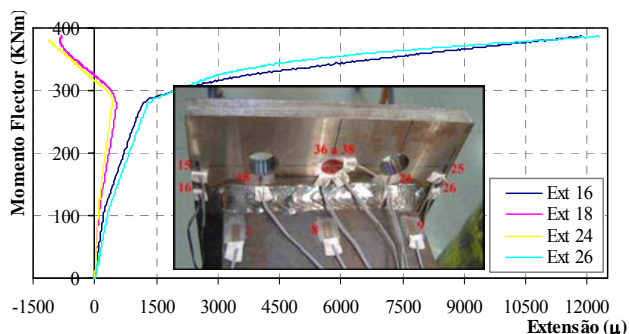


Figura 3-48 – Extensões na largura da parte estendida da placa de extremidade.

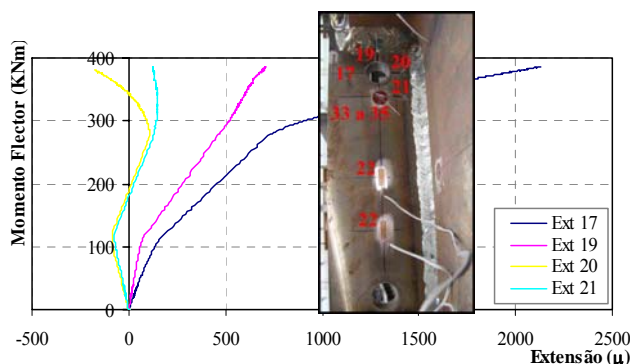


Figura 3-49 – Extensões em redor do parafuso P3 na placa de extremidade.

Nas figuras seguintes apresentam-se os resultados do estudo do estado de tensão de alguns pontos nas componentes mais relevantes da ligação através das rosetas de extensómetros.

Começa-se por apresentar o estudo do ponto no centro do painel da alma do pilar. Na Figura 3-50 apresenta-se as extensões principais que, tal como as respectivas tensões principais, são perfeitamente simétricas, o que quer dizer que o ângulo das respectivas direcções principais faz 45° com a horizontal, tal como se mostra na Figura 3-54. Após a cedência as tensões principais de tracção deixam de fazer um ângulo de -45° com a horizontal passando a fazer +45°. Na Figura

3-51 apresentam-se as tensões principais no centro da alma do pilar com o respectivo limite de validade, que foi determinada através dos ensaios de tracção. Apresenta-se também as tensões de comparação definidas através do critério de cedência de *Von Mises*. Verifica-se que a cedência deste ponto no painel da alma do pilar ocorre para valores de momento flector na ordem dos 270 KNm, o que leva a confirmar que a componente que entra em cedência primeiro é o painel da alma do pilar. Declaradamente este é o ponto de toda a ligação que atinge maiores níveis de deformação, na ordem dos -15000 e 17000 μm respectivamente para a extensão principal de compressão e de tracção.

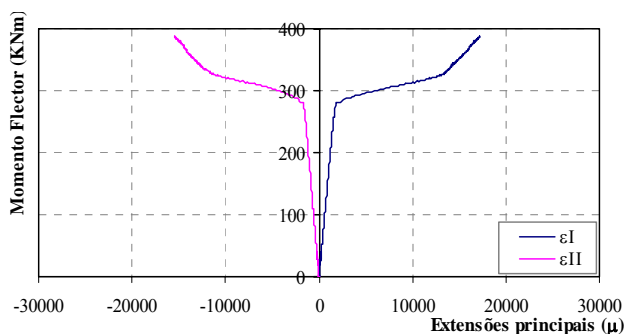


Figura 3-50 – Extensões principais na alma do pilar.

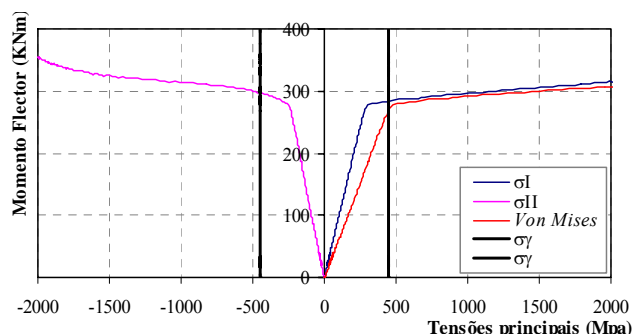


Figura 3-51 – Tensões principais na alma do pilar.

Na Figura 3-52 apresentam-se as extensões principais na alma da viga, no local assinalado na Figura 3-37, extensómetros 30 a 32. O nível de deformação, assim como o respectivo estado de tensão é baixo, estando muito longe do limite de cedência, como se pode observar na Figura 3-53.

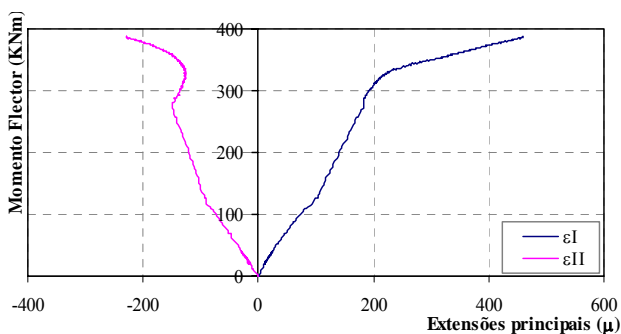


Figura 3-52 – Extensões principais na alma da viga.

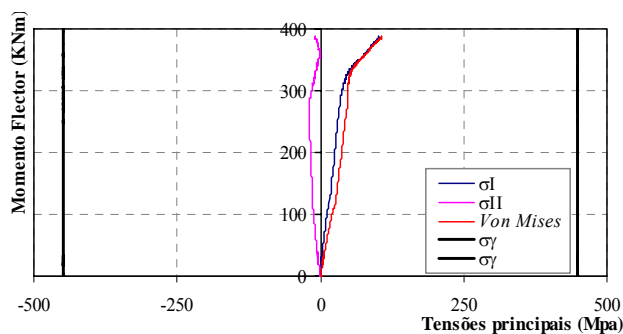


Figura 3-53 – Tensões principais na alma da viga.

Na Figura 3-54 apresenta-se o ângulo das tensões principais na alma do pilar, que fazem um ângulo de -45° com a horizontal. Na Figura 3-55 representa-se o ângulo das tensões principais na alma da viga. Bem no início as tensões principais de tracção começam por fazer um ângulo de -45° com a horizontal, invertendo a orientação para $+45^\circ$ para valores de momento-flector da ordem dor 43 KNm. A partir deste ponto o ângulo vai diminuindo até se aproximar de zero.

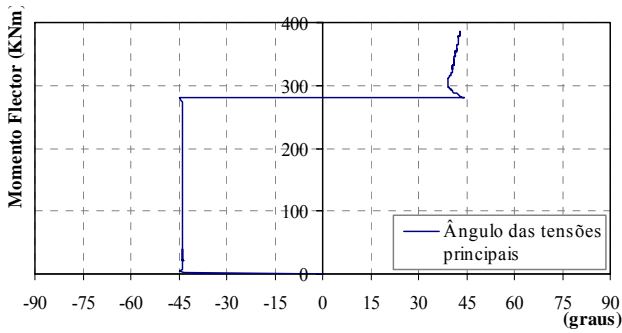


Figura 3-54 – Ângulo das tensões principais na alma do pilar.

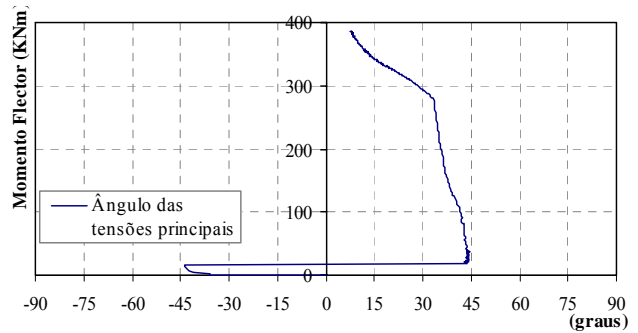


Figura 3-55 – Ângulo das tensões principais na alma da viga.

Na Figura 3-56 apresentam-se as extensões principais na placa de extremidade entre os banzos da viga para o ponto assinalado na Figura 3-37 com os extensómetros 33 a 35. Na Figura 3-57 apresentam-se as respectivas tensões principais, tensões comparativas de *Von Mises* e os limites de validade. Também nesta região se observa que o estado de tensão está muito longe do limite de cedência do material. Este ponto permanece em estado de compressão até à cedência da ligação, e só depois se observam tensões de tracção. As tensões principais σ_I inicialmente fazem um ângulo de 30° com a horizontal verificando-se uma progressiva mudança da inclinação à medida que a ligação é carregada, como se mostra na Figura 3-60.

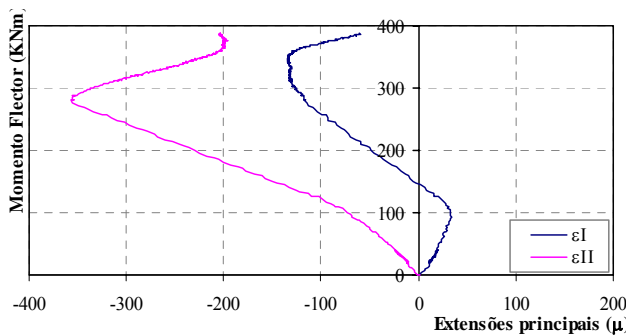


Figura 3-56 – Extensões principais na placa de extremidade entre banzos da viga.

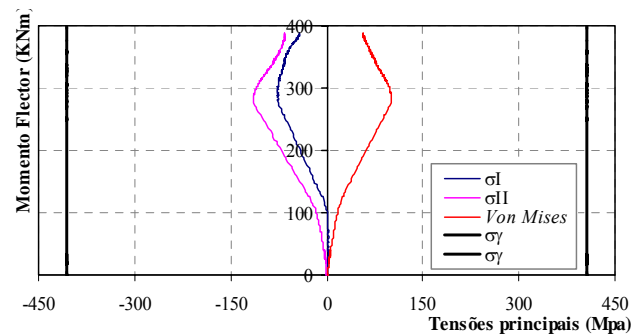


Figura 3-57 – Tensões principais na placa de extremidade entre banzos da viga.

Na Figura 3-58 apresentam-se as extensões principais no ponto intermédio entre os parafusos da primeira linha, na placa de extremidade estendida. Na Figura 3-59 apresentam-se as respectivas tensões principais. Observa-se que este ponto entra em cedência, segundo o critério de *Von Mises* para um momento flector na ligação da ordem de 375 KNm. As tensões principais de tracção σ_I fazem um ângulo com a horizontal entre -10° e -8° , como se observa na Figura 3-61. Este ponto da placa de extremidade permanece praticamente sempre traccionado segundo as duas direcções principais até quando a ligação atinge um carregamento de aproximadamente 290 KNm, altura em que a tensão principal σ_{II} passa a ser de compressão.

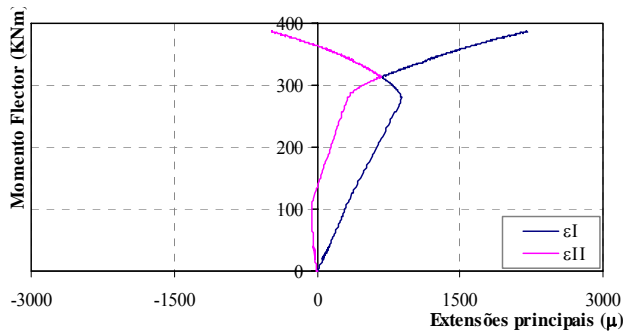


Figura 3-58 – Extensões principais na placa de extremidade parte estendida.

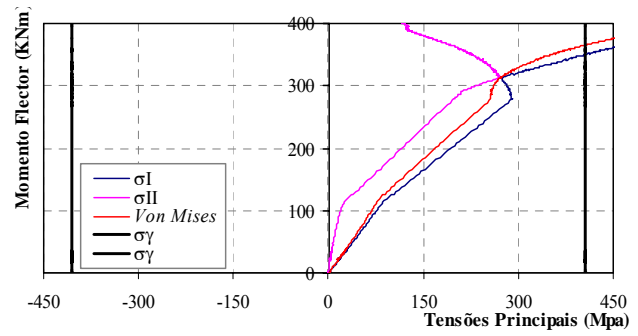


Figura 3-59 – Tensões principais na placa de extremidade parte estendida.

Exclusivamente neste ensaio colocaram-se duas rosetas de extensômetros no banzo livre do pilar, respectivamente ao nível do reforço transversal superior e inferior. Na Figura 3-62 podem observar-se as extensões principais do ponto em estudo ao nível do reforço superior. Na Figura 3-63 podem observar-se as respectivas tensões principais as tensões comparativas de *Von Mises* e os limites de validade. Na Figura 3-66 representa-se o ângulo das tensões principais, neste caso de tracção σ_I , que fazem um ângulo de aproximadamente -14° com a horizontal. Segundo o critério de cedência de *Von Mises* o ponto em estudo entra em cedência quando a ligação atinge um esforço de aproximadamente 280 KNm.

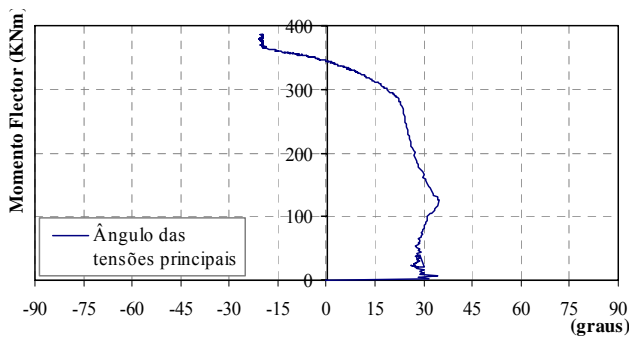


Figura 3-60 – Ângulo das tensões principais na placa de extremidade entre banzos da viga.

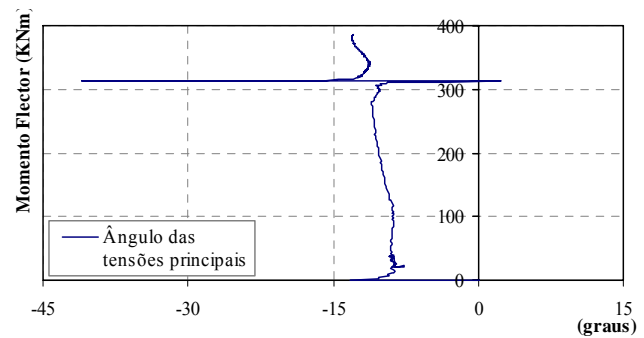


Figura 3-61 – Ângulo das tensões principais na placa de extremidade parte estendida.

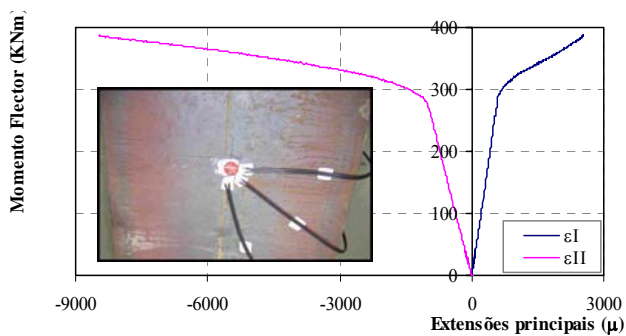


Figura 3-62 – Extensões principais no banzo do pilar ao nível do reforço transversal superior.

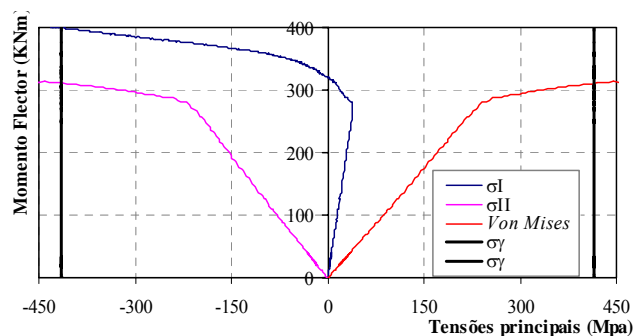


Figura 3-63 – Tensões principais no banzo do pilar ao nível do reforço transversal superior.

Na Figura 3-64 e Figura 3-65 apresentam-se respectivamente os mesmos resultados agora para um ponto situado ao nível do reforço inferior. O nível de tensão e de deformação é muito idêntico ao apresentado atrás, observando-se aqui valores de deformação na componente principal de tracção da ordem dos $6000 \mu m$, enquanto que no ponto anterior os níveis consideráveis de deformação eram observados na componente principal de compressão na ordem dos $9000 \mu m$. O ângulo das tensões principais apresentado na Figura 3-67 mantém-se aproximadamente nos -14° .

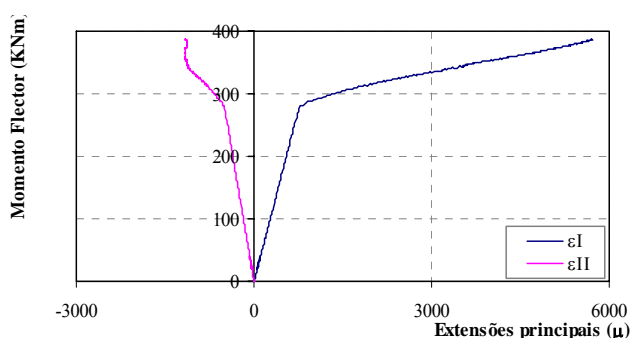


Figura 3-64 – Extensões principais no banzo do pilar ao nível do reforço transversal inferior.

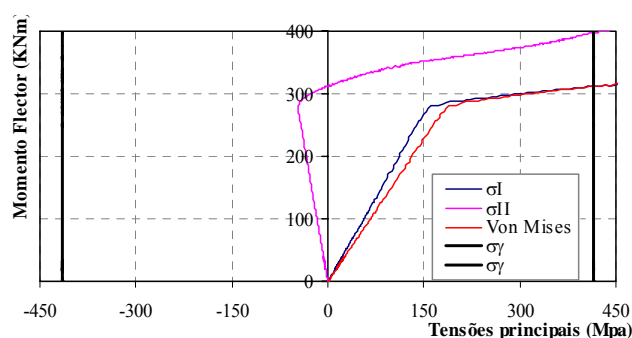


Figura 3-65 – Tensões principais no banzo do pilar ao nível do reforço transversal inferior.

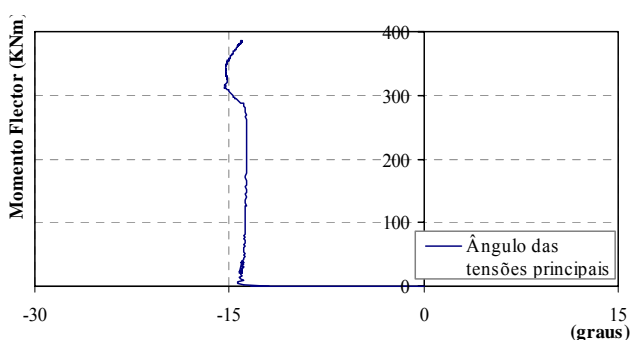


Figura 3-66 – Ângulo das tensões principais no banzo do pilar ao nível do reforço superior.

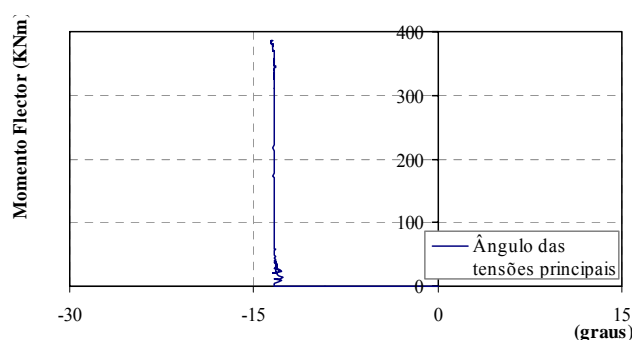


Figura 3-67 – Ângulo das tensões principais no banzo do pilar ao nível do reforço inferior.

Pela análise do estado de deformação dos banzos do pilar, pode-se concluir que a par da deformação observada no painel da alma, são as componentes que mais deformação apresentam, para os mesmos níveis de carregamento da ligação. Daqui pode concluir-se que serão estas duas componentes as que mais energia absorvem até à rotura da ligação. Um pormenor muito interessante de referir, é que realmente tanto a alma do pilar como os banzos, ao nível dos reforços transversais, deformam-se, absorvem a grande maioria da energia, mas não rompem. A rotura da ligação dá-se pela placa de extremidade como se mostrou.

3.3 ANÁLISE PORMENORIZADA DO COMPORTAMENTO CÍCLICO DA LIGAÇÃO J1.3

3.3.1 Comportamento Global

Para cada uma das séries de modelos ensaiadas, a par de cada ensaio monotónico, realizaram-se mais dois ensaios cíclicos, com estratégias de carga cíclica diferentes, como se enunciou no capítulo anterior. As duas estratégias cíclicas diferenciam-se pela velocidade de aplicação da carga (deslocamento) e pela sua amplitude.

O primeiro ensaio cíclico realizado em todas as séries foi o realizado com a Estratégia 1 que contempla a maior amplitude de carga cerca de $(\phi_p \times 6)$ a uma velocidade de 0.2 mm/seg, a que corresponde a referência J1.3, para a primeira série.

Na Figura 3-68 apresenta-se a curva histerética resultante do ensaio J1.3. Pode-se verificar que a trajectória cíclica apresenta um comportamento muito estável, com efeito de aperto (*pinching*) praticamente inexistente, sem degradação de resistência e com uma pequena percentagem de degradação de rigidez. A ligação rompeu de uma forma gradual, no ciclo 18 podia já observar-se algum destacamento do cordão de soldadura relativamente ao banzo da viga, como se observa na Figura 3-69. A ligação rompeu à passagem pelo ciclo 22, para momentos negativos, na interface cordão de soldadura placa de extremidade, como se observa na Figura 3-70. Nesta trajectória histerética a ligação dissipou energia no valor de 293979,45 KNm×mrad, atingiu uma deformação máxima entre -24 e 20 mrad a que correspondem os valores de resistência de -361 KNm e +351 KNm, respectivamente.

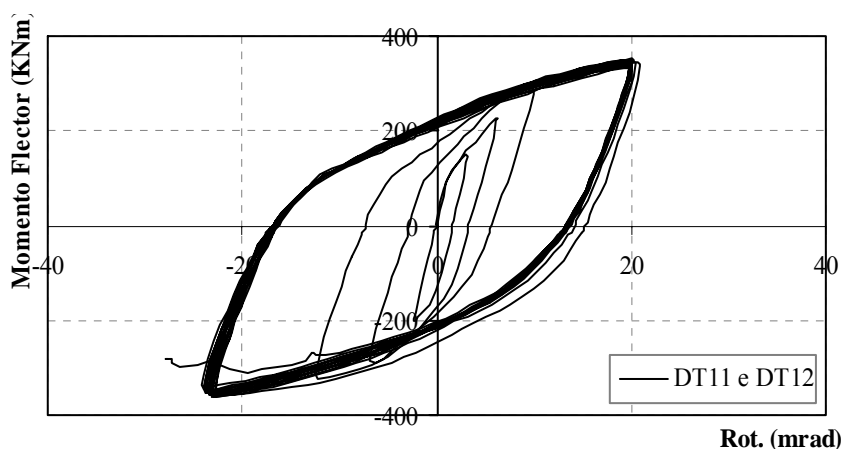


Figura 3-68 – Curva histerética Momento-flector Rotação do ensaio J1.3.

Na Figura 3-69 observa-se já alguma fissuração no cordão de soldadura da placa de extremidade, quando são atingidos 19 ciclos e quando também se começaram a ouvir uns ligeiros estalidos,

próprios da cedência do aço. A Figura 3-70 corresponde à rotura da ligação que, como referido, ocorreu à passagem pelo ciclo 22.



Figura 3-69 – Pormenor do início da rotura da ligação J1.3

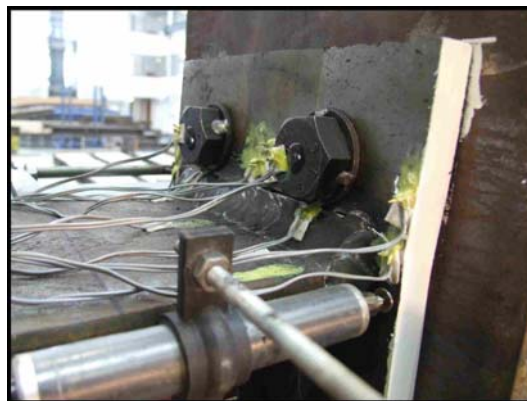


Figura 3-70 – Pormenor da rotura da ligação J1.3

Como já se tinha verificado no ensaio monotónico, também nos ensaios cíclicos o painel da alma do pilar desempenha um papel importante na dissipação da energia. Na Figura 3-71 apresenta-se a rotação do painel da alma do pilar, que somando a energia dissipada em todo o ensaio representa 83 % da energia total dissipada pela ligação, ou seja $243865,8 \text{ KNm} \times \text{mrad}$. A rotação individualizada da placa de extremidade, que representa aproximadamente os restantes 17 % do total da energia dissipada, para este nível de sollicitação é apresentada na Figura 3-72. Na realidade, no ensaio monotónico onde a sollicitação é levada ao limite, ainda se pode considerar que aproximadamente 5 % da energia é dissipada por outras componentes, enquanto que nos ensaios cíclicos a energia é totalmente dissipada pela placa de extremidade e pela alma do pilar, nas percentagens referidas.

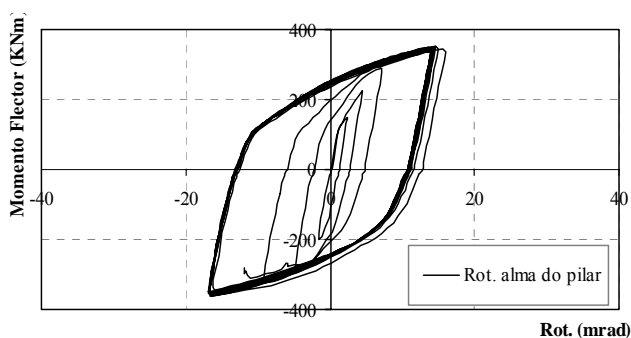


Figura 3-71 – Rotação do painel da alma do pilar.

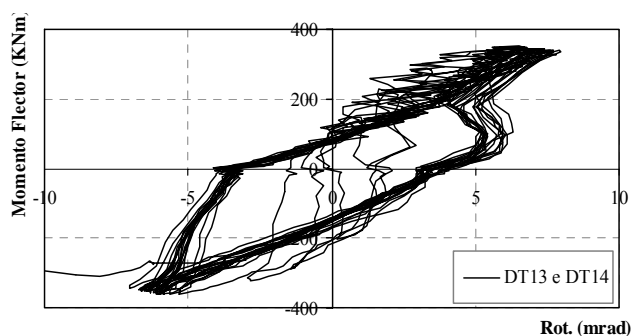


Figura 3-72 – Rotação da placa de extremidade.

Na Figura 3-73 representa-se a energia total dissipada ciclo a ciclo, assim como a energia dissipada pelo painel da alma do pilar e a restante parcela, que diz respeito praticamente na sua

totalidade à placa de extremidade. Na Figura 3-74, representa-se a energia dissipada acumulada ao longo do ensaio.

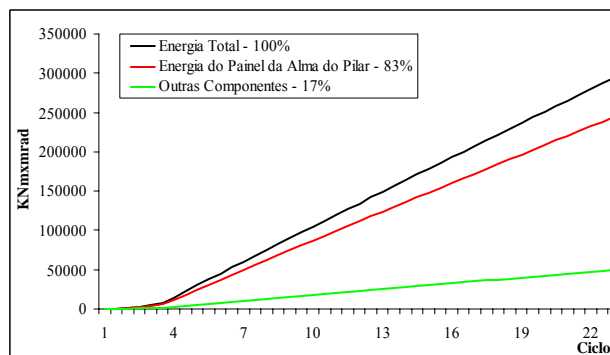
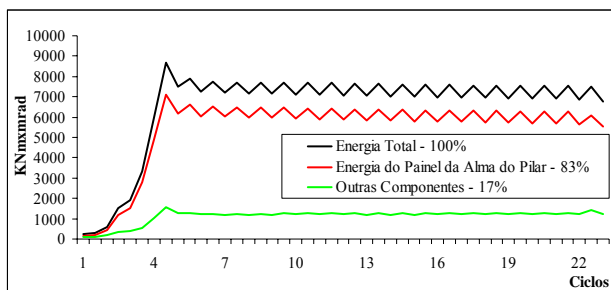


Figura 3-73 – Energia dissipada ciclo a ciclo.

Figura 3-74 – Energia dissipada acumulada.

Apesar da alta contribuição do painel da alma do pilar, para a absorção de deformação, o pilar após o final do ensaio permanece praticamente na vertical, como se observa na Figura 3-75. A deformação dos banzos do pilar é praticamente inexistente, fruto dos reforços transversais, que transferem toda a deformação para o painel da alma. Na zona dos parafusos, a placa de extremidade é a componente que tem alguma deformação, como se observa na Figura 3-76, mas acaba por romper sem que a sua deformação por flexão seja muito significativa, como se demonstrou na Figura 3-72. Este comportamento da placa de extremidade resulta em parte da sua espessura e classe do aço, mas também da própria geometria da ligação escolhida, que a par dos parafusos de diâmetro M24, e da sua proximidade ao cordão de soldadura, não permitem grande deformação por flexão. Será de considerar, para trabalhos futuros, mais ensaios com diferentes alturas para os reforços transversais, de forma a aferir a sua interferência na flexão do banzo do pilar, e assim “aliviar” a participação do painel da alma do pilar.

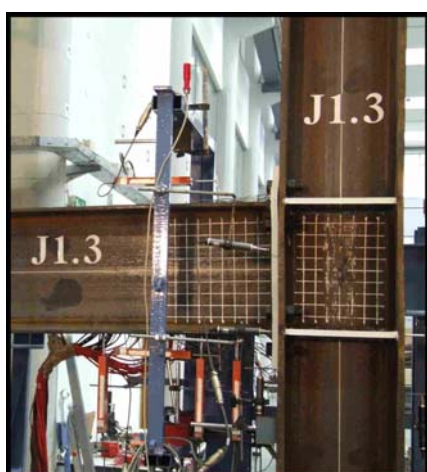
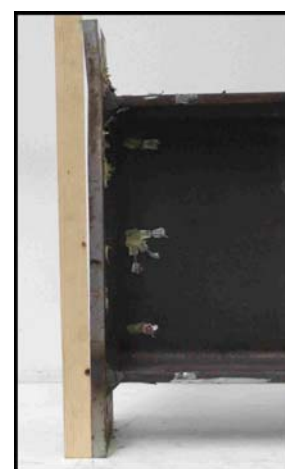


Figura 3-75 – Vista geral da ligação após o ensaio.



Figura 3-76 – Pormenores da deformação da placa de extremidade.



3.3.2 Estudo da Deformabilidade das Componentes

Tal como se procedeu para o ensaio monotónico, também para este ensaio cíclico se apresenta por completo o estudo da deformabilidade das diversas componentes instrumentadas com extensómetros eléctricos. Relativamente ao primeiro ensaio, verificaram-se algumas alterações no plano de instrumentação, nomeadamente, não se instrumentou o banzo livre do pilar, instrumentaram-se 5 parafusos em vez de 3 e respeitou-se a definição de deflectómetros apresentada na Figura 3-1. De facto, esta é a definição de instrumentação definitiva, que se manteve para os restantes ensaios.

Na Figura 3-77 apresenta-se a deformabilidade observada no painel da alma do pilar, nos pontos respectivos assinalados na Figura 3-37. Verifica-se que o nível de deformação máxima observado nos extensómetros exteriores, não é muito diferente da deformação máxima observada nos mesmos extensómetros no ensaio monotónico, à volta de $600 \mu m$, se bem que para um carregamento ligeiramente superior. Já o mesmo não acontece para os extensómetros posicionados entre os reforços. Nestes, a deformação máxima observada em valor absoluto é muito superior, na ordem dos $2500 \mu m$, em contraponto com o valor de aproximadamente $900 \mu m$ observado no ensaio monotónico. É importante analisar estes dois extensómetros individualmente. Observando a Figura 3-79 e a Figura 3-80, verifica-se que há um aumento de deformação negativa muito significativa quando se atinge o carregamento de 244 KNm e -261 KNm , respectivamente para o Ext.2 e Ext. 3. Na sequência desta plastificação da alma, atinge-se praticamente a deformação máxima, verificando-se como que uma recuperação no sentido contrário à medida que o número de ciclos aumenta.

Na Figura 3-78 a par da deformação dos extensómetros colados à alma do pilar, apresenta-se também a deformação dos extensómetros colados nos reforços transversais da alma do pilar Ext. 5 e 6. Nestes extensómetros o nível de deformação máxima não difere muito da observada no ensaio monotónico, relativamente baixa, denotando o comportamento elástico do material destas componentes.

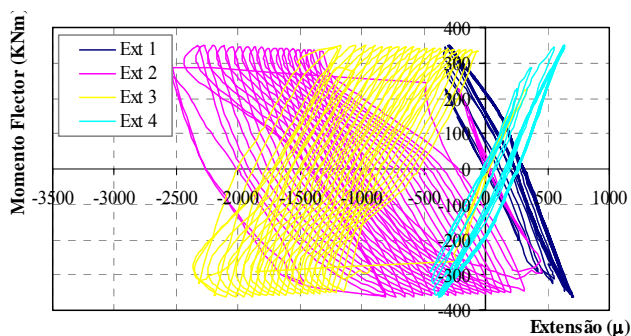


Figura 3-77 – Extensões na alma do pilar.

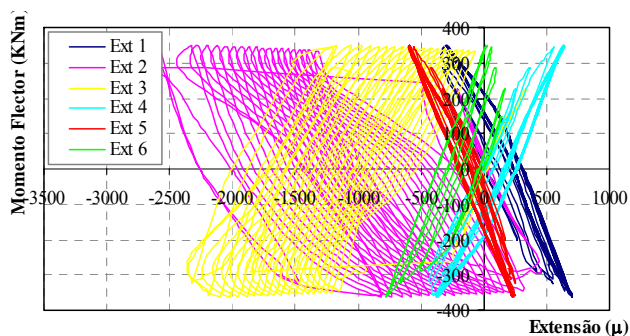


Figura 3-78 – Extensões na alma do pilar e nos reforços transversais da alma do pilar

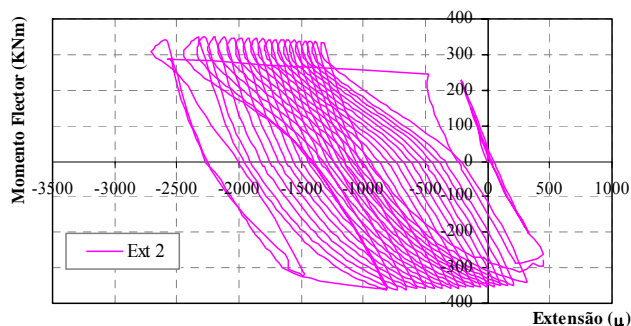


Figura 3-79 – Extensões na alma do pilar Ext. 2.

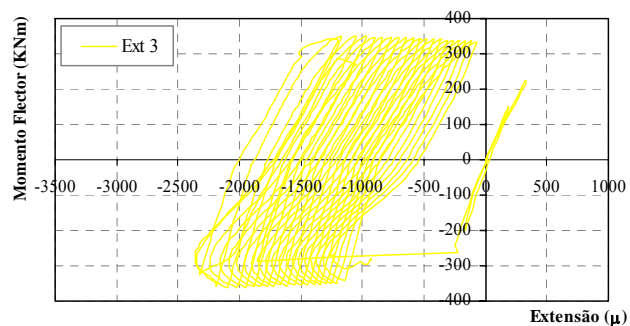


Figura 3-80 – Extensões na alma do pilar Ext. 3.

Na Figura 3-81 apresentam-se as deformações observadas nos extensómetros colados nos banzos inferior e superior da viga. Verifica-se que há uma maior plastificação dos extensómetros posicionados no banzo inferior, fruto da maior amplitude de força aplicada no sentido do carregamento da viga (momentos negativos), como aliás se confirma pela curva histerética já apresentada na Figura 3-68. É no entanto necessário justificar porque é que este desfaseamento na aplicação do carregamento aconteceu, se bem que é difícil conseguir um comportamento perfeitamente simétrico, como se irá mostrar nos outros ensaios cíclicos. O ensaio feito anteriormente foi o ensaio monotónico com a viga a ser carregada, o que quer dizer que todas as folgas ficam anuladas neste sentido. Para se conseguir um comportamento simétrico é necessário considerar pelo menos mais dois centímetros no deslocamento a aplicar no sentido oposto, precisamente para compensar as folgas que neste sentido já estão anuladas, coisa que neste ensaio não aconteceu.

Na Figura 3-83 e Figura 3-84 apresentam-se respectivamente a deformação dos extensómetros 10 e 12, dois dos três colocados no banzo inferior da viga. Verifica-se claramente que existe plastificação do banzo inferior logo no segundo ciclo da amplitude constante, que leva esta zona

do banzo para uma deformação máxima considerável, deixando antever alguma instabilidade local.

Na Figura 3-82, a par do extensómetro central do banzo superior e inferior da viga apresentam-se as deformações dos extensómetros unidireccionais colados na alma da viga ao nível dos parafusos. O nível de deformação observado é baixo com uma trajectória quase linear, o que revela que esta componente está praticamente em regime elástico.

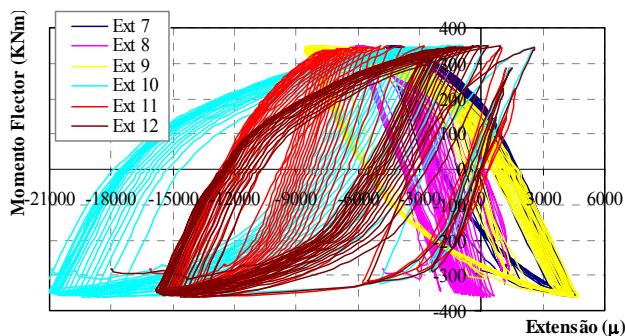


Figura 3-81 – Extensões no banzo superior e inferior da viga.

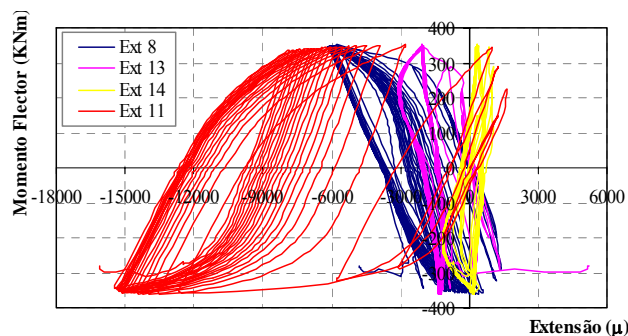


Figura 3-82 – Extensões nos banzos e na alma da viga ao nível dos parafusos.

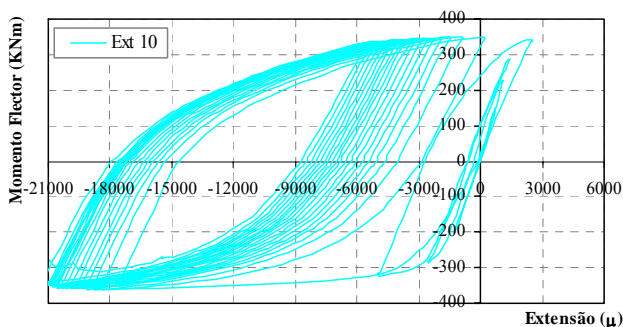


Figura 3-83 – Deformação do banzo inferior da viga Ext. 10.

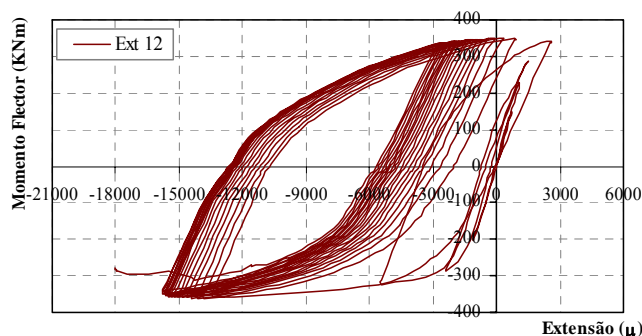


Figura 3-84 – Deformação do banzo inferior da viga Ext. 12.

Seguindo o estudo da deformabilidade das componentes, apresenta-se da Figura 3-85 as deformações observadas na placa estendida da placa de extremidade. Os extensómetros 16 e 26 apresentam maiores amplitudes de deformação, com uma clara plastificação do material e uma significativa degradação de rigidez especialmente à medida que a rotura se aproxima. Mais uma vez se refere que estes dois extensómetros estão colocados na linha horizontal de rotura da placa de extremidade, daí se justificar esta redução da rigidez nos últimos ciclos de carga.

A Figura 3-86 mostra que a placa de extremidade entre banzos da viga sofre uma deformação baixa, como o demonstra em especial a deformação do extensómetro 19.

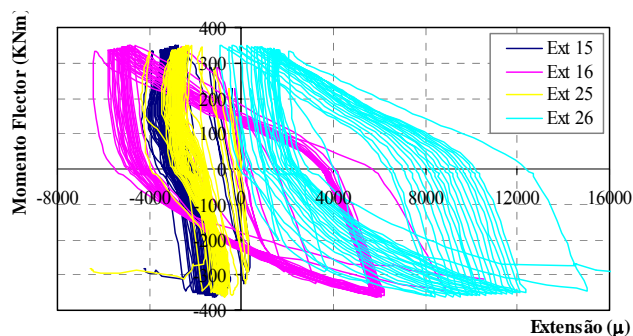


Figura 3-85 – Extensões na parte estendida da placa de extremidade.

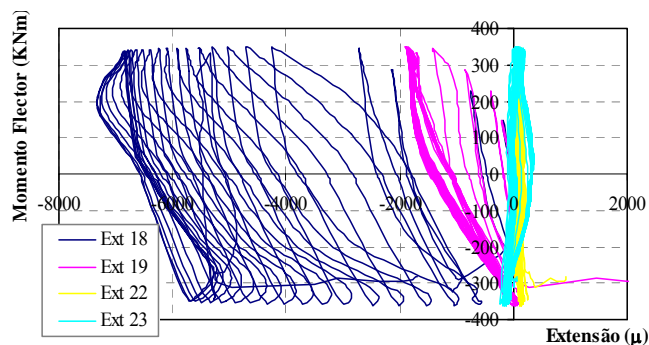


Figura 3-86 – Extensões na altura da placa de extremidade.

Na Figura 3-87 mostram-se as extensões na largura da placa estendida entre o banzo superior da viga e a primeira linha de parafusos. O extensómetro 4 deixou de medir logo no início do ensaio, contudo observando a deformação do extensómetro 18, verifica-se que a sua deformação atinge os níveis do extensómetro 16, como seria de esperar. Na Figura 3-88 apresentam-se as deformações em redor do parafuso P3, posicionado na segunda linha do lado esquerdo. Como já se tinha verificado, a placa entre banzos está significativamente menos solicitada que a placa estendida. O extensómetro 20 descolou-se passados alguns ciclos, pelo que a sua observação merece algumas reservas.

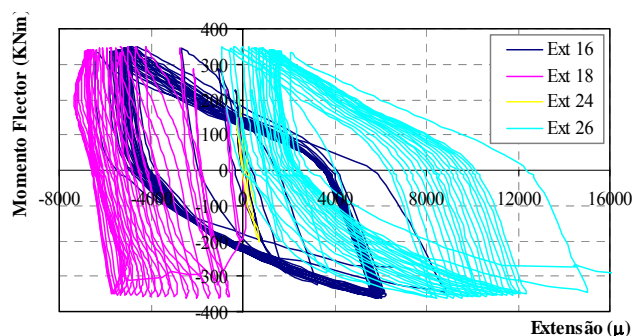


Figura 3-87 – Extensões na largura da parte estendida da placa de extremidade.

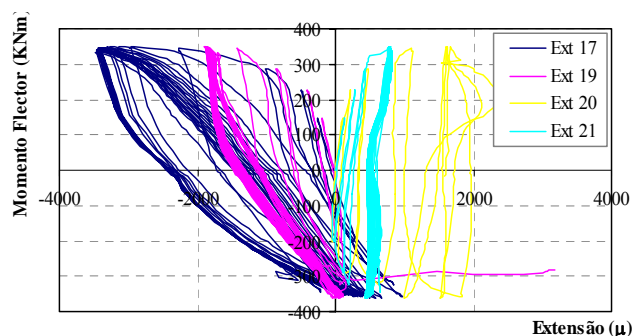


Figura 3-88 – Extensões em redor do parafuso P3 na placa de extremidade.

De seguida apresenta-se a análise do estado de tensão dos mesmos pontos do ensaio monotónico. Começando pelo painel da alma do pilar, pode observar-se, respectivamente na Figura 3-89 e Figura 3-90 as extensões e as tensões principais, estas acompanhadas do respectivo limite da validade e as tensões comparativas de *Von Mises*. Como seria espectável, a alma plastifica logo no início dos ciclos de amplitude constante, mantendo-se o seu comportamento em regime plástico, daí a sua alta contribuição na dissipação total de energia da ligação. Pode ainda observar-se que não apresenta degradação de resistência nem de rigidez. Se os valores das tensões principais obtidas com o valor das tensões de *Von Mises* conclui-se que o critério de

cedência não é satisfeito na maior parte da sua trajetória. O ângulo das tensões principais, apresentado na Figura 3-93 alterna entre os -45° e 45° , o que evidencia a simetria da ligação.

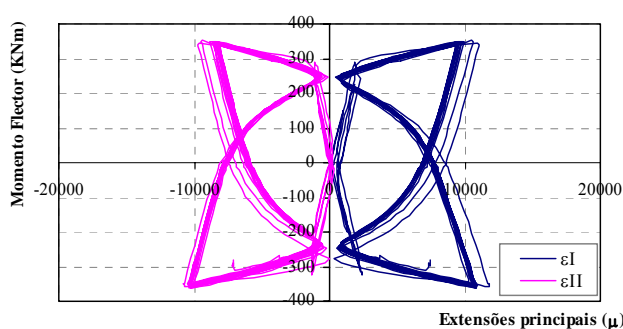


Figura 3-89 – Extensões principais na alma do pilar.

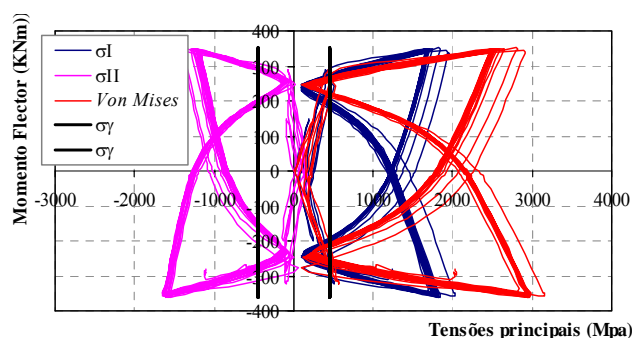


Figura 3-90 – Tensões principais na alma do pilar.

Observando o estado de tensão da alma da viga (Figura 3-92), conclui-se uma vez mais o seu baixo nível de tensão, posicionando-se todo o seu comportamento entre os limites de cedência do material. O ângulo das tensões principais, apresentado na Figura 3-94 varia também entre os -45° e 45° , no entanto não se verifica uma permanência do patamar dos -45° e 45° , como na alma do pilar.

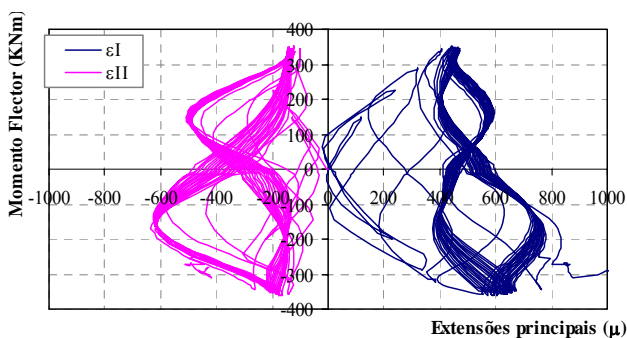


Figura 3-91 – Extensões principais na alma da viga.

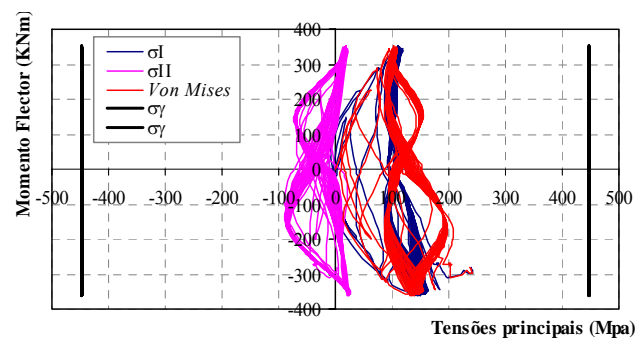


Figura 3-92 – Tensões principais na alma da viga.

Da análise do estado de tensão do ponto abaixo do parafuso P3, como se assinala na Figura 3-37, conclui-se também que a tensão instalada da placa entre banzos, ao longo do ensaio, não ultrapassa os limites de cedência. O andamento do ângulo das tensões principais pode ser observado na Figura 3-99.

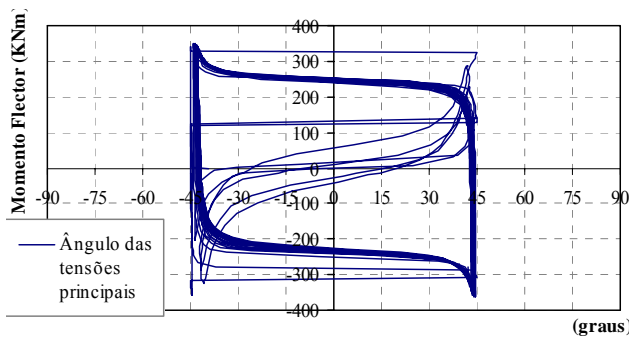


Figura 3-93 – Ângulo das tensões principais na alma do pilar.

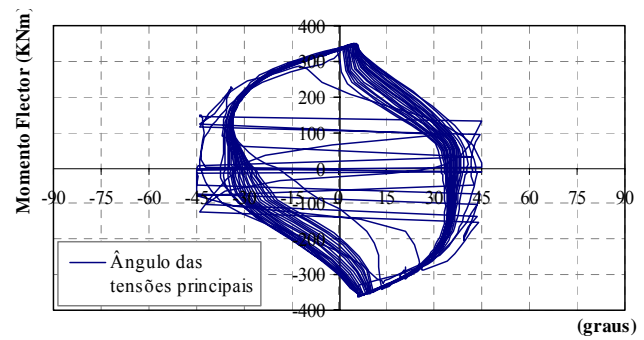


Figura 3-94 – Ângulo das tensões principais na alma da viga.

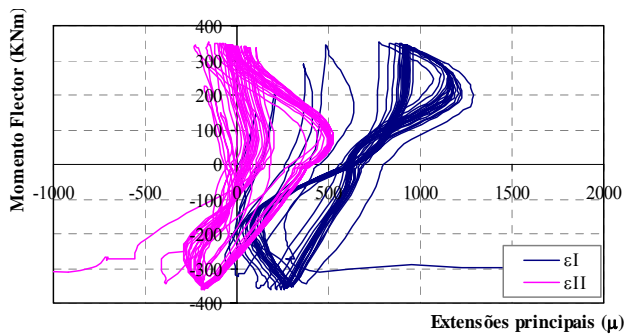


Figura 3-95 – Extensões principais na placa de extremidade entre banzos.

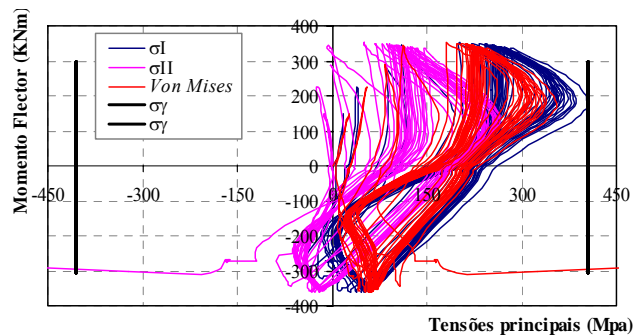


Figura 3-96 – Tensões principais na placa de extremidade entre banzos.

A par da alma do pilar, a placa extremidade estendida é a componente onde se verifica que o seu comportamento ultrapassa o limite de cedência do respectivo material, como também se observa na Figura 3-97 e Figura 3-98, respectivamente para as extensões e tensões principais. A diferença, entre estas duas componentes, para além do nível de deformação atingido, o que tem implicação no nível de dissipação de energia, está relacionada com a maior degradação de rigidez observada na placa de extremidade, que leva inevitavelmente à sua rotura.

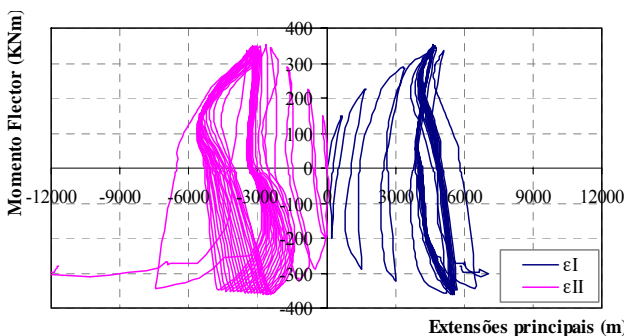


Figura 3-97 – Extensões principais na placa de extremidade parte estendida.

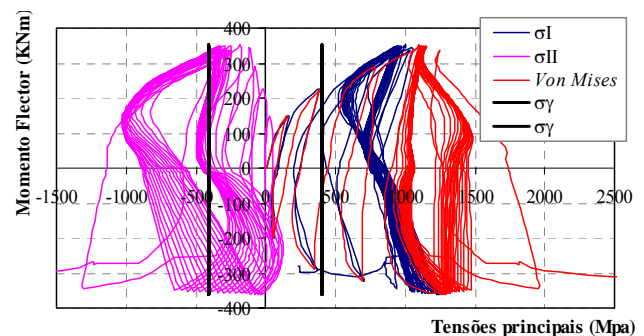


Figura 3-98 – Tensões principais na placa de extremidade parte estendida.

O ângulo das tensões principais de tracção do ponto em estudo, na placa de extremidade estendida posiciona-se praticamente constante nos -15° .

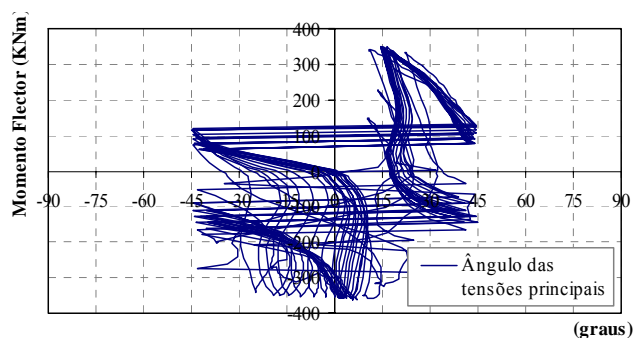


Figura 3-99 – Ângulo das tensões principais na placa de extremidade entre banzos.

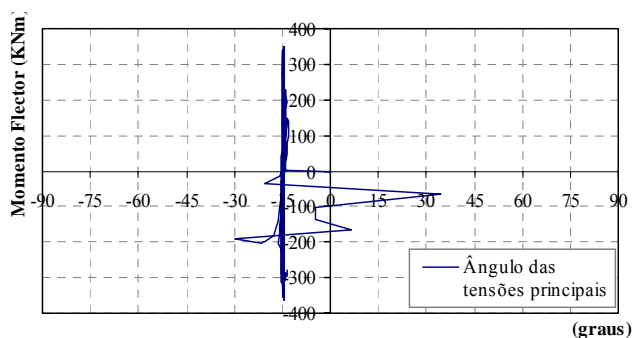


Figura 3-100 – Ângulo das tensões principais na placa de extremidade parte estendida.

Por fim falta analisar o comportamento dos cinco parafusos instrumentados neste ensaio. Os primeiros três, P1, P2 e P3, apresentam comportamentos opostos aos restantes P4 e P5, como seria de esperar e se pode observar nas três figuras seguintes. Seria de esperar um comportamento mais semelhante entre os parafusos P1 e P2, o que na realidade não acontece se observarmos as extensões máximas e as respectivas tensões e forças máximas atingidas. Esta diferença pode revelar alguma excentricidade na aplicação da carga na viga, o que leva a que a repartição da força não seja totalmente simétrica para os dois parafusos. A solicitação observada no parafuso P3 deverá ser ligeiramente superior à observada no parafuso P4, em função da maior amplitude de carregamento para os momentos negativos, o que se confirma observando na Figura 3-103 as forças máximas atingidas. Já a solicitação do parafuso P5, parece contradizer o que é acabado de ser referido, porque seria de esperar uma solicitação inferior à verificada no parafuso P1 ou P2. Contudo parece haver uma plastificação do mesmo logo no início do carregamento, o que impede uma total recuperação da deformação.

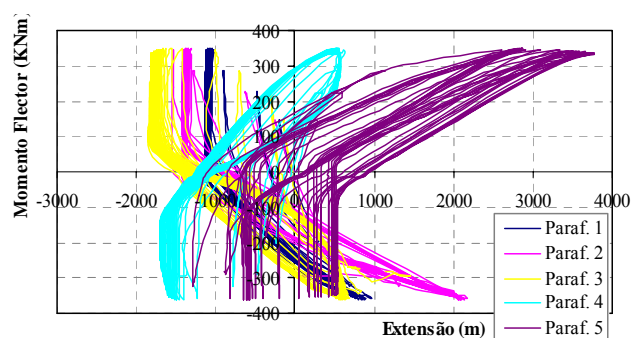


Figura 3-101 – Extensões nos parafusos P1, P2, P3, P4 e P5.

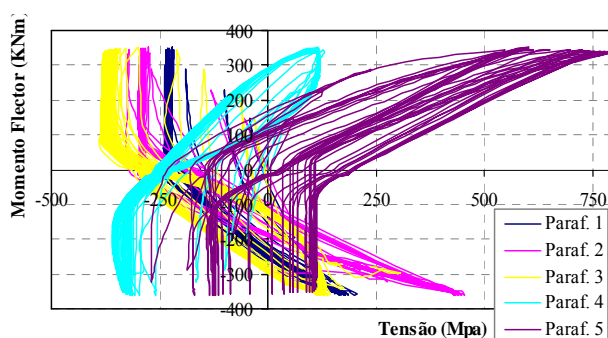


Figura 3-102 – Tensões nos parafusos P1, P2, P3, P4 e P5.

Verifica-se que a amplitude da tensão instalada em todos os parafusos é inferior à tensão de rotura média encontrada nos ensaios de caracterização mecânica, que aponta para um valor de 1170 MPa. Para melhor se perceber o comportamento estrutural do parafuso P1 apresenta-se, na

Figura 3-104, a sua deformação individualizada ao longo do carregamento, Relembra-se que os parafusos foram pré-esforçados com uma força equivalente a aproximadamente 20% da sua tensão de rotura. Como o início do carregamento é positivo, observa-se uma ligeira recuperação da sua deformação inicial. Quando o carregamento se inverte, para momentos negativos, o parafuso P1 volta a ser traccionado.

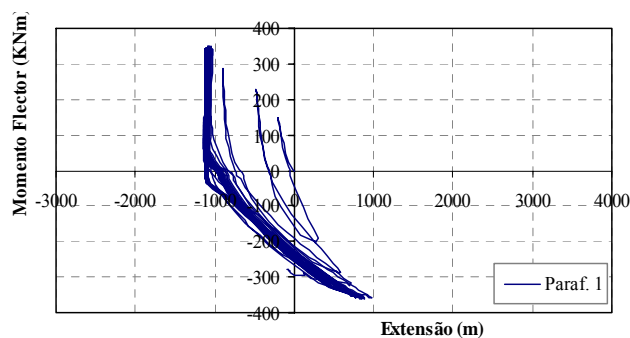
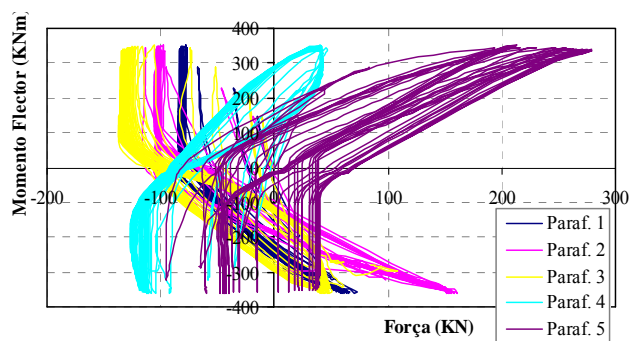


Figura 3-103 – Forças nos parafusos P1, P2, P3, P4 e P5.

Figura 3-104 – Deformação individualizada do parafuso P1.

3.4 APRESENTAÇÃO RESUMIDA DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

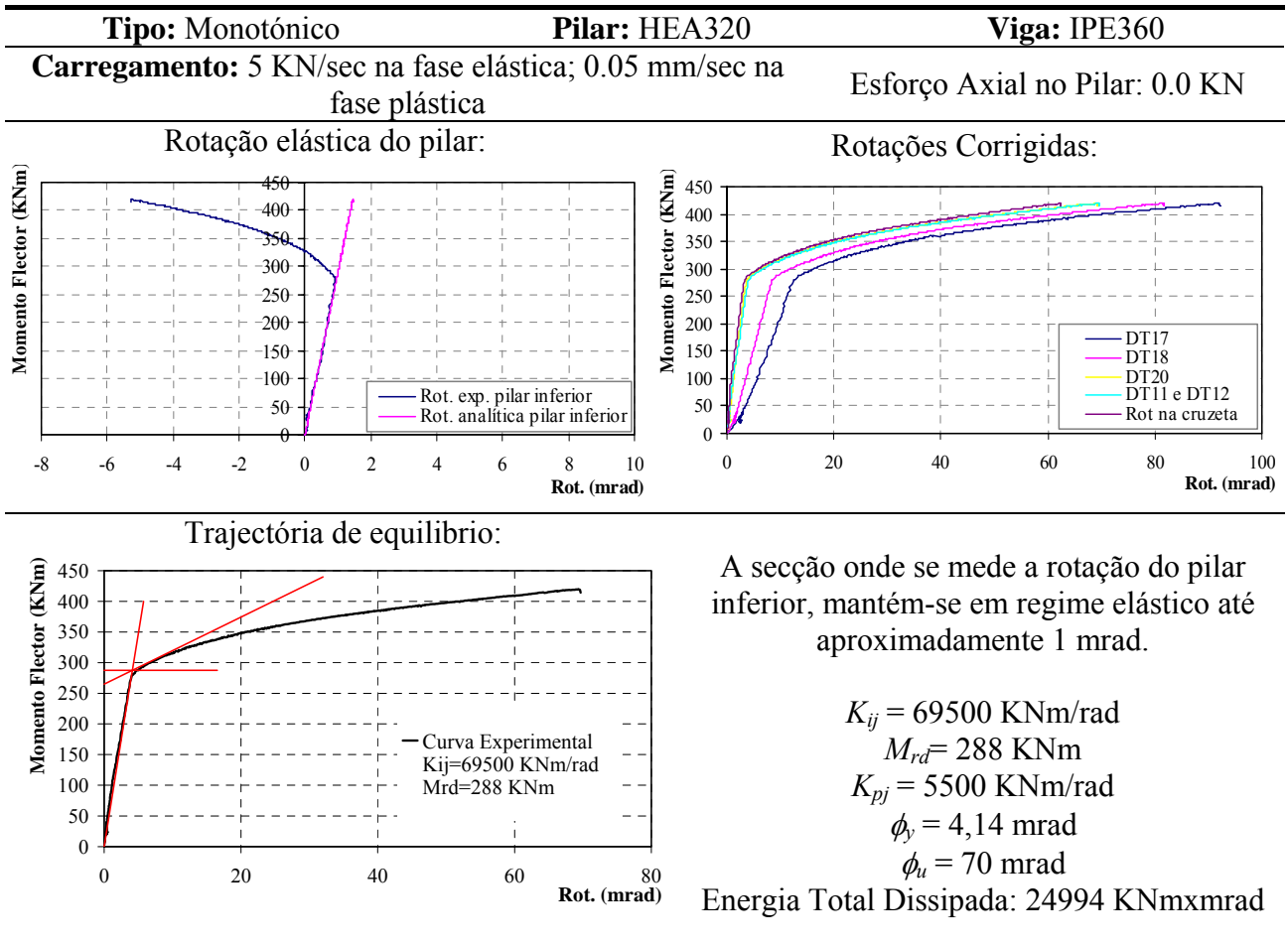
De seguida serão apresentados de uma forma resumida os resultados dos ensaios experimentais, de todas as ligações ensaiadas, recorrendo para isso a tabelas tipo. Para cada série será em primeiro lugar apresentado o ensaio monotónico e logo de seguida os ensaios cíclicos realizados para a mesma série.

Os modelos da série J2, têm a mesma geometria que os da série J1, variando o esforço aplicado ao modelo. Para além do momento-flector na ligação, aplicado através do actuador hidráulico na consola da viga, aplicou-se esforço axial no pilar, da forma como referido no Capítulo 2. No ensaio monotónico (J2.1) e no primeiro ensaio cíclico (J2.3) aplicou-se um esforço axial no pilar constante de 80 Ton (aprox. 800 kN), o que representa aproximadamente 18 % da resistência plástica da secção do pilar HEA320, considerando o valor nominal da tensão de cedência do aço S355. Para o segundo ensaio cíclico, (J2.2) se fosse seguida a estratégia inicialmente estabelecida, variar-se-ia unicamente as amplitudes de aplicação da deformação da viga, o que na realidade não aconteceu. Optou-se por manter a mesma estratégia de carregamento cíclico, aumentando-se o esforço axial no pilar para 120 Ton (aprox. 1200 kN), o que representa aproximadamente 27 % da resistência plástica da secção do pilar.

Nos ensaios da série J3 alterou-se a secção do pilar (HEB320), mantendo-se a secção da viga e as estratégias de carregamento. Nos ensaios da série J4, retomou-se a secção inicial do pilar

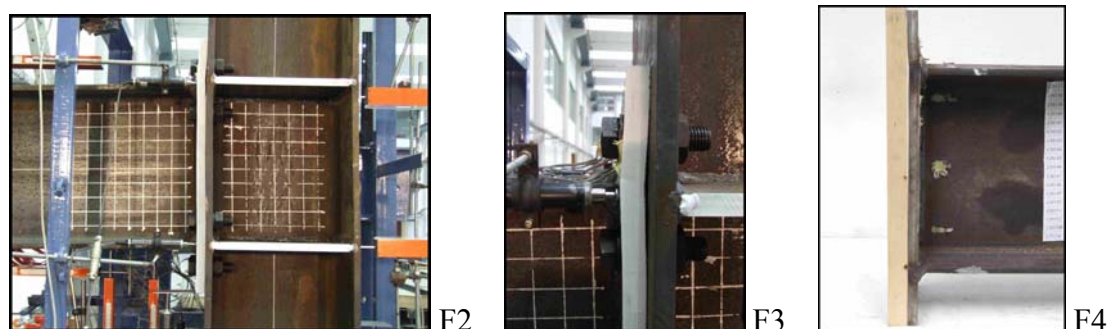
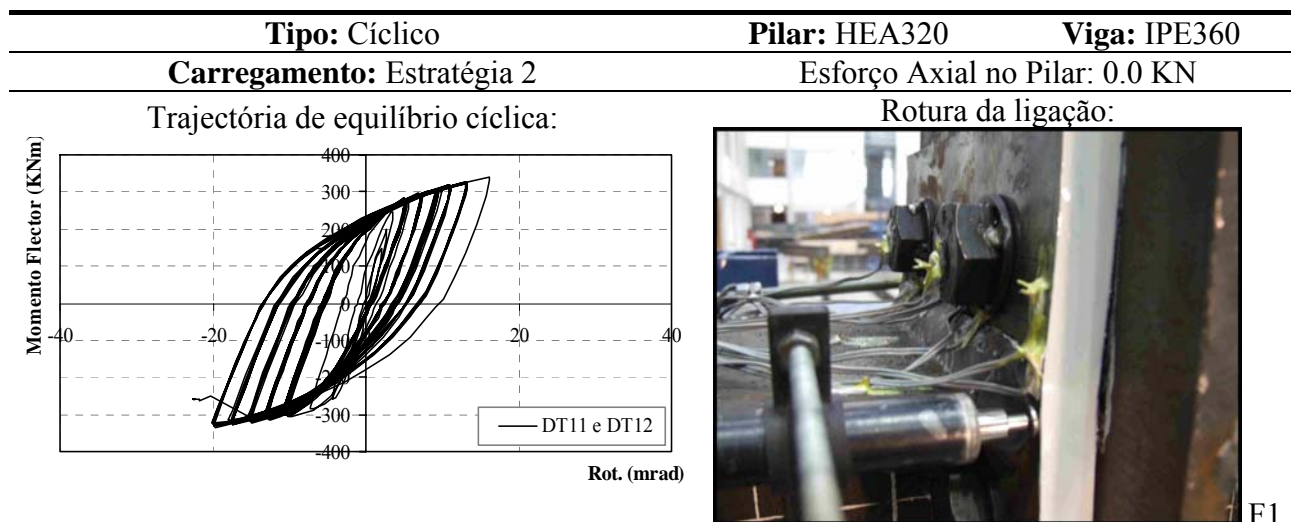
(HEA320) e alterou-se a secção da viga (HEA280). De notar que nesta última série a placa de extremidade da ligação é mais larga do que nas ligações anteriores o que eleva a sua capacidade resistente, aliada ao facto de a viga ser mais baixa o que aumenta a necessidade de resistência dos parafusos para o mesmo esforço instalado na ligação. Tudo isto levou à rotura de um destes parafusos mais esforçados, no caso um dos parafusos da linha 1.

3.4.1 Ligações do Grupo J1



Observou-se a cedência da ligação pelo painel da alma do pilar. Continuou-se o carregamento até que se verificou uma rotura completa de uma das componentes, neste caso a placa de extremidade, como se pode observar na Figura 3-14. A cedência da ligação ocorreu para uma rotação igual a aproximadamente 70 mrad, enquanto que a rotura, tal como se observa na Figura 3-14 b) corresponde a uma rotação da ligação superior a 140 mrad.

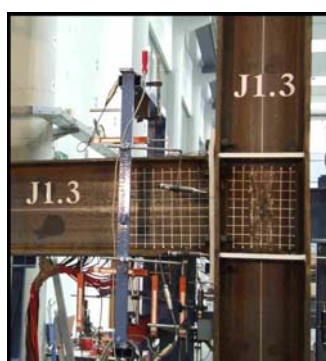
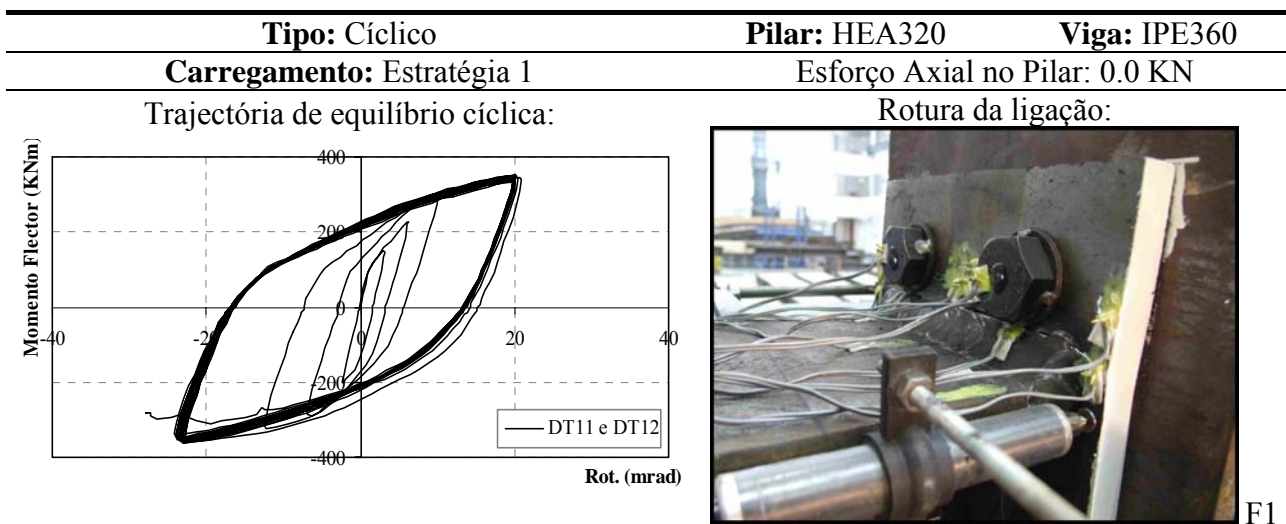
Tabela 3-1 Comportamento global da ligação J1.1.



A trajectória apresenta-se estável, sem *pinching*, sem degradação de resistência e uma reduzida degradação de rigidez. A ligação completou 82 ciclos, e rompeu à passagem do ciclo 83º quando se aumentou o carregamento para a amplitude seguinte. O modo de rotura foi o mesmo verificado no ensaio J1.3, ou seja na interface cordão de soldadura placa de extremidade, como se pode observar na figura F1. Calculando a energia total dissipada conclui-se que dissipou 435156,50 KNm×mrad, um valor significativamente superior ao observado na ligação J1.3, devido às menores amplitudes de carregamento aplicadas. Atingiu uma deformação máxima entre -20 e 16 mrad a que correspondem os valores de resistência de -327 KNm e +340 KNm, respectivamente.

Na Figura F2 pode observar-se a configuração final da ligação após a rotura. O pilar, apesar da contribuição maioritária do painel da sua alma, permanece vertical e praticamente indeformável. Na Figura F3 vê-se o afastamento da placa de extremidade relativamente ao banzo do pilar e na Figura F4 pode observar-se em pormenor da deformação da placa de extremidade estendida. Em resultado das baixas amplitudes de carga aplicadas, a ligação rompe pela interface cordão de soldadura placa de extremidade sem que na realidade esta se deforme muito.

Tabela 3-2 Comportamento global da ligação J1.2.



F2

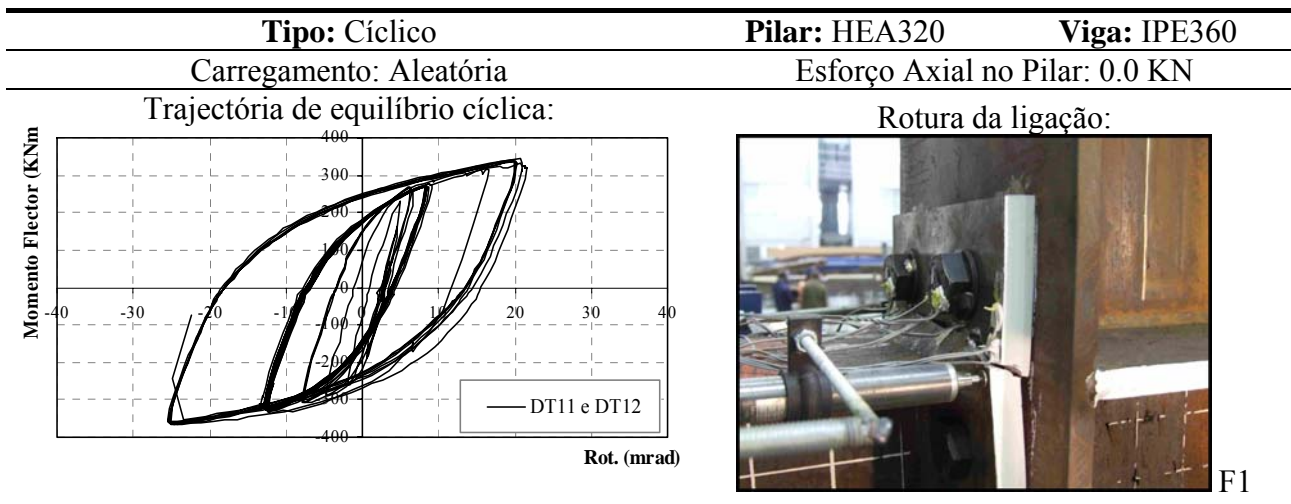


F3

Pode-se verificar que a trajectória cíclica apresenta um comportamento muito estável, com *pinching* praticamente inexistente, sem degradação de resistência e com uma pequena percentagem de degradação de rigidez. A ligação rompeu de uma forma gradual. No ciclo 18 observa-se já algum destacamento do cordão de soldadura relativamente ao banzo da viga, como se vê na Figura 3-69 F1. A ligação rompeu à passagem pelo ciclo 22, para momentos negativos, na interface cordão de soldadura placa de extremidade, como se observa na fotografia em cima. Nesta trajectória histerética a ligação dissipou energia no valor de 293979,45 KNm×mrad, atingiu uma deformação máxima entre -24 e 20 mrad a que correspondem os valores de resistência de -361 KNm e +351 KNm, respectivamente.

Apesar da alta contribuição do painel da alma do pilar, para a absorção de deformação, o pilar após o final do ensaio permanece praticamente na vertical, como se observa na Figura F2. A deformação dos banzos do pilar é praticamente inexistente, fruto dos reforços transversais, que transfere toda a deformação para o painel da alma. Na zona dos parafusos, a placa de extremidade é a componente que tem alguma deformação, como se observa na F3.

Tabela 3-3 Comportamento global da ligação J1.3.



F2



F3



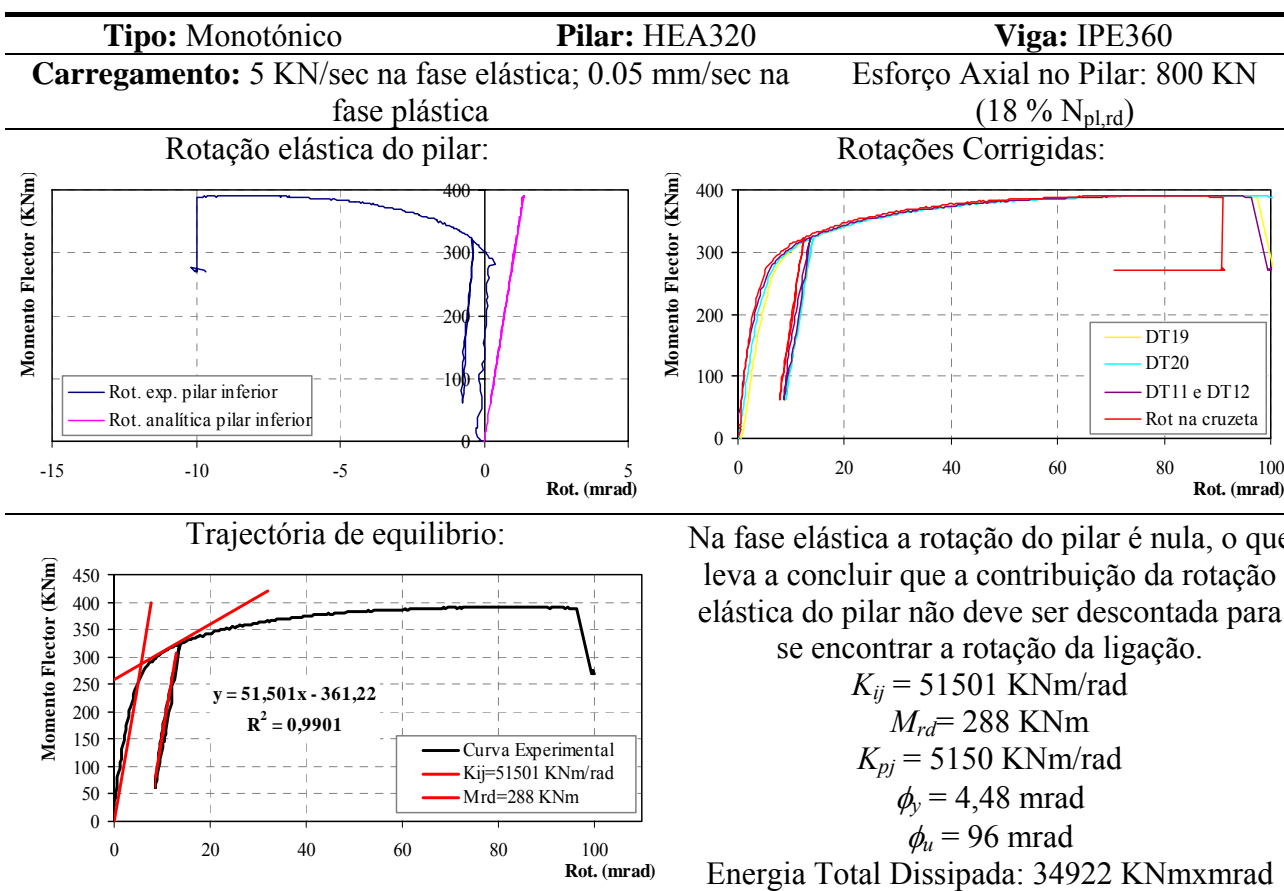
F4

Este terceiro ensaio cíclico só se realizou nesta primeira série de ensaios, pelas razões já apontadas atrás. A estratégia de carregamento foi mais ou menos aleatória, com os primeiros ciclos de carga com amplitudes crescentes, seguidos de uma série de ciclos com amplitudes constantes. Após esta série de ciclos constantes aumentou-se consideravelmente a amplitude de deformação para logo de seguida se reduzir para aproximadamente metade, realizando-se vários ciclos nesta amplitude. Findos estes ciclos, aumentou-se novamente a deformação, com a repetição do carregamento até à rotura da ligação.

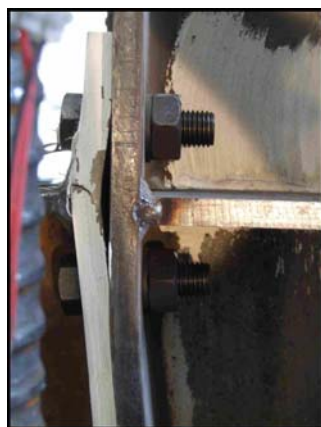
A trajectória tem um andamento estável, sem *pinching*, sem degradação de resistência e com uma pequena degradação de rigidez. A ligação completou 28 ciclos e rompeu à passagem do ciclo seguinte, para momentos negativos, dissipando 201945,9 KNm×mrad de energia. Attingiu uma deformação máxima entre -26 e 20 mrad a que correspondem os valores de resistência de -361 KNm e +343 KNm, respectivamente. O modo de rotura observado foi uma vez mais pela interface cordão de soldadura placa de extremidade, como se pode observar pela Figura F1 e F2. Fruto do carregamento imposto, observou-se uma rotura menos dúctil que as anteriores, houve um completo destacamento da parte estendida da placa de extremidade, como se observa na Figura F3. O pilar permanece vertical como se pode observar na Figura F4.

Tabela 3-4 Comportamento global da ligação J1.4.

3.4.2 Ligações do Grupo J2



F1



F2



F3

O modo de rotura observado foi novamente entre o cordão de soldadura e a placa de extremidade, obrigando à deformação da placa de extremidade como se mostra na Figura F1 e F2. Repare-se que a deformação da placa de extremidade dá-se pelo afastamento desta em relação ao banzo, ao contrário dos ensaios cíclicos, em que se observa o mesmo modo, mas o afastamento da placa em relação ao banzo é consideravelmente menor. Na Figura F3 mostra-se em pormenor a leve deformação a que um dos parafusos da primeira linha ficou submetido após o ensaio.

Tabela 3-5 Comportamento global da ligação J2.1.

Tipo: Cíclico	Pilar: HEA320	Viga: IPE360
Carregamento: Estratégia 1	Esforço Axial no Pilar: 1200 KN (27 % $N_{pl,rd}$)	
Trajectória de equilíbrio cíclica:		Rotura da ligação:
		F1



F2



F3

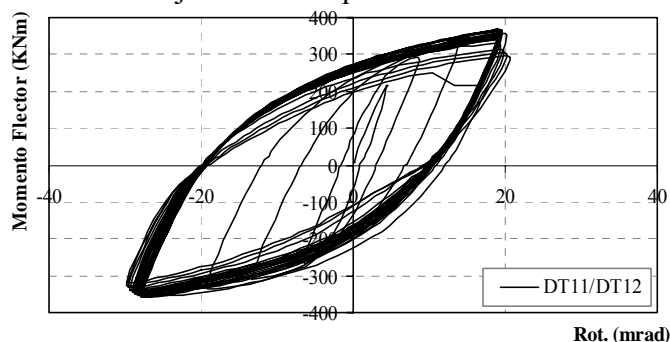
Pela observação da curva histerética Momento-flector Rotação pode-se observar, que se trata de uma trajectória estável, sem *pinching* e com pouca degradação de rigidez. À passagem dos semi-ciclos 14 e 15 ouviram-se os primeiros “estalidos”, que indicam o início da cedência do aço, verificando-se a rotura da ligação no semi-ciclo 54 (ciclo 27), para momentos positivos, pela ligação do cordão de soldadura com o banzo da viga, como se observa na Figura F1. A ligação dissipou 368537,7 KNm/mrad de energia atingindo as deformações máxima de -23,50 mrad e 20,78 mrad a que corresponde respectivamente um esforço de flexão na ligação de -352,69 KNm e 365,19 KNm.

Na figura F2 observa-se que o descolamento do banzo ocorre até à alma da viga. Na Figura F3 observa-se o banzo livre do pilar, numa fase final do carregamento. Observa-se a plastificação das fibras imediatamente junto aos reforços transversais, respectivamente abaixo e acima do reforço superior e inferior. De qualquer forma, e considerando a alta contribuição do painel da alma do pilar na dissipação da energia total da ligação, a aparência tanto de verticalidade dos pilares como de deformação nestas zonas críticas, deixam antever uma considerável integridade estrutural por parte destes.

Tabela 3-6 Comportamento global da ligação J2.2.

Tipo: Cíclico	Pilar: HEA320	Viga: IPE360
Carregamento: Estratégia 1	Esforço Axial no Pilar: 800 KN (18 % $N_{pl,rd}$)	

Trajectória de equilíbrio cíclica:



Rotura da ligação:



F1



F2



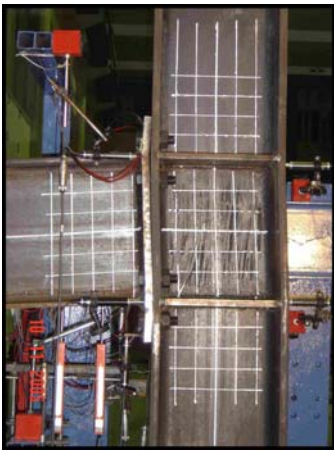
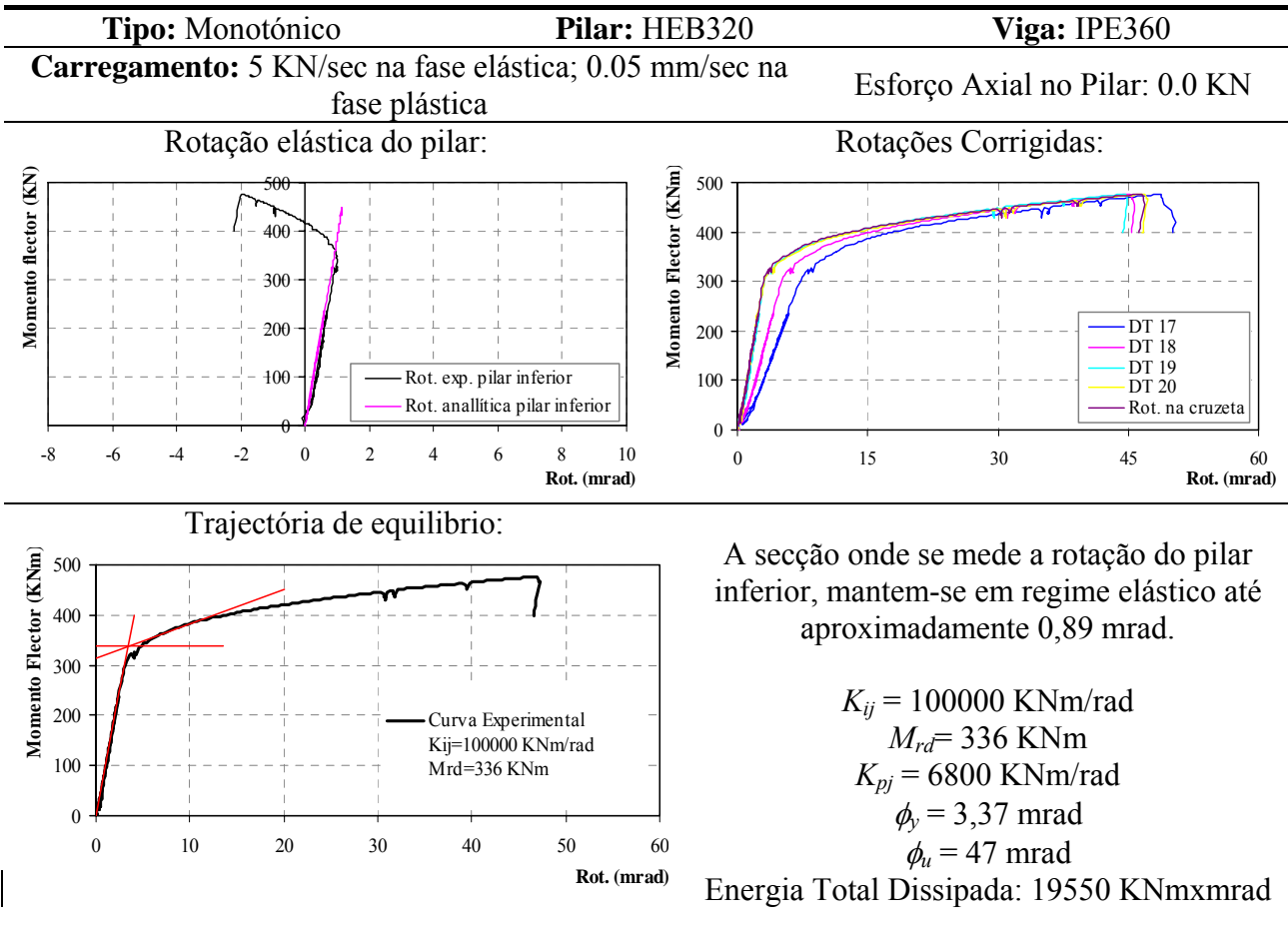
F3

Também este ensaio revela uma ligação com um comportamento histerético estável, sem *pinching*. A degradação nesta ligação dá-se por perda de resistência e não tanto por perda de rigidez, sobretudo devido ao modo de rotura observado, que ocorreu pela ligação do cordão de soldadura ao banzo da viga, como se pode observar na Figura F1. No semi-ciclo 16 (ciclo 8) começaram-se a ouvir os primeiros “estalidos” da cedência do aço. A rotura aconteceu no semi-ciclo 54 (ciclo 27), para momentos positivos, dissipando 382944,9 KNm×mrad de energia, atingindo uma deformação máxima entre -28 e 19 a que correspondem os valores de resistência de -358 KNm e 368 KNm, respectivamente.

Os modos de rotura observados nas duas ligações solicitados a carregamentos cíclicos, com esforço axial no pilar foram idênticos. Observou-se o descolamento do banzo inferior em relação à placa de extremidade. Este descolamento desenvolveu-se até à alma da viga, como se vê na Figura F2 e F3.

Tabela 3-7 Comportamento global da ligação J2.3.

3.4.3 Ligações do Grupo J3

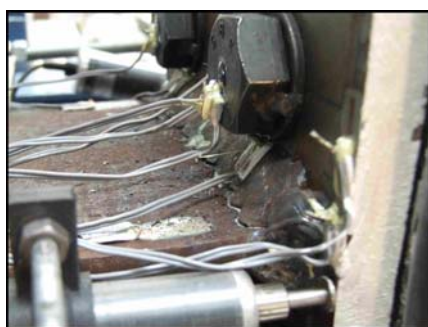
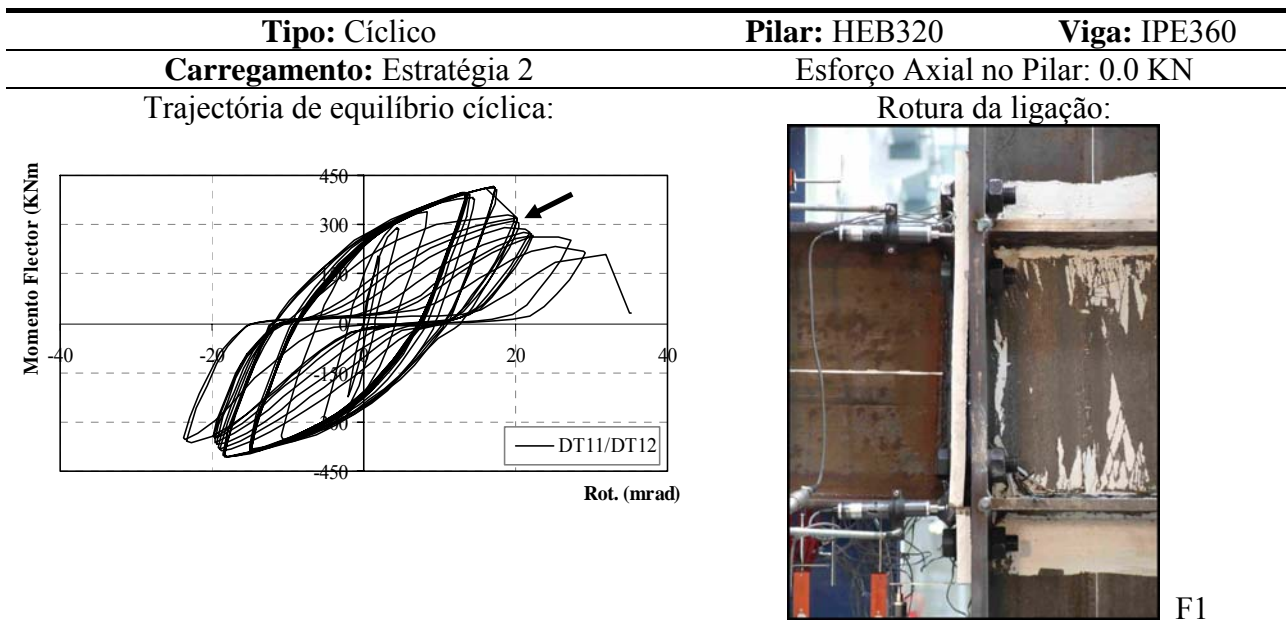


F1

A cedência experimental da ligação ocorreu pelo painel da alma do pilar. Este modelo não se levou à rotura como se pode observar na Figura F1.

Conclui-se que se trata de uma ligação mais resistente que a ligação J1.1 e ao mesmo tempo menos dúctil.

Tabela 3-8 Comportamento global da ligação J3.1.



F2

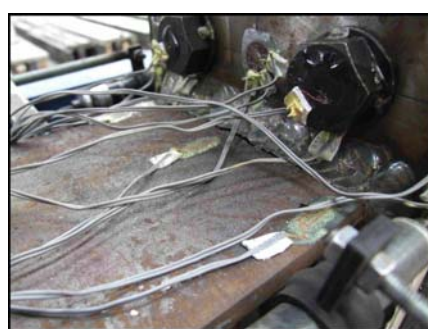
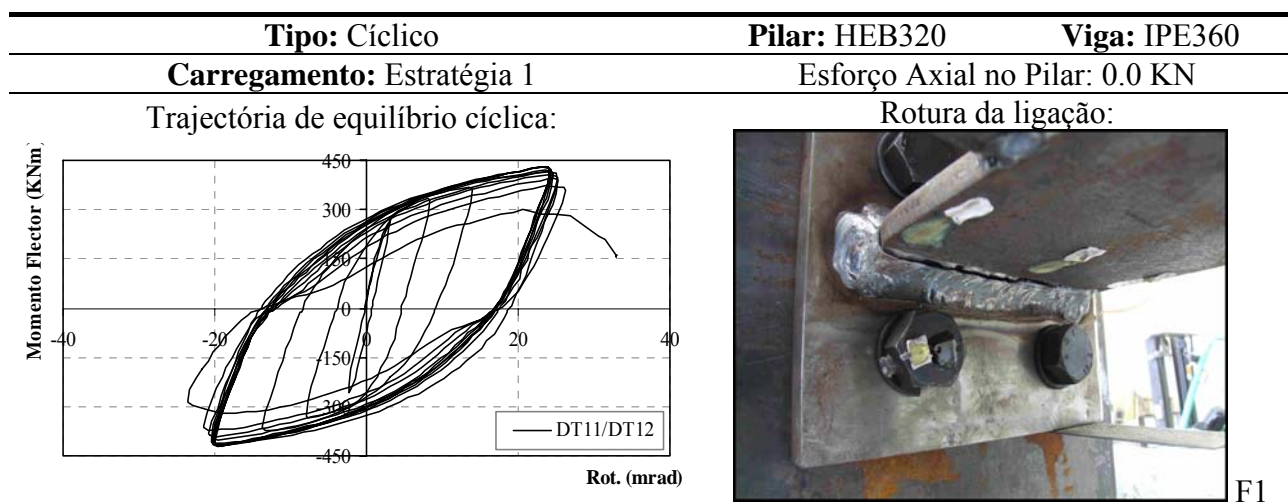


F3

Este modelo rompeu pela placa de extremidade estendida inferior, como se observa na Figura F1 ao fim de completar 26 ciclos, quando atingia uma resistência de 412 KNm e uma rotação de aproximadamente 16 mrad. Após a rotura, continuou-se a carregar o modelo, com as mesmas amplitudes de carga. No ciclo seguinte, assinalado na trajectória de equilíbrio através da seta representada, observou-se um acréscimo de deformação para 21 mrad e um decréscimo de resistência para 315 KNm. A partir deste ponto a ligação deixa de se comportar como ligação de placa estendida e passa a ter um comportamento característico das ligações de placa rasa “flush”. Deixa, portanto de demonstrar uma trajectória mais estável, para demonstrar uma trajectória marcada por fenómenos de desli-

zamento, aumentando a rotação e diminuindo a resistência. A partir do momento que a ligação se comporta como “flush”, a energia de deformação passa a ser absorvida pelos parafusos da terceira linha. A ligação acaba com romper totalmente pelos parafusos da linha 3 quando completava mais 9 ciclos. Esta rotura observada foi súbita, como se esperava dada a componente que estava a ser mais solicitada, como se observa na Figura F3.

Tabela 3-9 Comportamento global da ligação J3.2.

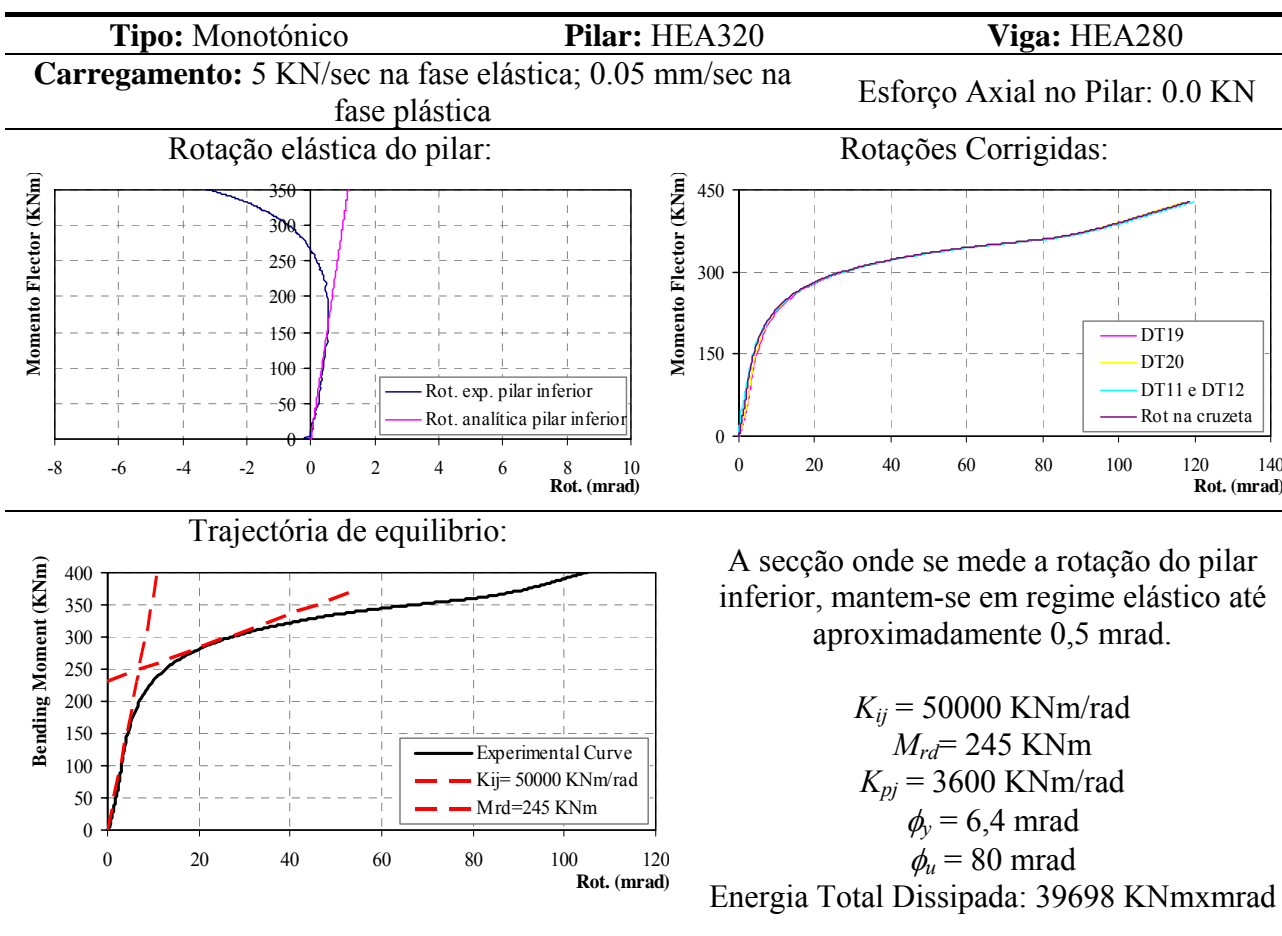


A ligação rompeu após o 13.º ciclo, dissipando 195075 KNm/mrad de energia atingindo as deformações máximas de -20,03 mrad e 24,05 mrad a que corresponde respectivamente um esforço de flexão na ligação de -408,64KNm e 427,64 KNm. Analisando a curva histerética, conclui-se que esta ligação não é afectada por fenómenos de *pinching*, apresenta uma trajectória estável, com alguma degradação de rigidez.

A rotura ocorreu pela interface de ligação entre o cordão de soldadura e os banzos da viga, para momentos positivos, isto é pelo banzo inferior, como se observa na Figura F1. Na Figura F2 observa-se o evoluir da rotura pela parte superior do banzo inferior da viga, que obriga à completa rotura transversal do cordão de soldadura pelo aproximar da alma da viga. O mesmo tipo de rotura poderia ter ocorrido pelo banzo superior, como se confirma pela observação da Figura F3, onde se começa a observar o mesmo tipo de fenómeno. A contribuição do painel da alma da coluna na dissipação de energia total é consideravelmente menor que nos ensaios da série J1, como se compreende pelas dimensões da secção do pilar em causa. Esta conclusão é perfeitamente perceptível pelo decorrer do ensaio e pela configuração de verticalidade observada no pilar após o ensaio mostrada na Figura F4.

Tabela 3-10 Comportamento global da ligação J3.3.

3.4.4 Ligações do Grupo J4



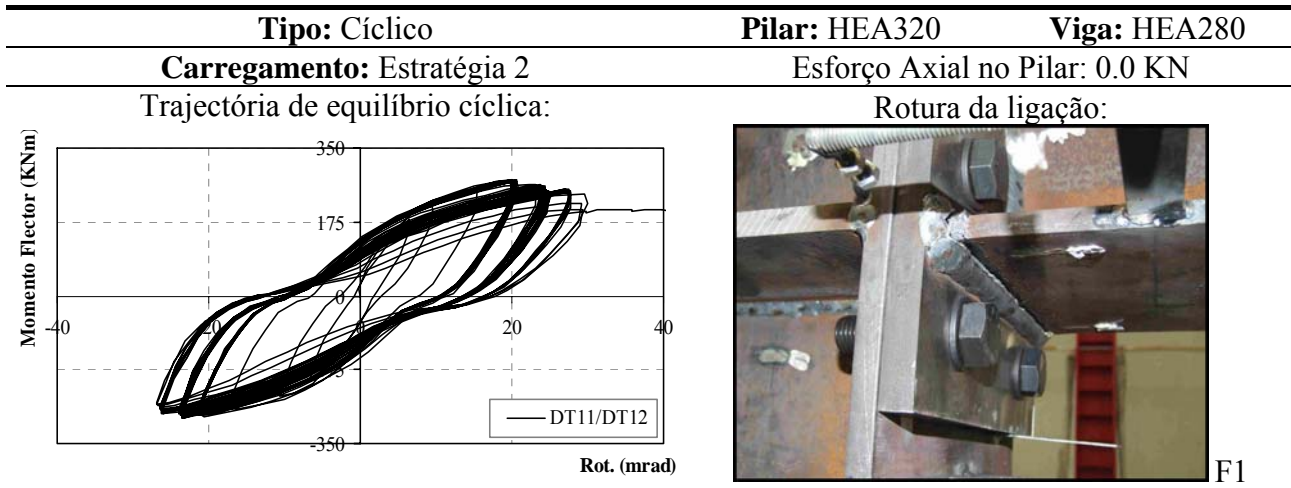
F1



F2

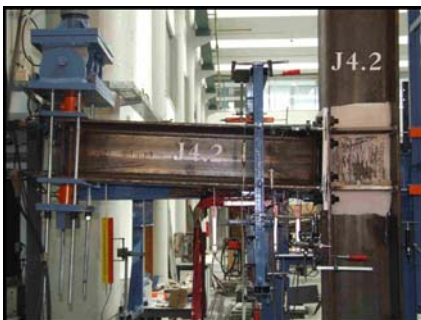
Esta ligação rompeu por um dos parafusos da linha 1, como se pode observar na Figura F1. Atingiu uma rotação superior a 100 mrad, sendo que a partir dos 80 mrad verifica-se o efeito de membrana, resultante da tracção da placa de extremidade estendida, como se observa na trajectória de equilíbrio. Na figura F2 pode-se observar a deformação final da ligação.

Tabela 3-11 Comportamento global da ligação J4.1.



F2

Esta série de ensaios cíclicos realizaram-se sem a aplicação do pré-esforço dos parafusos, ou seja em vez dos $\frac{3}{4}$ de volta com que foram apertados os parafusos dos restantes ensaios, nesta série de ensaios apenas se apertaram rodando os parafusos de $\frac{1}{4}$ de volta após a posição de encosto.

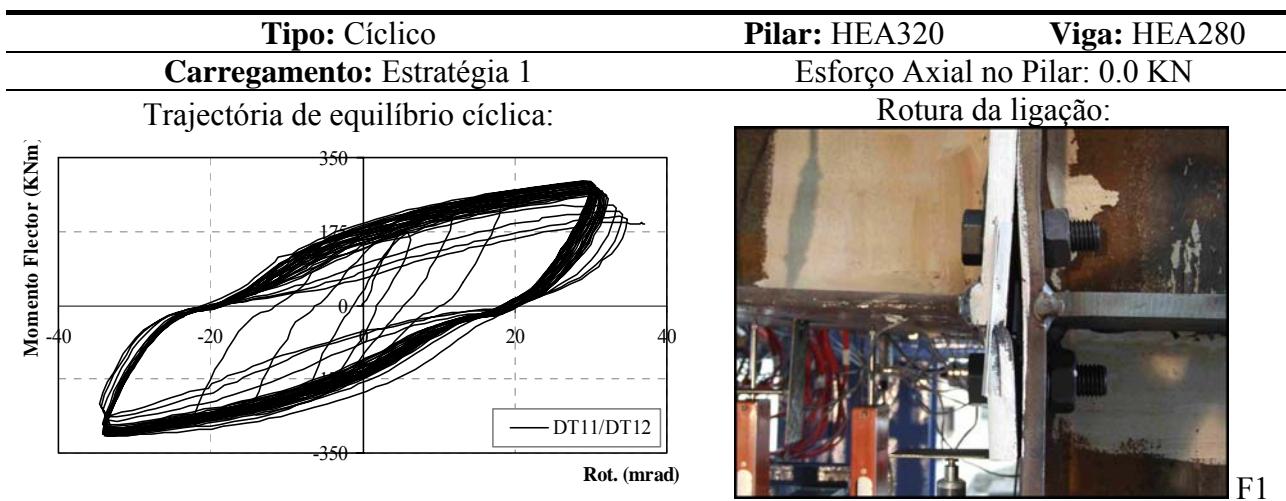


F3 A ligação rompeu no ciclo 54°, pelo cordão de soldadura que

Verifica-se que a resposta da ligação apresenta mais o efeito de aperto (*pinching*) do que as respostas anteriores. No decorrer do ensaio foi notório um maior afastamento da placa de extremidade em relação aos banzos do pilar, fruto do menor aperto dos parafusos.

liga o banzo inferior da viga à placa de extremidade, como se observa na Figura F1 e Figura F2. Na Figura F2 mostra-se a ligação na posição de rotura. Em toda a sua trajectória histerética dissipou 448850 KNmxmrad de energia, um valor muito próximo do verificado na ligação J4.3. Atingiu amplitudes de deformação entre -27 e 30 mrad a que correspondem valores de resistência na ordem de -255 KNm e 230 KNm, respectivamente.

Tabela 3-12 Comportamento global da ligação J4.2.



F2

Também esta ligação apresentou mais *pinching* que as séries anteriores, como se observa pela trajectória de equilíbrio. No decorrer do ensaio foi notório um maior afastamento da placa de extremidade em relação aos banzos do pilar, fruto do menor aperto dos parafusos.



F3

Este ensaio foi igualmente levado à rotura, o que aconteceu quando se completaram 34 ciclos. A rotura ocorreu para momentos positivos, ou seja pelo banzo inferior, como se pode observar em pormenor na Figura F1 e pela interface cordão de soldadura banzo da viga. A ligação dissipou 505611,0 KNmxmrad de energia, atingindo uma deformação máxima com amplitudes entre -34 a 32 mrad a que correspondem os

valores de resistência de -300 KNm e 280 KNm, respectivamente. Na Figura F2 apresenta-se uma vista inferior do local da rotura da ligação, enquanto que na Figura F3 se mostra o aspecto final da deformação da viga, após a rotura.

Tabela 3-13 Comportamento global da ligação J4.3.

3.5 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

3.5.1 Introdução

Nas ligações metálicas, é tão importante compreender o comportamento global de uma ligação como estudar e perceber o comportamento diferenciado de cada uma das suas componentes, em especial as componentes mais participativas.

Neste ponto apresenta-se o estudo das componentes mais participativas de cada uma das ligações, as quais nas ligações em estudo são o painel da alma do pilar e a placa de extremidade e representam mais de 90% do comportamento global da ligação. Seguindo esta metodologia, espera-se que seja possível através da modelação do comportamento destas duas componentes encontrar o comportamento real da ligação, de uma forma bastante aproximada.

No ponto seguinte apresentar-se-á o estudo do efeito do esforço axial, através da análise comparativa dos ensaios da série J1 e J2.

3.5.2 Comportamento estático monotónico

3.5.2.1. Comportamento Global

Na Tabela 3-14 apresentam-se em resumo os valores para a resistência e para a rigidez inicial das ligações ensaiadas. À esquerda observam-se os valores determinados analiticamente através do software COP (2005) considerando as tensões reais do aço, e já apresentados no capítulo anterior. À direita apresentam-se os valores determinados experimentalmente a partir dos ensaios laboratoriais.

Modelo	Valores analíticos		Valores experimentais			
	M_{rd} (KNm)	K_{ji} (KNm/rad)	M_{rd} (KNm)	Desvio (%)	K_{ji} (KNm/rad)	Desvio (%)
J1	316,70	61130,06	288	-9	69500	+12
J2	316,70	61130,06	288	-9	51501	-16
J3	328,86	74589,30	336	+2	100000	+25
J4	244,08	38265,14	245	0	50000	+24

Tabela 3-14 – Resistência e rigidez inicial das ligações ensaiadas.

A par da curva experimental do comportamento global das ligações fez-se a representação da curva bi-linear obtida analiticamente a partir do software COP [2005]. Da Figura 3-105 à Figura 3-108 podem ser observadas respectivamente as curvas para a ligação J1.1, J2.1, J3.1 e J4.1.

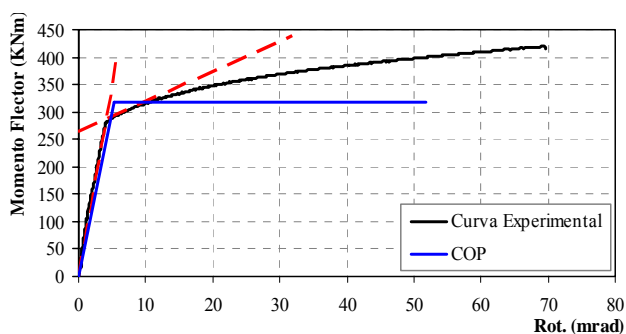


Figura 3-105 – Ligação J1.1

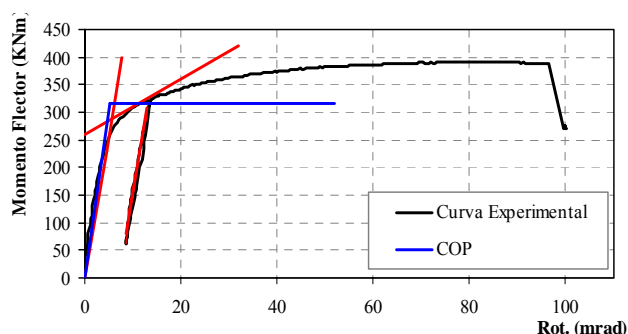


Figura 3-106 – Ligação J2.1

Como se pode concluir quer pela análise das figuras quer pelos valores analíticos apresentados na Tabela 3-14 a rigidez inicial determinada analiticamente e experimentalmente apresentam uma boa concordância. Por outro lado os valores da resistência apresentam diferenças mais significativas, principalmente para as ligações J1.1 e J2.1.

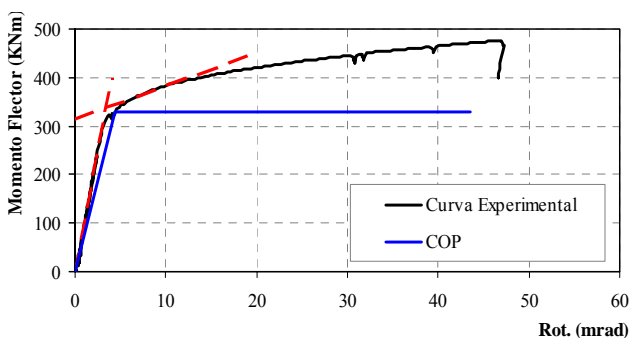


Figura 3-107 – Ligação J3.1

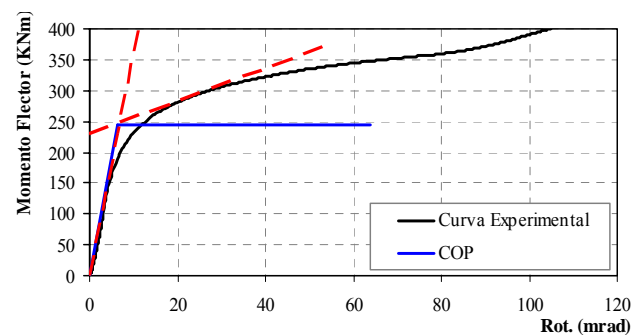


Figura 3-108 – Ligação J4.1

3.5.2.2. Comportamento das componentes

Para cada uma das ligações ensaiadas mediu-se a rotação individualizada do painel da alma do pilar e da placa de extremidade. A medição da rotação do painel da alma do pilar foi realizada, como referido, em alternativa através dos deflectómetros DT3 e DT4 instalados na cruzeta do modelo e através dos deflectómetros DT7 e DT8, colocados ao nível dos reforços transversais, como se pode observar na Figura 3-1. A rotação obtida através destes dois procedimentos é praticamente coincidente, como se pode observar nas figuras seguintes (Figura 3-109 à Figura 3-115), onde se apresenta na figura da esquerda a rotação do painel da alma do pilar e na figura à direita a rotação da placa de extremidade, para os quatro ensaios monotónicos realizados.

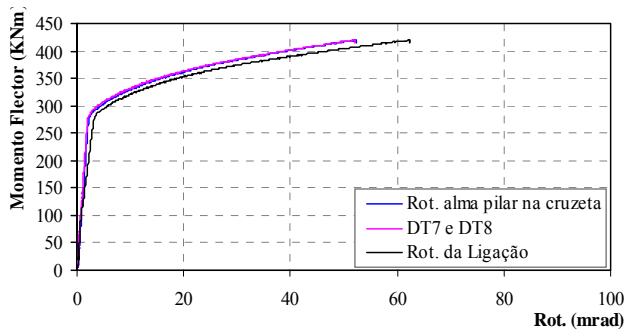


Figura 3-109 – Rotação do painel da alma do pilar da ligação J1.1.

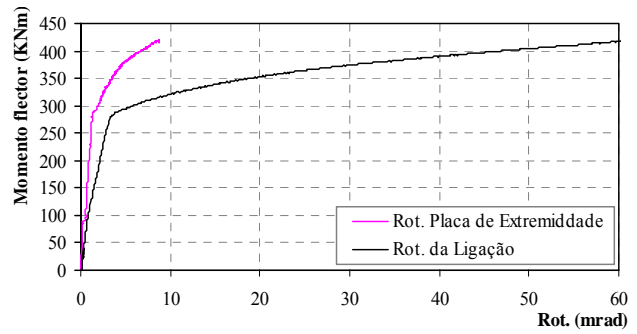


Figura 3-110 – Rotação da placa de extremidade da ligação J1.1.

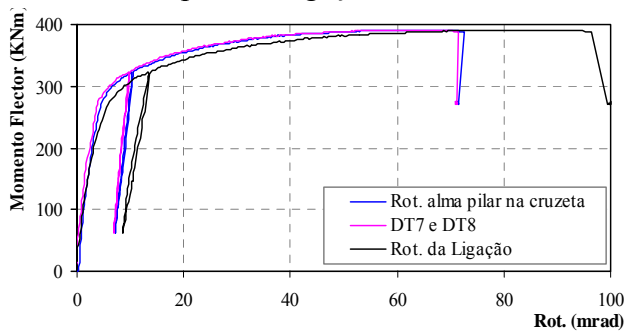


Figura 3-111 – Rotação do painel da alma do pilar da ligação J2.1.

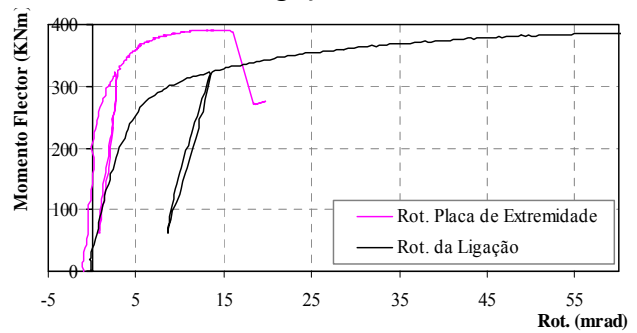


Figura 3-112 – Rotação da placa de extremidade pilar da ligação J2.1.

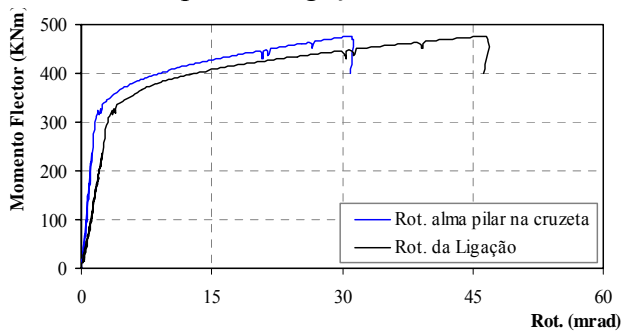


Figura 3-113 – Rotação do painel da alma do pilar da ligação J3.1.

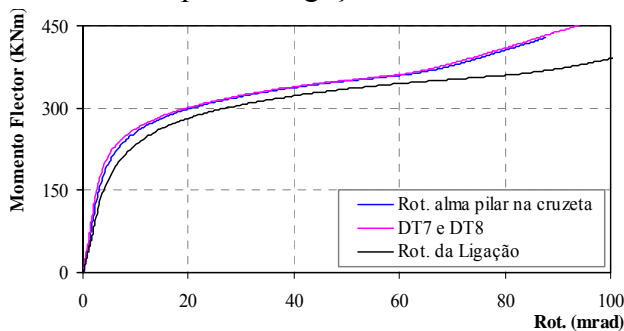
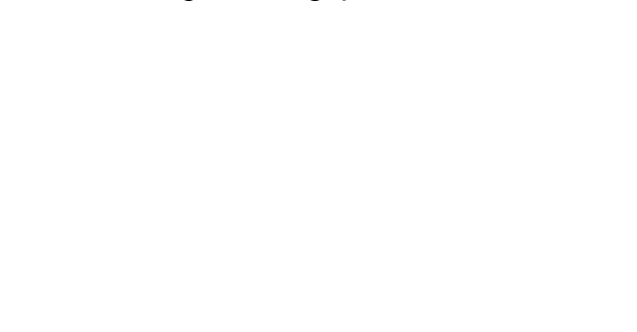


Figura 3-114 – Rotação do painel da alma do pilar da ligação J4.1.

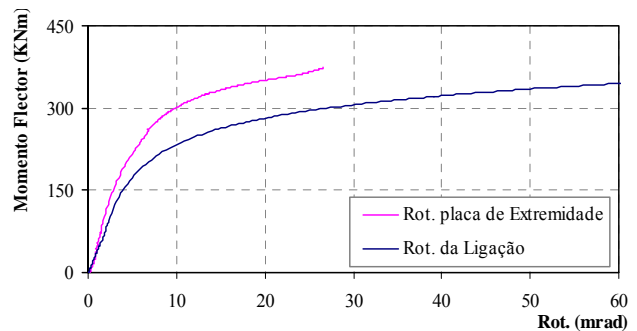


Figura 3-115 – Rotação da placa de extremidade pilar da ligação J4.1.

A rotação da placa de extremidade foi obtida a partir da leitura dada pelos deflectómetros DT13 e DT14. Ambas as medições foram corrigidas da rotação de corpo livre e da rotação elástica do

pilar, à excepção da ligação J2.1 que, como se viu atrás, e devido ao efeito do esforço axial no pilar, este não tem rotação elástica. Para encontrar a rotação individualizada da placa de extremidade, à rotação obtida pelos deflectómetros DT13 e DT14, para além das correcções mencionadas, subtraiu-se também a rotação do painel da alma do pilar.

Nas mesmas figuras onde se representa a rotação do painel da alma do pilar e da placa de extremidade, representa-se também a rotação da ligação. Por razões de logística, não foi possível obter a curva da rotação da placa de extremidade para a ligação J3.1.

A rotação do painel da alma do pilar atingiu valores da ordem dos 52 mrad, 73 mrad, 31 mrad e 87 mrad, respectivamente para os ensaios J1.1, J2.1, J3.1 e J4.1.

Com base nas curvas resultantes da medição da rotação do painel da alma do pilar e da placa de extremidade, calculou-se a respectiva energia dissipada, ou seja a área de cada uma das curvas. Os resultados obtidos representam-se nos gráficos de barras apresentados na Figura 3-116, Figura 3-117, Figura 3-118 e Figura 3-119, respectivamente para a ligação J1.1, J2.1, J3.1 e J4.1.

Da observação destas figuras, rapidamente se conclui que a alma do pilar desempenha um papel extremamente significativo na rotação total da ligação, significando 75 % para as duas primeiras ligações, 66% para a ligação J3.1 e 72 % para a ligação J4.1. A segunda componente com maior participação na rotação global da ligação é a placa de extremidade que, como se pode observar, representa 20% para as duas primeiras ligações, 29% para a ligação J3.1 e 21% para a ligação J4.1. Relativamente à percentagem de participação da placa de extremidade da ligação J3.1, e porque não foi possível obter a curva respectiva por medição, considerou-se que as outras componentes representam 5%, como acontece nas restantes ligações. Por diferença obteve-se a percentagem referida.

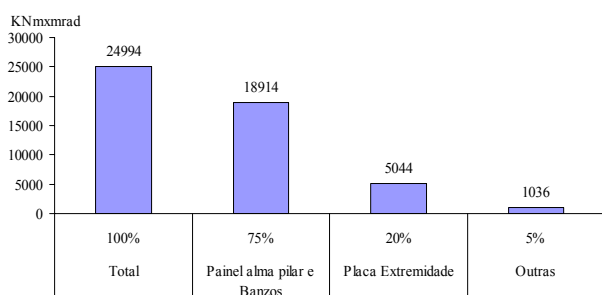


Figura 3-116 – Energia dissipada nas principais componentes da ligação J1.1.

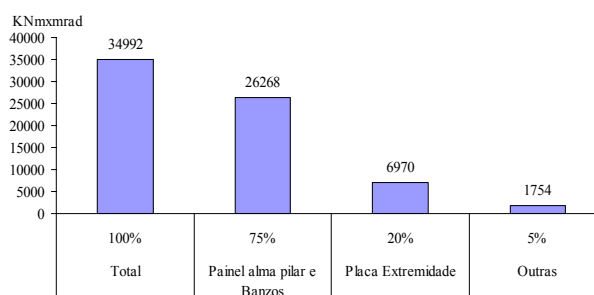


Figura 3-117 – Energia dissipada nas principais componentes da ligação J2.1.

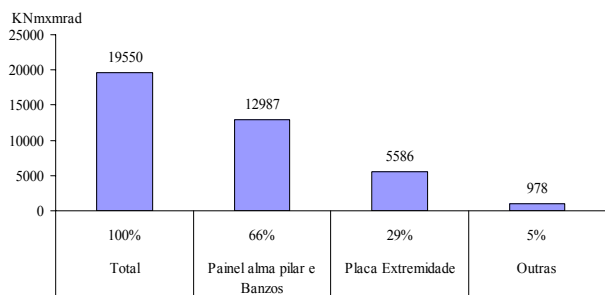


Figura 3-118 – Energia dissipada nas principais componentes da ligação J3.1.

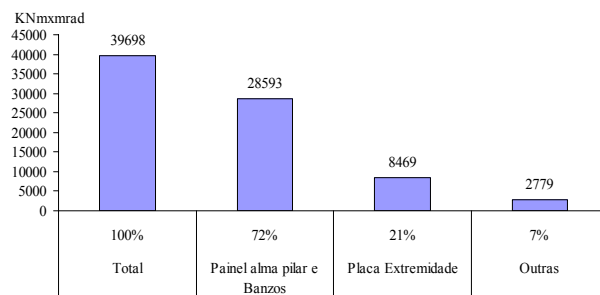


Figura 3-119 – Energia dissipada nas principais componentes da ligação J4.1.

A leitura destes gráficos de barras em termos absolutos deve ser feita com algumas reservas. Isto porque, a totalidade da energia dissipada depende do ponto em que o ensaio terminou. É sobretudo relevante a informação recolhida em termos relativos das diferentes componentes. Assim, conclui-se que a participação do painel da alma do pilar é mais significativa na ligação J1.1 e J2.1 e diminui na ligação J3.1, como seria de esperar, porque a secção do pilar é maior. Na ligação J4.1 a participação desta componente assume valores intermédios aos anteriores. A placa de extremidade representa valores próximos dos 20 % do total da rotação da ligação, para as ligações J1.1, J2.1 e J4.1. Para a ligação J3.1 esta componente assume uma maior participação, se se reservar apenas 5 % para as restantes componentes, como se assumiu.

Como já se demonstrou, com base nos ensaios experimentais conseguiu-se individualizar o comportamento das componentes mais participativas, a alma da coluna ao corte e a placa de extremidade à flexão.

Para o estudo analítico da componente alma da coluna ao corte, fez-se uso do modelo desenvolvido por Krawinkler (Krawinkler *et al.*, 1971; 1973) e que foi apresentado no capítulo 1 e do EC3 EC3 (CEN 2005 b). Na Tabela 3-15, podem observar-se os valores da rigidez inicial e da resistência das quatro ligações e na Tabela 3-16 e rigidez inicial e a resistência da componente alma da coluna ao corte e da placa de extremidade. Para esta última componente apenas se apresentam os valores experimentais da rigidez inicial e para as ligações J1.1, J2.1 e J4.1, uma vez que para a ligação J3.1, não foi possível fazer esta determinação experimental.

Ligação	Comportamento global			
	Experimental		COP (EC3)	
	Kij KNm/rad	Mrd KNm	Kij KNm/rad	Mrd KNm
J1.1	69500	288	61130	316,7
J2.1	51500	288	61130	316,7
J3.1	100000	336	75589	328,9
J4.1	50000	245	38265	244,1

Tabela 3-15 – Rigidez inicial e resistência das ligações.

Ligação	Distorção da alma do pilar						Placa de Extremidade
	Experimental		Krawinkler		COP (EC3)		Experimental
	Kij KNm/rad	Mrd KNm	Kij KNm/rad	Mrd KNm	Kij KNm/rad	Mrd KNm	Kij KNm/rad
J1.1	130000	303	80120	318	109005	329,14	220000
J2.1	80000	294	80120	318	109005	261,70	100000
J3.1	190000	368	110111	392	137434	383,67	-
J4.1	60000	275	60901	260	83692	263,67	50000

Tabela 3-16 – Rigidez inicial e resistência das componentes mais participativas.

Nas Figura 3-120 e na Figura 3-121, representam-se em simultâneo respectivamente para a ligação J1.1 e J2.1 a rotação da placa de extremidade, a rotação da alma do pilar e a rotação da ligação. Nas Figura 3-122 e Figura 3-123 representam-se respectivamente para as mesmas ligações a curva de experimental de comportamento da alma da coluna ao corte e a curva analítica resultante da aplicação do modelo Krawinkler (Krawinkler *et al.*, 1971; 1973). Nas Figura 3-124 e Figura 3-125 representam-se respectivamente para as mesmas ligações a curva de experimental de comportamento da placa de extremidade à flexão.

Da observação das primeiras figuras conclui-se que a placa de extremidade é a componente mais rígida e com menor participação na rotação global da ligação, como aliás já se tinha verificado. Esta componente é condicionante na resistência última da ligação, como se concluiu dos ensaios experimentais.

Da observação da Figura 3-122 e da Figura 3-123, conclui-se que a representação analítica do comportamento da componente alma da coluna ao corte através do modelo Krawinkler (Krawinkler *et al.*, 1971; 1973) apresenta uma boa concordância, especialmente na rigidez inicial. Este modelo é de especial relevância, para encontrar os parâmetros de calibração da curva histerética desta componente, como mais adiante se verificará.

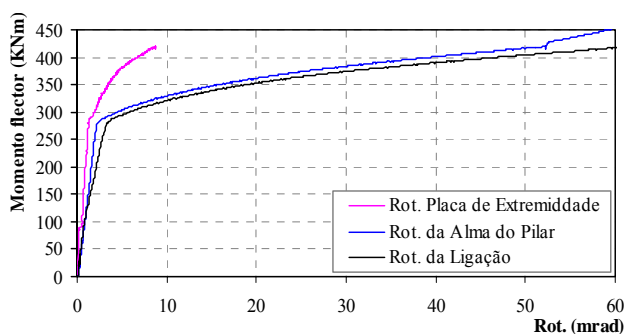


Figura 3-120 – Ligação J1.1

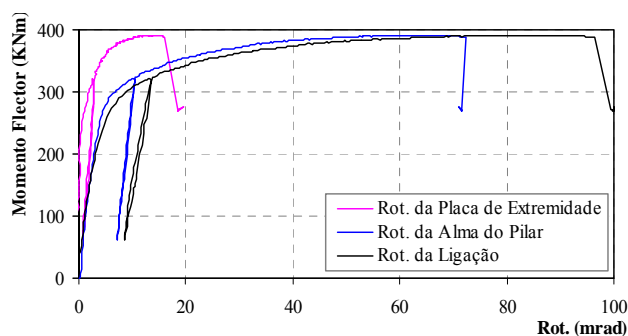


Figura 3-121 – Ligação J2.1

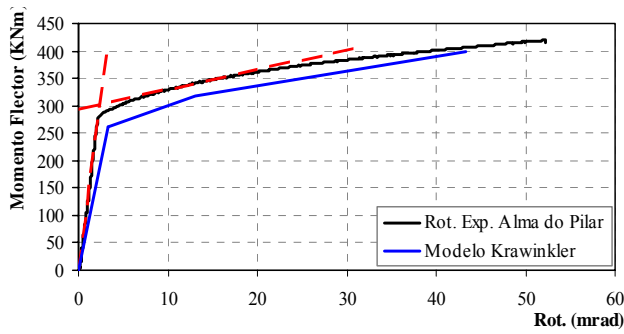


Figura 3-122 – Ligação J1.1

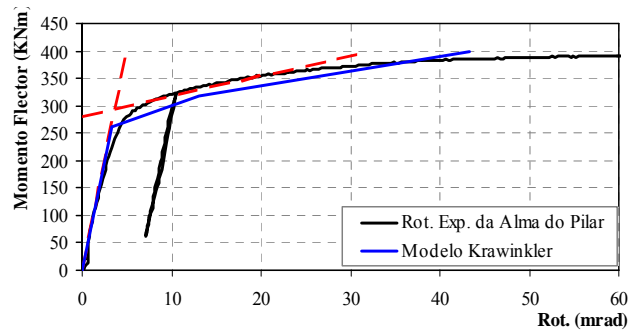


Figura 3-123 – Ligação J2.1

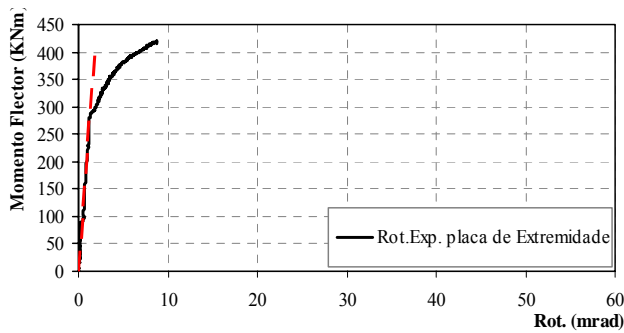


Figura 3-124 – Ligação J1.1

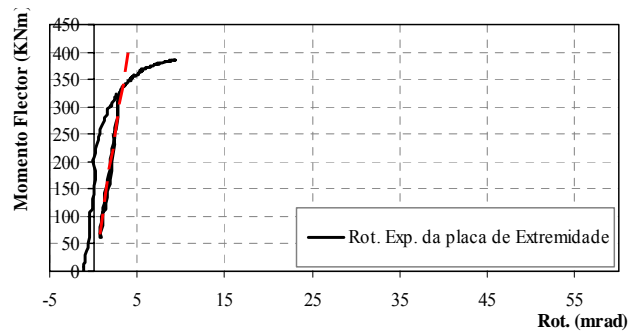


Figura 3-125 – Ligação J2.1

Nas figuras seguintes, desde a Figura 3-126 à Figura 3-130, apresentam-se as mesmas curvas, mas agora para as ligações J3.1 e J4.1. Também para estas duas ligações se verifica que a placa de extremidade é a componente mais rígida, com menor participação na rotação e condicionante na resistência última da ligação. Observa-se ainda, para estas ligações, que os resultados do modelo analítico estão muito próximos dos resultados experimentais.

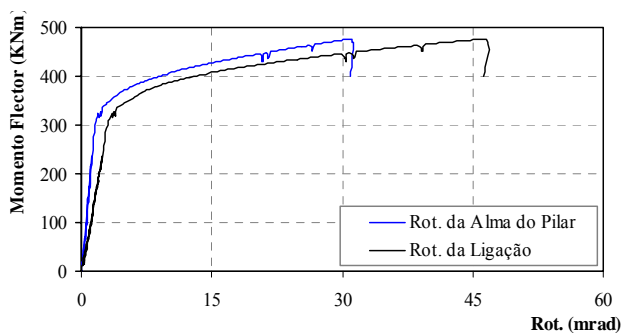


Figura 3-126 – Ligação J3.1

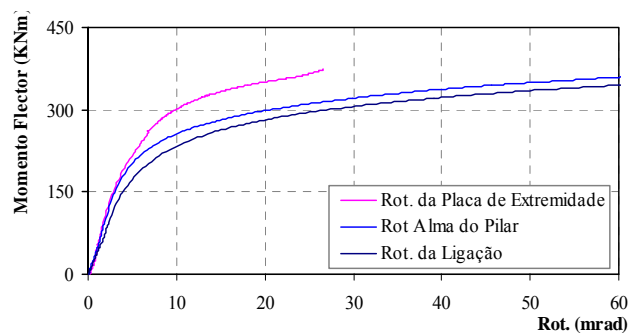


Figura 3-127 – Ligação J4.1

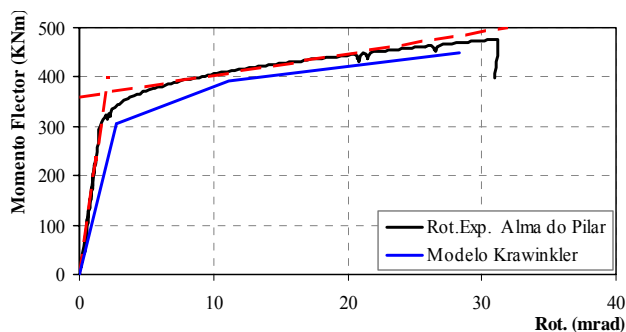


Figura 3-128 – Ligação J3.1

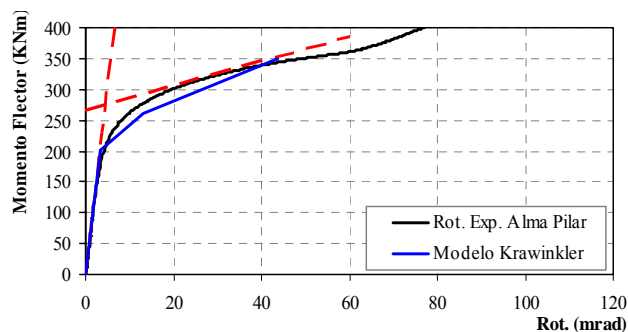


Figura 3-129 – Ligação J4.1

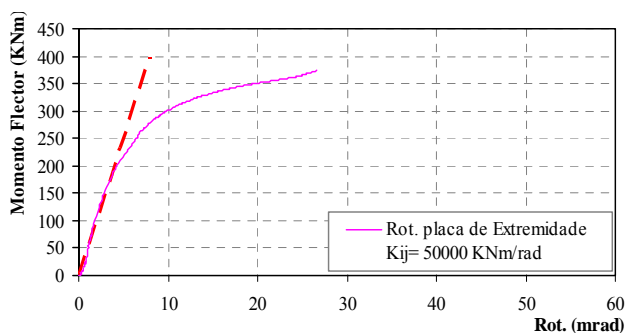


Figura 3-130 – Ligação J4.1

3.5.3 Comportamento cíclico

3.5.3.1. Comportamento das componentes

Seguindo a metodologia dos ensaios monotônicos, também para todos os ensaios cíclicos se obtiveram as curvas histeréticas das duas componentes mais participativas, ou seja, a rotação do painel da alma do pilar, representada na figura da esquerda e a rotação da placa de extremidade, representada na figura da direita, desde a Figura 3-131 à Figura 3-140.

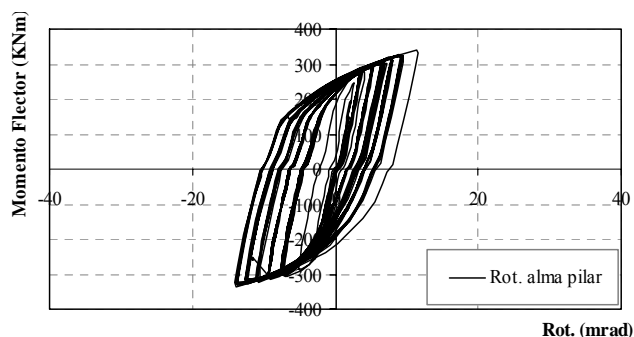


Figura 3-131 – Rotação do painel da alma do pilar da ligação J1.2.

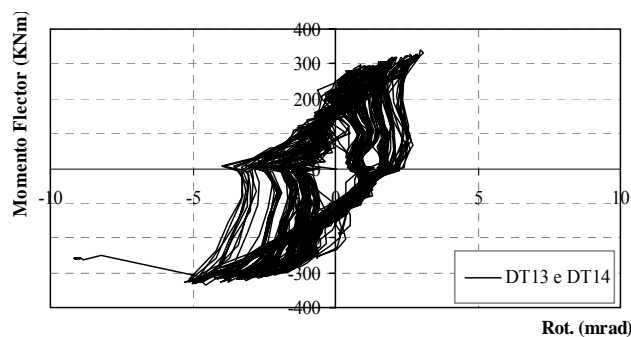


Figura 3-132 – Rotação da placa de extremidade da ligação J1.2.

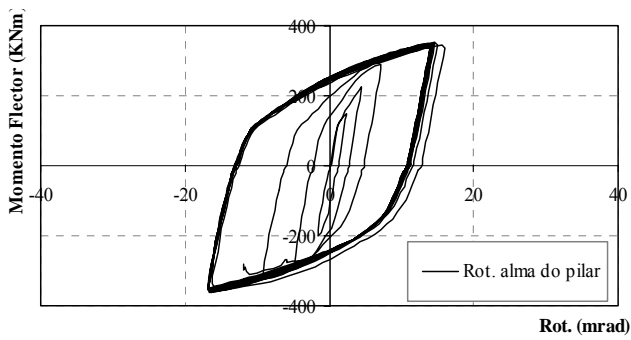


Figura 3-133 – Rotação do painel da alma do pilar da ligação J1.3.

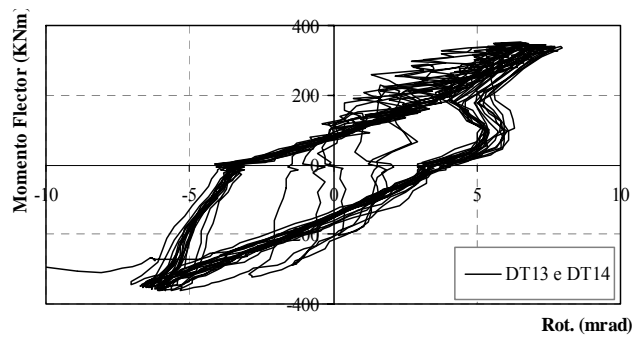


Figura 3-134 – Rotação da placa de extremidade pilar da ligação J1.3.

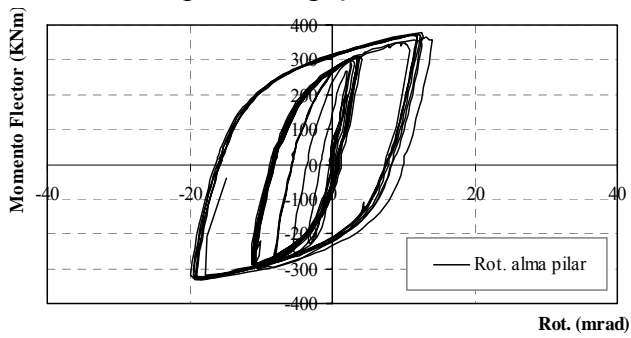


Figura 3-135 – Rotação do painel da alma do pilar da ligação J1.4.

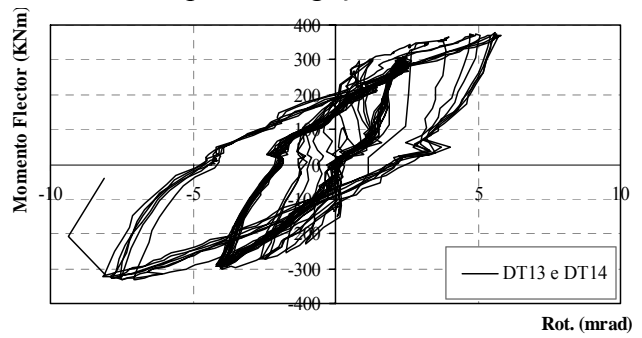


Figura 3-136 – Rotação da placa de extremidade pilar da ligação J1.4.

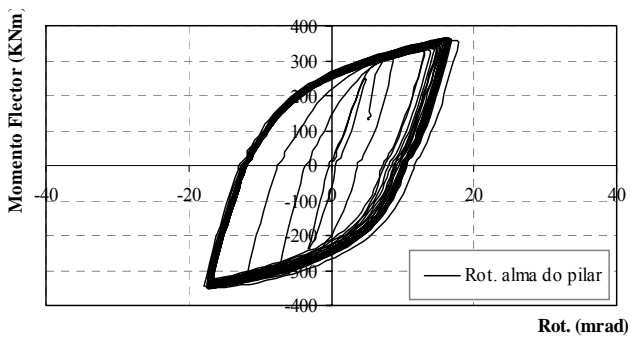


Figura 3-137 – Rotação do painel da alma do pilar da ligação J2.2.

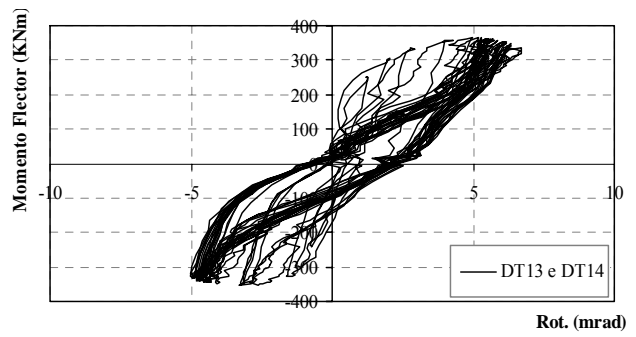


Figura 3-138 – Rotação da placa de extremidade da ligação J2.2.

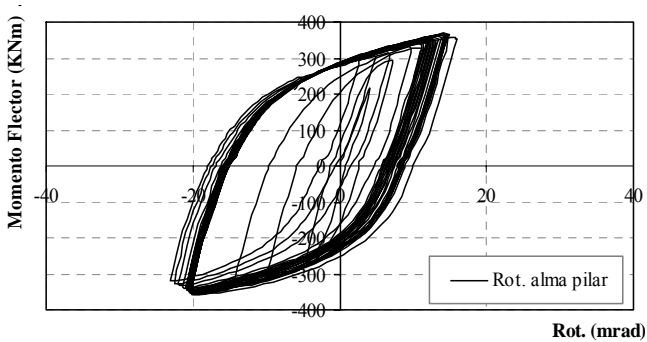


Figura 3-139 – Rotação do painel da alma do pilar da ligação J2.3.

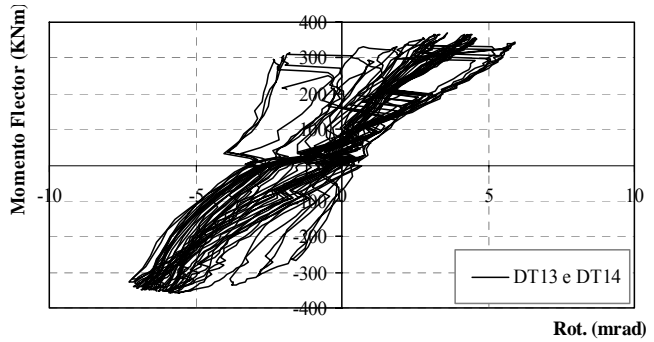


Figura 3-140 – Rotação da placa de extremidade pilar da ligação J2.3.

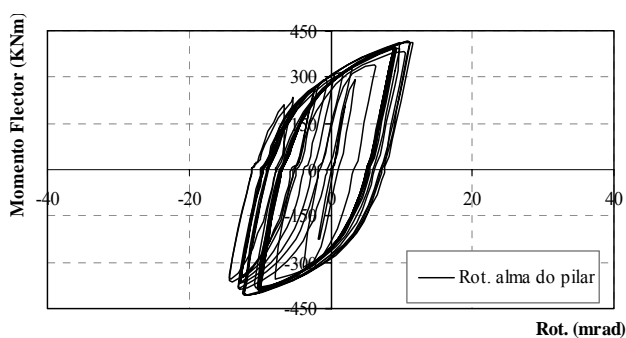


Figura 3-141 – Rotação do painel da alma do pilar da ligação J3.2.

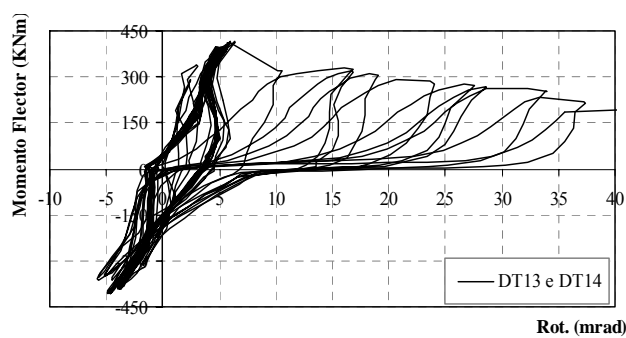


Figura 3-142 – Rotação da placa de extremidade da ligação J3.2.

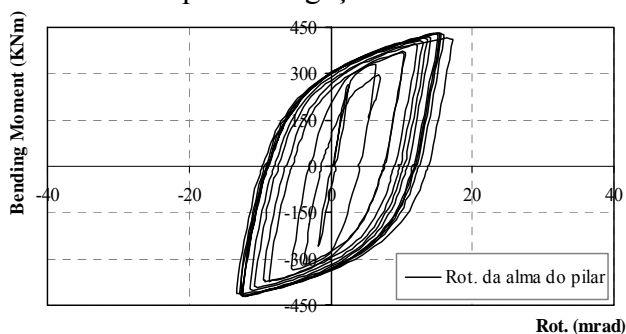


Figura 3-143 – Rotação do painel da alma do pilar da ligação J3.3.

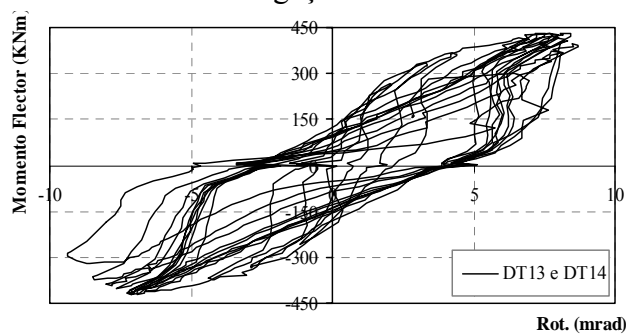


Figura 3-144 – Rotação da placa de extremidade pilar da ligação J3.3.

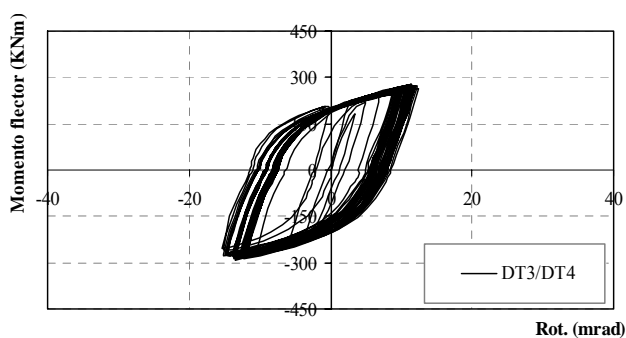


Figura 3-145 – Rotação do painel da alma do pilar da ligação J4.2.

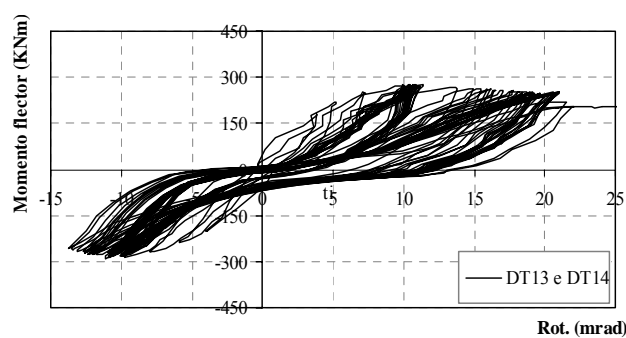


Figura 3-146 – Rotação da placa de extremidade da ligação J4.2.

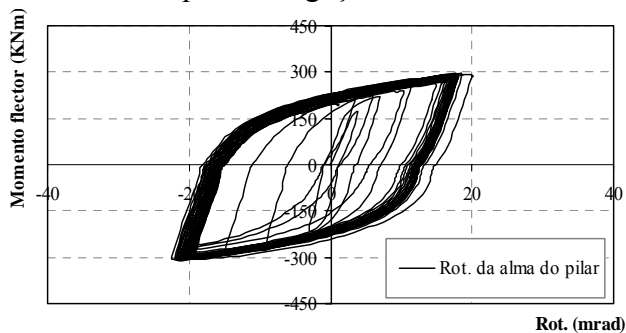


Figura 3-147 – Rotação do painel da alma do pilar da ligação J4.3.

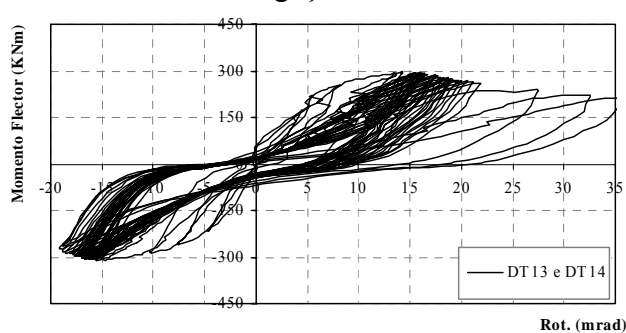


Figura 3-148 – Rotação da placa de extremidade pilar da ligação J4.3.

Também para o ensaio cíclico se contabilizou a energia dissipada ciclo a ciclo e a energia total acumulada ao longo de cada ensaio. Os resultados podem ser observados nas figuras seguintes, para todos os ensaios cíclicos.

Como já se tinha verificado nos ensaios monotônicos, também nos ensaios cíclicos o painel da alma do pilar desempenha um papel preponderante na dissipação da energia. Se se olhar para a contribuição do painel da alma do pilar nos ensaios cíclicos do Grupo J1, entre a Figura 3-149 e a Figura 3-154, conclui-se que só esta componente é responsável por aproximadamente 83% da energia dissipada enquanto que a rotação da placa de extremidade só é responsável pelos restantes 17 % da energia dissipada. Verifica-se que, para este nível de sollicitação, a energia é totalmente dissipada pelo painel da alma do pilar e pela placa de extremidade, ou seja, se nos ensaios monotônicos onde a sollicitação é levada ao limite, ainda se pode considerar que aproximadamente 5 % da energia é dissipada por outras componentes, nos ensaios cíclicos tal não acontece.

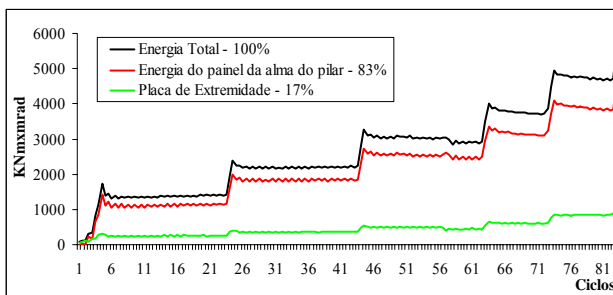


Figura 3-149 – Energia dissipada ciclo a ciclo - ligação J1.2.

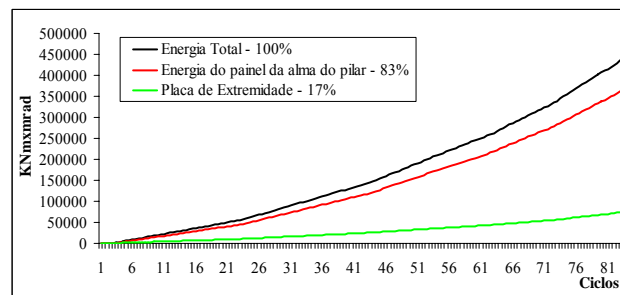


Figura 3-150 – Energia dissipada acumulada - ligação J1.2.

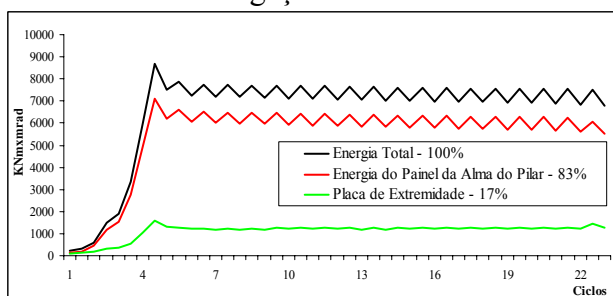


Figura 3-151 – Energia dissipada ciclo a ciclo - ligação J1.3.

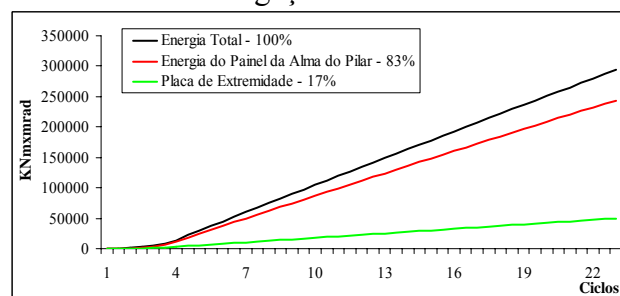


Figura 3-152 – Energia dissipada acumulada - ligação J1.3.

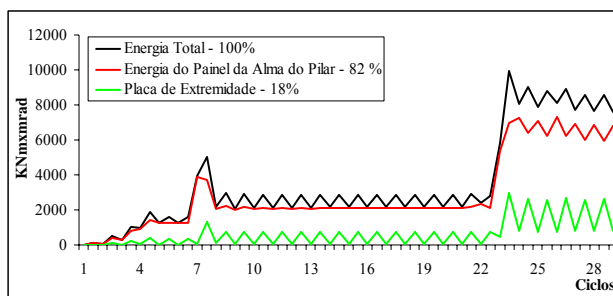


Figura 3-153 – Energia dissipada ciclo a ciclo - ligação J1.4.

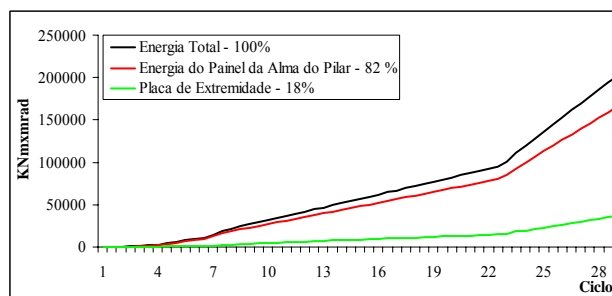


Figura 3-154 – Energia dissipada acumulada - ligação J1.4.

Apesar da alta contribuição do painel da alma do pilar, para a absorção de deformação, o pilar após o final do ensaio permanece praticamente na vertical, como se observa na Figura 3-155. A deformação dos banzos do pilar é praticamente inexistente, fruto dos reforços transversais, que transferem toda a deformação para o painel da alma. Na zona dos parafusos, a placa de extremidade é a componente que tem alguma deformação, como se observa na Figura 3-156, mas acaba por romper sem que a sua deformação por flexão seja muito significativa, como se demonstrou na Figura 3-134. Este comportamento da placa de extremidade resulta em parte da sua espessura e classe do aço, mas também da própria geometria da ligação escolhida que, a par dos parafusos de diâmetro M24, e da sua proximidade ao cordão de soldadura, não permitem grande deformação por flexão. Será de considerar, para trabalhos futuros, mais ensaios com diferentes alturas para os reforços transversais, de forma a aferir a sua interferência na flexão do banzo do pilar, e assim aliviar a participação do painel da alma do pilar.

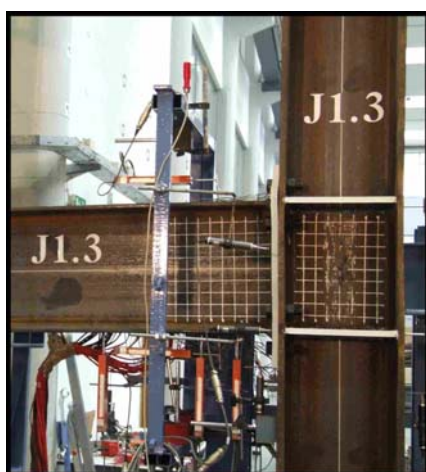
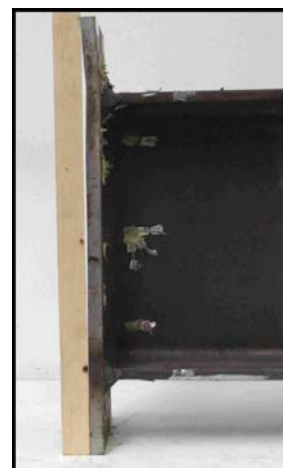


Figura 3-155 – Vista geral da ligação após o ensaio.



Figura 3-156 – Pormenores da deformação da placa de extremidade.



Nas figuras seguintes, desde a Figura 3-157 à Figura 3-160, apresentam-se os resultados para os ensaios do Grupo J2, respectivamente J2.2 e J2.3, com 800 KN e 1200 KN de esforço axial no pilar. Igualmente se verifica a forte contribuição do painel da alma do pilar na rotação global da ligação, com respectivamente 80% e 78% de participação. Esta pequena variação relativamente aos ensaios do Grupo J1 resulta, essencialmente do esforço axial aplicado ao pilar. A influência do esforço axial será objecto de uma discussão mais aprofundada no ponto seguinte.

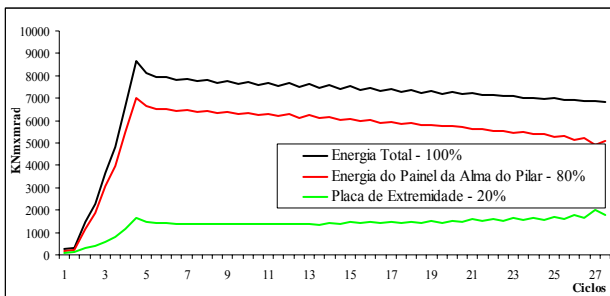


Figura 3-157 – Energia dissipada ciclo a ciclo - ligação J2.2.

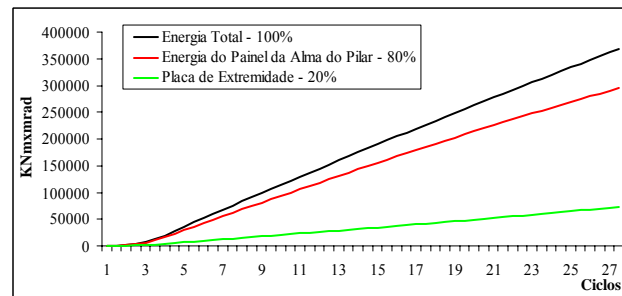


Figura 3-158 – Energia dissipada acumulada - ligação J2.2.

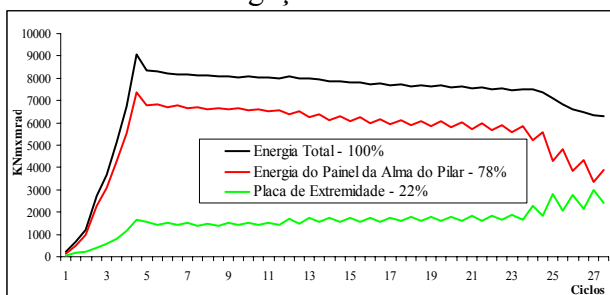


Figura 3-159 – Energia dissipada ciclo a ciclo - ligação J2.3.

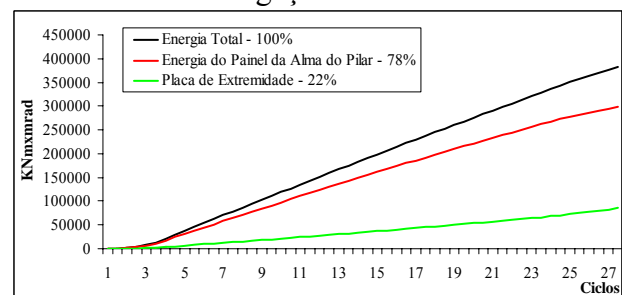


Figura 3-160 – Energia dissipada acumulada - ligação J2.3.

Nas figuras seguintes, desde a Figura 3-161 à Figura 3-164, apresenta-se a determinação da energia dissipada nos ensaios cíclicos do Grupo J3. A contribuição do painel da alma da coluna na dissipação de energia total é consideravelmente menor que nos ensaios da série J1, na ordem dos 67% reservando-se aproximadamente 33% para a placa de extremidade, como se compreende pelas dimensões da secção do pilar em causa. Esta conclusão é perfeitamente perceptível pelo decorrer do ensaio e pela configuração de verticalidade observada no pilar após o ensaio mostrada na Figura 3-166 e na Figura 3-166.

Mais uma vez se confirma que querendo melhorar o desempenho da ligação teria que se intervir na geometria da placa de extremidade, nomeadamente nos espaçamentos dos parafusos e principalmente na largura da placa, podendo considerá-la igual à largura dos banzos do pilar, por forma a melhorar o seu comportamento à flexão.

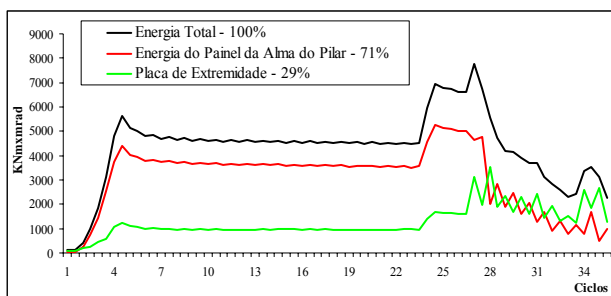


Figura 3-161 – Energia dissipada ciclo a ciclo - ligação J3.2.

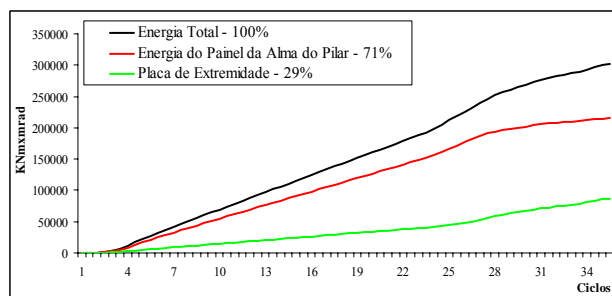


Figura 3-162 – Energia dissipada acumulada - ligação J3.2.

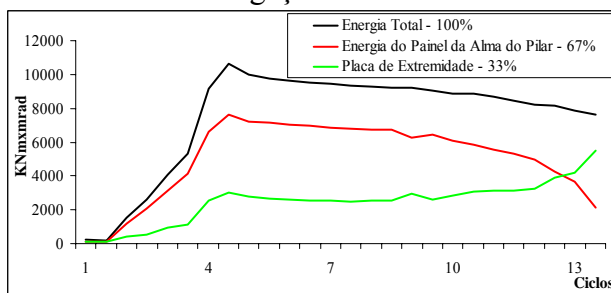


Figura 3-163 – Energia dissipada ciclo a ciclo - ligação J3.3.

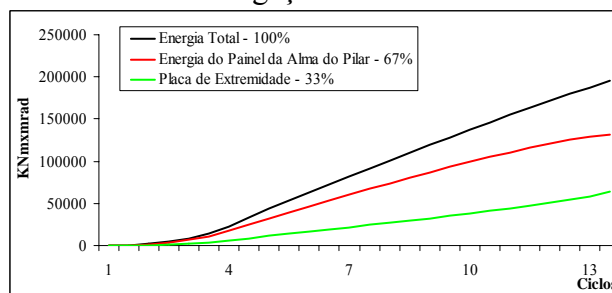


Figura 3-164 – Energia dissipada acumulada - ligação J3.3.

Como nestes ensaios se optou por pintar na íntegra o pannel da alma do pilar, o que permite acompanhar a formação das linhas de rotura provocadas pelos esforços internos instalados ao longo do ensaio, apresentam-se na Figura 3-165 e na Figura 3-166 uma sequência de fotografias que permitem avaliar a progressão dessa formação no ensaio J3.3.



a) Vista lateral 1.



b) Vista lateral 2.



c) Vista lateral 3.

Figura 3-165 – Deformação progressiva do pannel da alma do pilar.



Figura 3-166 – Deformação progressiva do painel da alma do pilar.

Por último, nas figuras seguintes, desde a Figura 3-167 à Figura 3-168, apresenta-se a determinação da energia dissipada nos ensaios cíclicos do Grupo J4. Na Figura 3-167, identifica-se com precisão os patamares em que houve o incremento de deformação de 2,5 mrad.

A contribuição do painel da alma do pilar nesta série de ensaios continua a desempenhar um papel de extrema relevância, como se pode constatar pela observação dos gráficos da Figura 3-167 à Figura 3-170. A dissipação de energia pelo painel da alma do pilar representa valores da ordem dos 75% a 77% enquanto que a placa de extremidade é responsável pela dissipação da restante energia.

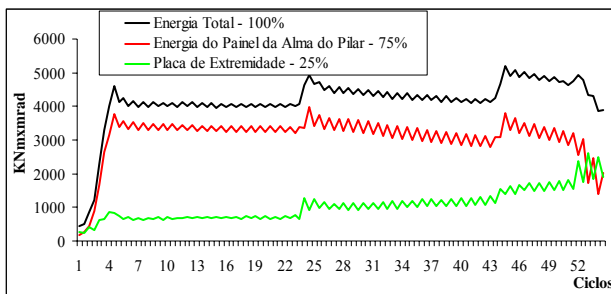


Figura 3-167 – Energia dissipada ciclo a ciclo - ligação J4.2.

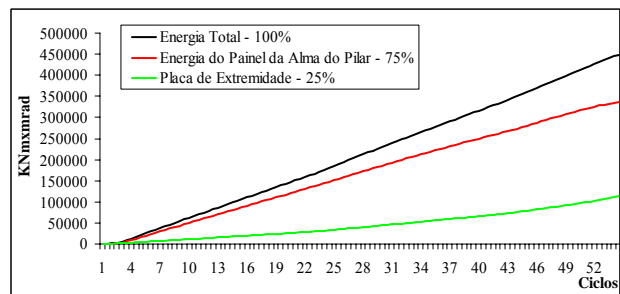


Figura 3-168 – Energia dissipada acumulada - ligação J4.2.

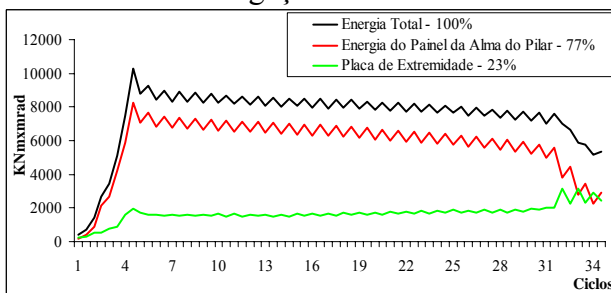


Figura 3-169 – Energia dissipada ciclo a ciclo - ligação J4.3.

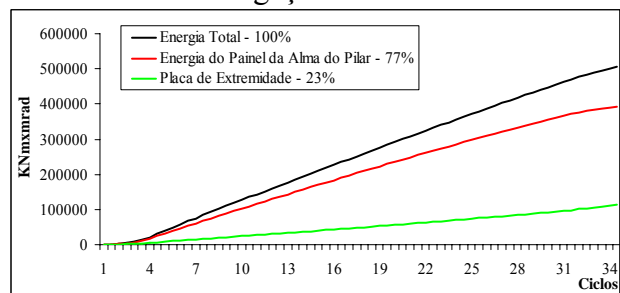


Figura 3-170 – Energia dissipada acumulada - ligação J4.3.

Na Figura 3-171 e na Figura 3-172 apresentam-se novamente, para o ensaio J4.2, as fotografias do painel da alma do pilar que ilustram a sua deformação progressiva. À medida que o painel da

alma se vai deformando a tinta vai saltando. Este fenómeno apenas se verifica no interior dos reforços transversais, que é a parcela da alma do pilar que desempenha o principal papel na deformação plástica da ligação.

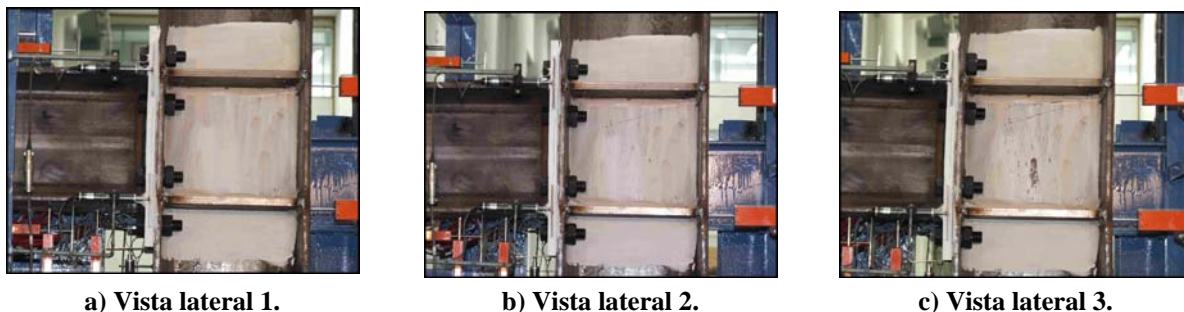


Figura 3-171 – Deformação progressiva do painel da alma do pilar.



Figura 3-172 – Deformação progressiva do painel da alma do pilar.

Na Tabela 3-17 apresenta-se de uma forma resumida, para todas as ligações cíclicas, a energia total dissipada pela ligação e a energia dissipada pelas duas componentes mais participativas. Na Tabela 3-18 e na Tabela 3-19 apresentam-se os resultados do comportamento global de todas as ligações.

A ligação que mais energia consegue dissipar é a ligação do grupo J4, seguida da ligação do Grupo J1, por sinal as mais dúcteis. Pode-se assumir que a ligação do grupo J1, é a que atinge melhores compromissos entre valores de resistência, ductilidade e energia dissipada.

Da análise dos resultados, verifica-se, também, que quando as amplitudes são menores (ensaios Ji2) o nível de energia dissipada aumenta quando comparada com a energia dissipada nos ensaios com amplitudes maiores (ensaios Ji3).

Se a trajectória de carga for mais aleatória como aconteceu no ensaio J1.4, é de esperar que a ligação não consiga dissipar tanta energia, como se verifica, comparando os resultados deste ensaio com os restantes resultados do mesmo grupo. A ligação que apresenta um pior

desempenho, a nível de ductilidade e de energia dissipada, é a ligação do Grupo J3, muito embora apresente maiores valores de resistência.

Ensaio	Alma do Pilar		Placa de Extremidade		Energia Total KNmxmrad
	Energia KNmxmrad	%	Energia KNmxmrad	%	
J1.2	361342,4	83	73814,1	17	435156,5
J1.3	243865,8	83	49448,5	17	293314,5
J1.4	165611,1	82	36334,7	18	201945,9
J2.2	294915,2	80	73622,5	20	368537,7
J2.3	297619,7	78	85325,1	22	382944,9
J3.2	215156,0	71	86917,8	29	302073,8
J3.3	130996,8	67	64078,2	33	195075,0
J4.2	335796,6	75	113053,2	25	448849,9
J4.3	391445,0	77	114166,0	23	505611,0

Tabela 3-17 – Energia dissipada pelas componentes mais participativas.

Ensaio	Tipo	Esforço Axial (KN)	Estratégia de Carga	K_{ij} (KNm/mrad)	$-M_{rd}$ (KNm)	$+M_{rd}$ (KNm)	n.º de ciclos	$-Rot_{max}$ (mrad)	$+Rot_{max}$ (mrad)	Energia (KNm×mrad)
J1.1	Monotón.	0	Monotónica	69500	-	288	-	-	+70	24994
J1.2	Cíclico	0	Estratégia 2	69500	-327	+340	83	-20	+16	435156
J1.3	Cíclico	0	Estratégia 1	69500	-361	+351	22	-24	+20	293979
J1.4	Cíclico	0	Aleatória	69500	-361	+343	28	-26	+20	201946
J2.1	Monotón.	800	Monotónica	51501	-	288	-	-	+96	34992
J2.2	Cíclico	1200	Estratégia 1	51501	-353	365	27	-24	+21	368538
J2.3	Cíclico	800	Estratégia 1	51501	-358	368	27	-28	+19	382945

Tabela 3-18 – Resumo do estudo do comportamento global das ligações.

Ensaio	Tipo	Estratégia de Carga	K_{ij} (KNm/mrad)	$-M_{rd}$ (KNm)	$+M_{rd}$ (KNm)	n.º de ciclos	$-Rot_{max}$ (mrad)	$+Rot_{max}$ (mrad)	Energia (KNm×mrad)
J3.1	Monotón.	Monotónica	100000	-	336	-	-	47	19550
J3.2	Cíclico	Estratégia 2	100000	-407	412	26	-20	16	215156
J3.3	Cíclico	Estratégia 1	100000	-409	428	13	-20	24	195075
J4.1	Monotón.	Monotónica	50000	-	248	-	-	100	39698
J4.2	Cíclico	Estratégia 1	50000	-255	230	54	-27	30	448850
J4.3	Cíclico	Estratégia 1	50000	300	280	34	-34	32	505611

Tabela 3-19 – Resumo do estudo do comportamento global das ligações.

3.5.4 Efeito do esforço axial no pilar

3.5.4.1. Ensaio monotónico

Como já se referiu, no ensaio monotónico com esforço axial no pilar J2.1 e no primeiro ensaio cíclico J2.3 aplicou-se um esforço axial constante de 80 Ton (800 kN), o que representa aproximadamente 18 % da resistência plástica da secção do pilar HEA320, considerando o valor nominal da tensão de cedência do aço S355. Para o segundo ensaio cíclico, J2.2, optou-se por manter a mesma estratégia de carregamento cíclico, aumentando-se o esforço axial no pilar para

120 Ton (1200 kN), o que representa aproximadamente 27 % da resistência plástica da secção do pilar.

Dos resultados do ensaio monotónico, pode-se observar na Figura 3-173 (linha azul – Rot. exp. pilar), que fruto do esforço axial aplicado no pilar, não existe rotação elástica do mesmo. Daqui conclui-se que, tanto para o ensaio monotónico como para os ensaios cíclicos, a rotação elástica do pilar, não deve ser contabilizada para determinar a rotação final da ligação.

Na Figura 3-174 representa-se em simultâneo as trajectórias de equilíbrio resultantes do ensaio J1.1 e J2.1, respectivamente sem e com esforço axial no pilar. Observa-se um ligeiro afastamento na cedência da ligação. As curvas começam a divergir a partir dos 25 mrad, o que leva a concluir que, para este nível de esforço axial no pilar, este só começa a ter influência a partir de uma rotação superior a 25 mrad.

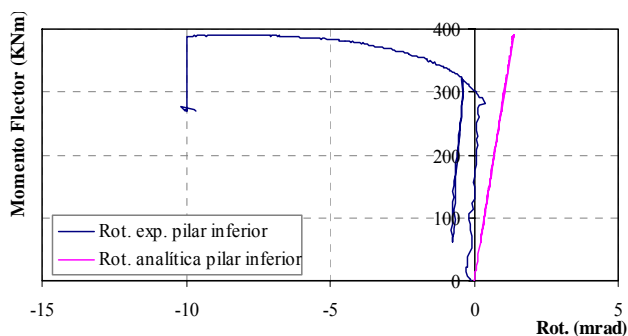


Figura 3-173 – Rotação do pilar.

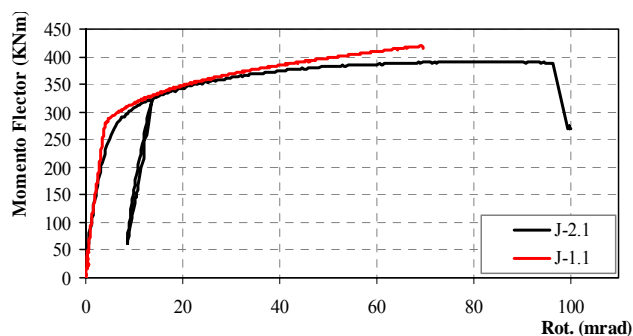


Figura 3-174 – Comparação do comportamento entre os modelos J1.1 e J2.1.

Nesta série de ensaios optou-se por pintar integralmente o painel da alma do pilar e uma pequena parte para além dos reforços transversais. Na Figura 3-175, observam-se as linhas das tensões principais provocadas no início do carregamento essencialmente pelo esforço de compressão no pilar. Na Figura 3-176 pode observar-se o aspecto geral do modelo após ser ensaiado. Verifica-se uma considerável deformação localizada do pilar, aproximadamente correspondente a 100 mrad de rotação da ligação, muito para além do regulamentarmente exigível para os estados limite últimos que corresponde a um valor entre os 35 e os 40 mrad.



Figura 3-175 – Pannel da alma do pilar.



Figura 3-176 – Vista geral da ligação após ensaio.

Como este ensaio teve a aplicação de esforço axial no pilar, procedeu-se à sua medição, mais uma vez recorrendo a processos independentes, nomeadamente através da leitura directa das células de carga que se posicionaram entre os êmbolos hidráulicos e o maciço de carga superior, como se pode observar na Figura 3-177 e a medição de extensómetros eléctricos unidireccionais, posicionados nos banzos e na alma do pilar, 35 cm acima da primeira linha de parafusos, como se observa na Figura 3-178.



Figura 3-177 – Numeração das células de carga.

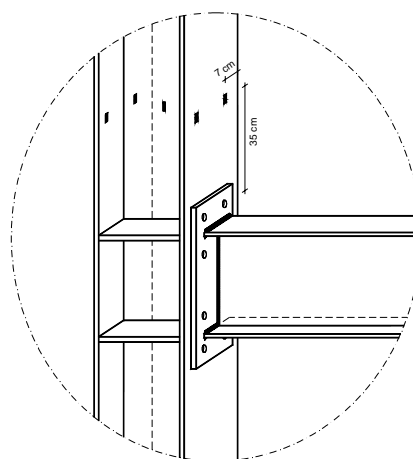


Figura 3-178 – Representação dos extensómetros no pilar para medição do esforço axial.

A medição das células de carga pode ser observada na Figura 3-179, onde se representa o somatório das células C1 + C4 e C2 + C3, que se posicionam, respectivamente do lado do banzo onde está aparafusada a viga e do lado do banzo livre. Pode ainda observar-se o somatório das quatro células de carga, que representa o total do esforço axial no pilar aplicado ao longo do ensaio, o que perfaz, como se referiu 80 Ton (800 kN). Na Figura 3-180 representa-se o esforço axial medido através dos extensómetros eléctricos unidireccionais, nos banzos e ao centro da alma. À medida que o modelo é carregado, e em função do momento flector aplicado à ligação, o esforço axial no banzo livre do pilar aumenta em compressão partindo de um valor de $-288,6$ KN até atingir um valor de $-887,2$ KN, quando a ligação rompe. No banzo do lado da viga

acontece exactamente o contrário, verificando-se um decréscimo do esforço axial, passando de um valor de compressão de -294,4 KN, para um valor de tracção de 337,9 KN na rotura da ligação. Na alma do pilar, mediu-se o valor ao centro, que representa a média do esforço axial, observa-se um valor praticamente constante à volta dos -190 KN. Se se representar em cada instante o somatório de todos os esforços axiais, chega-se a um valor constante próximo dos 800 KN.

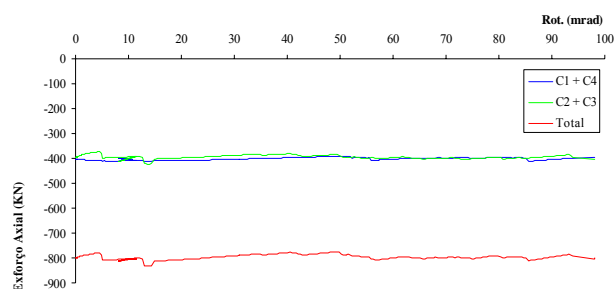


Figura 3-179 – Esforço axial aplicado ao pilar medido nas células de carga.

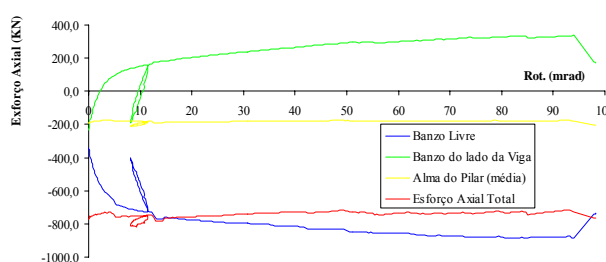


Figura 3-180 – Esforço axial determinado através dos extensómetros eléctricos.

Ainda com os resultados dos extensómetros eléctricos dos banzos do pilar, e fazendo uso da expressão da flexão simples da Resistência dos Materiais calculou-se o momento nas respectivas superfícies. Os resultados podem ser observados na Figura 3-181. À medida que a ligação se vai deformando o momento-flector no banzo livre diminui até atingir um valor de -190 KNm e o banzo contrário aumenta até atingir um valor próximo dos 200 KNm.

Nesta série de ensaios, a par do deflectómetro DT16, observável na Figura 3-1, colocou-se um outro deflectómetro no maciço de carga superior, com a finalidade de medir o encurtamento do pilar. Os resultados são apresentados na Figura 3-182, em função da rotação da ligação. Observa-se que o encurtamento máximo do pilar atinge 2,5 mm no momento da rotura da ligação. A deformada final do pilar foi já apresentada na Figura 3-176.

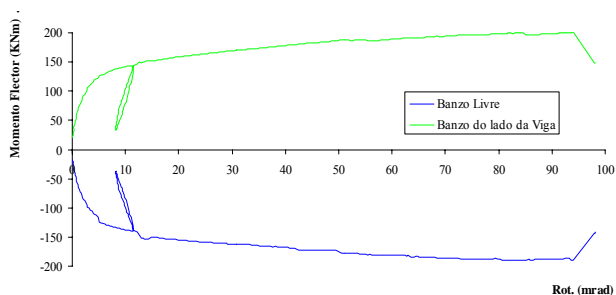


Figura 3-181 – Momento-flector determinado através dos extensómetros eléctricos.

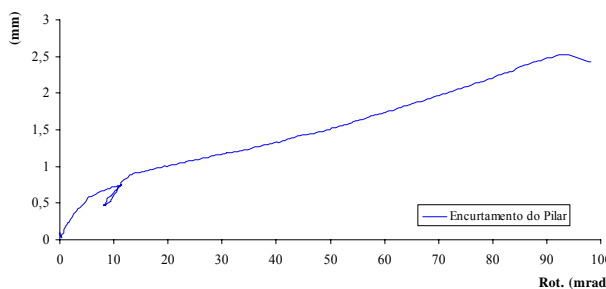


Figura 3-182 – Encurtamento do pilar.

3.5.4.2. Ensaios cíclicos

Na Figura 3-183 apresentam-se em simultâneo as curvas histeréticas resultantes do ensaio J1.3 e J2.3. Verifica-se que este último ensaio atingiu deformações negativas consideravelmente superiores. O desenvolvimento da trajectória do ensaio J2.3 é mais “achatado”, fruto da menor rigidez inicial da ligação que, como se viu, é aproximadamente 26% menor que no ensaio sem esforço axial. Apesar da estratégia de carregamento ter sido exactamente a mesma que a aplicada à ligação J1.3, a resposta da ligação J2.3 é significativamente diferente, especialmente quando a ligação é carregada (momentos negativos).

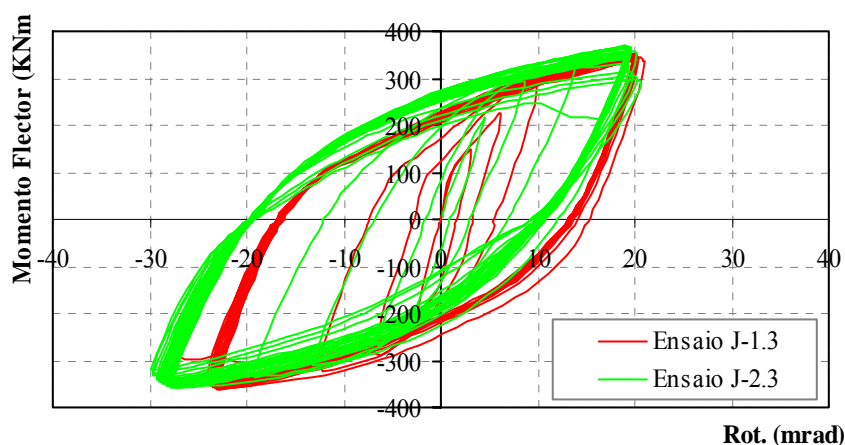


Figura 3-183 – Curva histerética Momento-flector Rotação do ensaio J2.3

Na figura seguinte, podem-se observar várias vistas do modo de rotura da ligação que se deu pelo cordão de soldadura na interface com o banzo inferior da viga. Aparentemente, devido ao esforço axial o pilar teria menor deformação, o que implicaria menor flexão da placa de extremidade e que, por sua vez, justificaria este modo de rotura. Na realidade, a contribuição do painel da alma do pilar e da placa de extremidade para a dissipação total de energia da ligação é sensivelmente da mesma ordem de grandeza que no ensaio J1.3, como se verificou anteriormente.

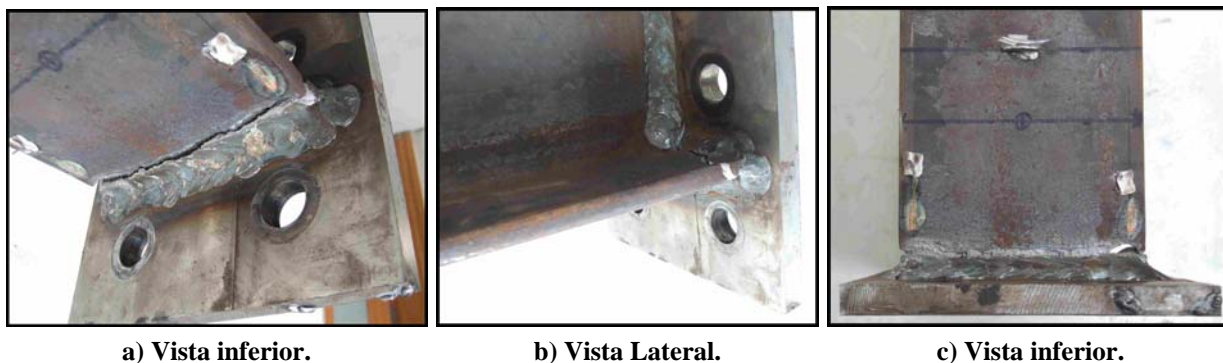


Figura 3-184 – Modo de rotura da ligação.

Na Figura 3-185 apresenta-se a quantificação do esforço axial aplicado no pilar nas células de carga. A totalidade do esforço é de aproximadamente 800 KN, como se pode observar. Na Figura 3-186 ilustra-se o desenvolvimento do esforço axial determinado através dos extensómetros eléctricos, quer no banzo livre do pilar, no banzo oposto, onde está aparafusada a viga, o valor médio observado na alma e o somatório das três componentes, que perfaz uma vez mais um valor aproximado dos 800 KN. Se no início do ensaio, toda a secção está comprimida por igual, à medida que se aplica o carregamento na consola da viga, se num dos banzos o esforço de compressão aumenta no outro diminui e vice-versa.

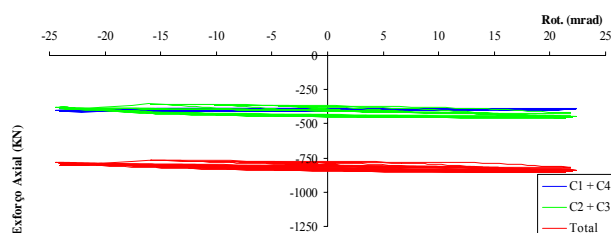


Figura 3-185 – Esforço axial aplicado ao pilar medido nas células de carga.

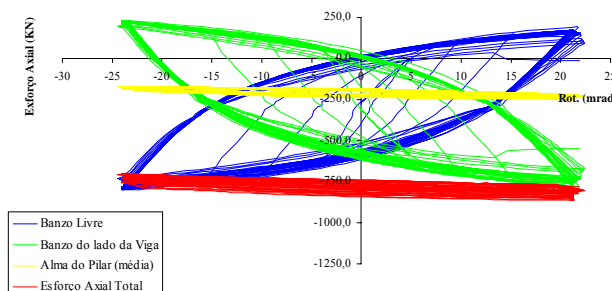


Figura 3-186 – Esforço axial determinado através dos extensómetros eléctricos.

Mais uma vez, aplicando a expressão da resistência dos materiais para a flexão simples, pode determinar-se o momento-flector na superfície exterior dos banzos instrumentados. O resultado pode ser observado na Figura 3-187. Verificam-se amplitudes de momento-flector da ordem dos 300 KNm. Na Figura 3-188 apresenta-se a medição do encurtamento do pilar, que atinge aproximadamente 1 mm quando a viga é puxada (momentos positivos) e aproximadamente 3 mm quando a viga é carregada (momentos negativos) o que resulta numa amplitude de deformação axial de aproximadamente 4 mm.

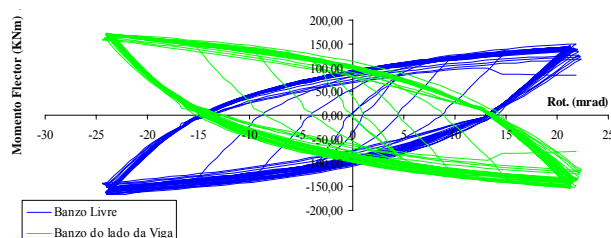


Figura 3-187 – Momento-flector determinado através dos extensómetros eléctricos.

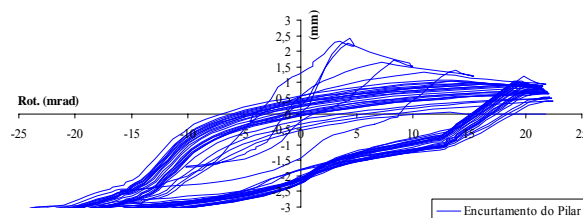


Figura 3-188 – Encurtamento do pilar.

O segundo ensaio cíclico com esforço axial no pilar com a referência J2.2 foi realizado exactamente com a mesma estratégia de carregamento na viga do ensaio J2.3, ou seja a primeira estratégia como já se referiu. A alteração, a nível de esforços aplicados, verificou-se na aplicação

do esforço axial do pilar que foi aumentado de 800 kN para 1200 kN, o que representa 27% da resistência plástica da secção do pilar.

Na Figura 3-189 representam-se em simultâneo as curvas resultantes dos três ensaios desta série, o ensaio monotónico J2.1, e os dois ensaios cíclicos J2.2 e J2.3. Verifica-se uma correspondência entre a trajectória definida pelo ensaio monotónico e os ensaios cíclicos. Quando se comparam os dois ensaios cíclicos repara-se que, se por um lado os valores máximos de esforço observado coincidem, como seria de esperar, já os valores máximos de deformação atingidas não são tão coincidentes. Embora, os valores máximos de deformação não sejam tão coincidentes, as amplitudes de deformação são aproximadas, ou seja esta diferença deve-se em parte às dificuldades que se tem em conseguir iniciar um ensaio cíclico exactamente no mesmo ponto de deformação, o que implica que, se a estratégia de carregamento é exactamente a mesma, como de resto aconteceu, podem-se verificar maiores deformações negativas o que implica menores deformações positivas, ou vice-versa.

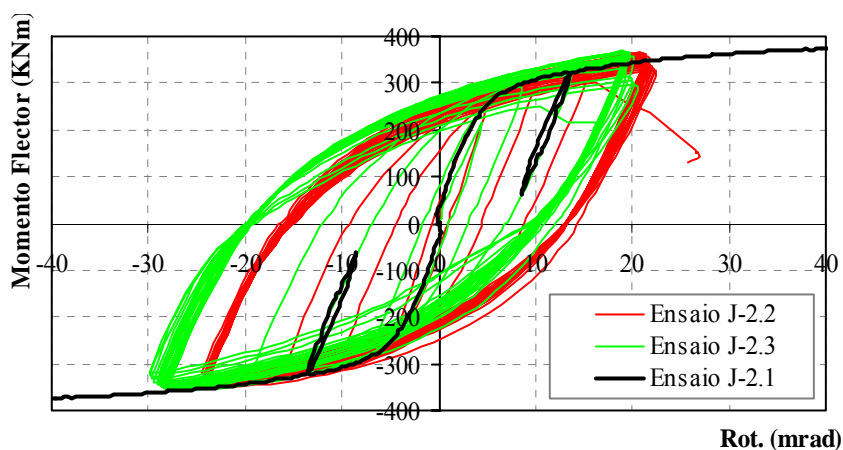


Figura 3-189 – Representação em simultâneo das curvas dos ensaios da série J2.

Na Figura 3-190 representam-se em simultâneo as curvas histeréticas dos três ensaios cíclicos de igual geometria e igual história de carga cíclica. O ensaio J1.3 (do série J1) não tem esforço axial no pilar, enquanto que os outros dois ensaios da série J2 têm o esforço axial indicado. Entre a curva do ensaio J1.3 e J2.2, observa-se uma quase perfeita coincidência, relembrando-se que dos ensaios da série J2, o ensaio J2.2 é o que tem maior esforço axial aplicado. Já relativamente à curva do ensaio J2.3, com menor esforço axial no pilar, observa-se um ligeiro deslocamento da curva para a direita. Contudo, se se deslocasse a curva ligeiramente para a direita, fazendo coincidir os valores da resistência ir-se-ia observar deformações negativas ligeiramente superiores às observadas para os outros dois ensaios. Com o aumento do esforço axial no pilar, observa-se um efeito estabilizador na deformação da ligação.

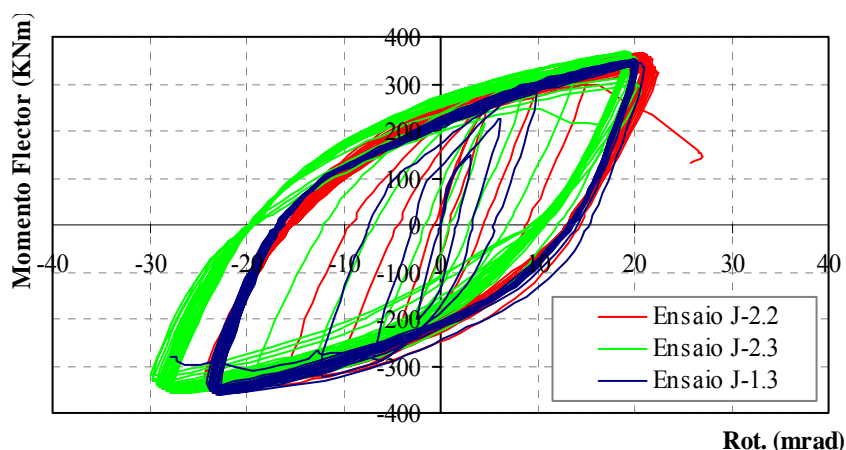


Figura 3-190 – Representação em simultâneo das curvas dos ensaios J1.3, J2.2 e J2.3.

Na Figura 3-191 mostram-se algumas fotografias que ilustram bem a forma da rotura da placa de extremidade, na ligação entre o banzo inferior da viga e o cordão de soldadura da placa de extremidade. Na Figura 3-191 a) representa-se o início do descolamento, para uma fase intermédia do carregamento, na Figura 3-191 b) representa-se a rotura da ligação no final do carregamento e na Figura 3-191 c) representa-se a continuação da rotura até à alma da viga.

Na Figura 3-192 apresenta-se o pormenor da ligação do banzo superior da viga com a placa de extremidade, onde se pode observar um pequeno descolamento entre o cordão de soldadura e a placa de extremidade. Na Figura 3-193 observa-se o banzo livre do pilar, numa fase final do carregamento. Observa-se a plastificação das fibras imediatamente junto aos reforços transversais, respectivamente abaixo e acima do reforço superior e inferior. De qualquer forma, e considerando a alta contribuição do painel da alma do pilar na dissipação da energia total da ligação, a aparência tanto de verticalidade dos pilares como de deformação nestas zonas críticas, deixam antever uma considerável integridade estrutural por parte destes.



Figura 3-191 – Modo de rotura da ligação.



Figura 3-192 – Vista superior da placa de extremidade.



Figura 3-193 – Banzo livre do pilar.

Também nestes ensaios se optou por pintar na íntegra o painel da alma do pilar, o que permite acompanhar a formação das linhas de rotura provocadas pelos esforços internos instalados ao longo do ensaio. Apresentam-se na Figura 3-194, na Figura 3-195 e na Figura 3-196 uma sequência de fotografias que permitem avaliar a progressão dessa formação.



a) Vista lateral 1.



b) Vista lateral 2.



c) Vista lateral 3.

Figura 3-194 – Deformação progressiva do painel da alma do pilar.



a) Vista lateral 4.

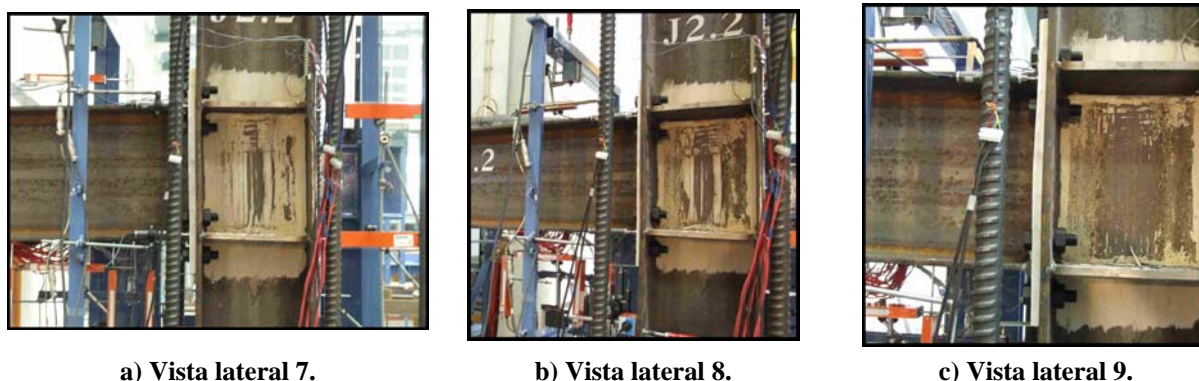


b) Vista lateral 5.



c) Vista lateral 6.

Figura 3-195 – Deformação progressiva do painel da alma do pilar.



a) Vista lateral 7. b) Vista lateral 8. c) Vista lateral 9.

Figura 3-196 – Deformação progressiva do painel da alma do pilar.

Na Figura 3-197 apresenta-se novamente o esforço axial aplicado no pilar, medido directamente nas células de carga. Como se referiu e se pode confirmar na mesma figura, aplicou-se um esforço axial total de aproximadamente 1200 kN. Na Figura 3-198 representa-se a determinação do esforço axial nos banzos do pilar e a média na alma do mesmo. Se em cada instante se somarem as três parcelas obtém-se um valor de aproximadamente 1200 kN.

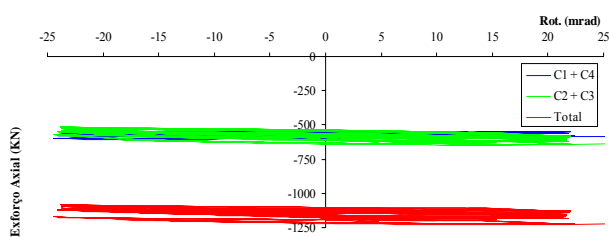


Figura 3-197 – Esforço axial aplicado ao pilar medido nas células de carga.

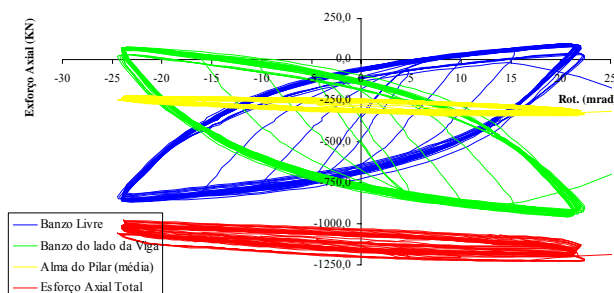


Figura 3-198 – Esforço axial determinado através dos extensómetros eléctricos.

Da mesma forma, determinou-se o momento-flector nos banzos do pilar, através da expressão da flexão simples da Resistência dos materiais. O resultado pode ser observado na Figura 3-199. Na Figura 3-200 representa-se o encurtamento do pilar que, na realidade e fruto do pequeno curso dos deflectómetros utilizados (10 mm), resultou num truncamento do gráfico no sentido do encurtamento do pilar. De qualquer forma será de prever um encurtamento total do pilar da ordem dos 3,5 a 4 mm.

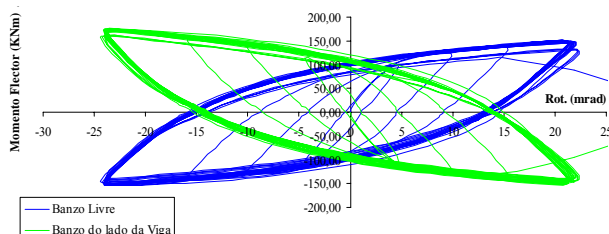


Figura 3-199 – Momento-flector determinado através dos extensómetros eléctricos.

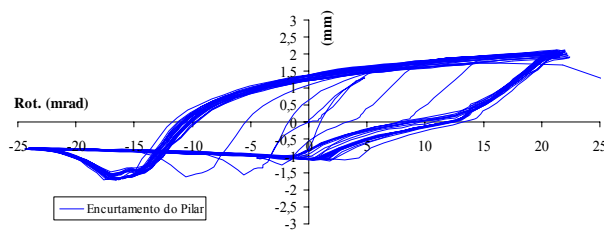


Figura 3-200 – Encurtamento do pilar.

3.6 SÍNTESE

Neste capítulo apresenta-se de uma forma resumida os resultados dos ensaios experimentais. O nível de instrumentação utilizado neste programa de ensaios gerou uma quantidade de informação, nomeadamente ao nível de extensometria, que se tornaria demasiado pesado estar a ser objecto de apresentação integral num capítulo. Por isso, essa informação será disponibilizada em anexo.

Optou-se por apresentar de uma forma mais detalhada os resultados do ensaio monotónico J1.1 e do ensaio cíclico J1.3. Fazendo uso dos resultados obtidos através da instrumentação mecânica, apresenta-se o comportamento global dos modelos. Através da informação recolhida pela extensometria eléctrica, apresenta-se o estudo das componentes.

O primeiro ensaio foi alvo de um estudo mais aprofundado, incluindo trabalho de metalografia, com vista à determinação do início da fractura e em particular a observação à posteriori das soldaduras.

Apresentados estes dois primeiros ensaios de uma forma mais pormenorizada, optou-se por apresentar os resultados dos restantes ensaios, de uma forma mais resumida, em formato de tabela, onde se pode observar a informação mais relevante.

De seguida fez-se a análise comparativa das componentes e por último estudou-se o efeito do esforço axial no pilar, com base nos ensaios da série J2.

CAPÍTULO 4 - IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL DO MODELO HISTERÉTICO

4.1 INTRODUÇÃO

O grande desenvolvimento actual dos meios computacionais permite, cada vez mais, o estudo através de simulações numéricas de fenómenos reais que acontecem no dia a dia, nas mais diversas áreas do saber. É por isso que, actualmente, se associam os métodos analíticos e automáticos aos ensaios laboratoriais de modelos à escala real e reduzida, de forma a se poderem extrapolar os resultados para além das situações ensaiadas.

Este trabalho versa, como já foi dito, sobre o estudo do comportamento de ligações metálicas, quando sujeitas à acção sísmica. Procuram-se associar os ensaios laboratoriais de ligações metálicas, alguns que já existiam e outros que foram realizados no âmbito desta tese, às simulações numéricas. Para isso, realizaram-se ensaios em laboratório de ligações metálicas, que serviram para calibrar o modelo numérico desenvolvido neste trabalho.

O comportamento real de uma ligação metálica, quando sujeita a acções cíclicas, pode ser simulado através da expressão matemática descrita por Richard-Abbott (1975), posteriormente alterada por Della Corte *et al.* (2000) de forma a contemplar a modelação de deslizamento (*pinching*), endurecimento e degradação de resistência e rigidez. Neste capítulo apresenta-se a programação em DELPHI (2002) deste modelo Richard-Abbott modificado (Della Corte *et al.*, 2000), desenvolvida sobre uma aplicação gráfica denominada de SeismoDev (Delphi, 2002), cuja aparência gráfica pode ser observada na Figura 4-1. Este modelo, que reproduz o comportamento isolado de uma ligação, foi posteriormente incorporado no software de cálculo automático SeismoStruct (2007), através de um elemento intrínseco denominado *Link Element Type*, que acomoda várias leis de comportamento, entre as quais a aqui apresentada, como se poderá comprovar fazendo o download do referido software na Internet através do sítio especificado (Seismosoft, 2007). Assim, o cálculo numérico estrutural pode ser realizado considerando o comportamento real das ligações. Será ainda apresentado um exemplo de calibração do modelo, onde se especificam os valores dos respectivos parâmetros, que definem o comportamento da ligação, com base em ensaios laboratoriais realizados (Nogueiro *et al.*, 2005).

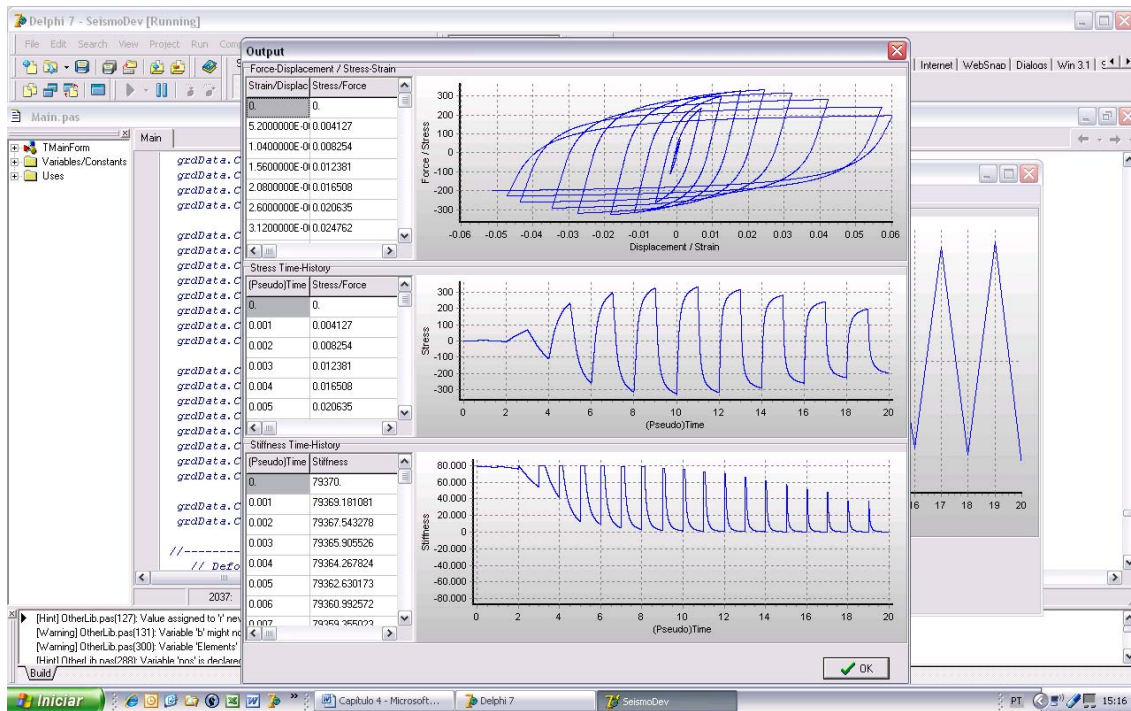


Figura 4-1 – Screen-Shot da aplicação gráfica SeismoDev.

4.2 MODELO RICHARD-ABBOTT

4.2.1 Modelo Analítico

Quando uma estrutura metálica é solicitada por uma acção sísmica, o comportamento das suas ligações pode apresentar a configuração da Figura 4-2 a) ou b) consoante evidencie, ou não, fenómenos de deslizamento e degradação de resistência e de rigidez.

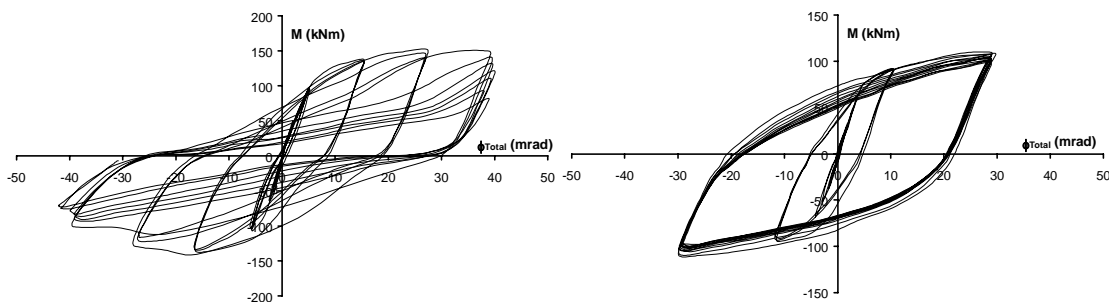


Figura 4-2-a) Curva hysterética de uma ligação metálica com deslizamento; b) sem deslizamento

No caso mais simples, ou seja, quando a ligação não apresenta deslizamento nem degradação de resistência nem de rigidez, o desenvolvimento da trajectória desenvolvida pelo seu comportamento pode ser descrito pela expressão (4-1), apresentada pela primeira vez por Richard-Abbott em 1975, que reproduz o comportamento elasto-plástico de vários materiais e que foi inicialmente utilizada para simular a resposta de ligações metálicas quando sujeitas a

carregamento monotónico e mais tarde aplicada a comportamentos cíclicos (De Martino *et al.*, 1984), como se pode observar no trabalho desenvolvido por Simões *et al.* (2001).

$$(4-1) \quad M = \frac{(k - k_p) \cdot \phi}{\left[1 + \left| \frac{(k - k_p) \cdot \phi}{M_0} \right|^N \right]^{1/N}} + k_p \cdot \phi$$

$$(4-2) \quad N = \frac{-\ln 2}{\ln \left(\frac{M_1}{M_0} - \frac{k_p}{k - k_p} \right)}$$

De acordo com este modelo, a curva histerética momento-rotação é dada pela expressão analítica (4-1), onde M representa o momento-flector e ϕ a rotação da ligação. Os parâmetros k , k_p e M_0 são definidos na Figura 4-3, enquanto que N é um parâmetro de ajuste à curva real e é determinado de acordo com a expressão (4-2).

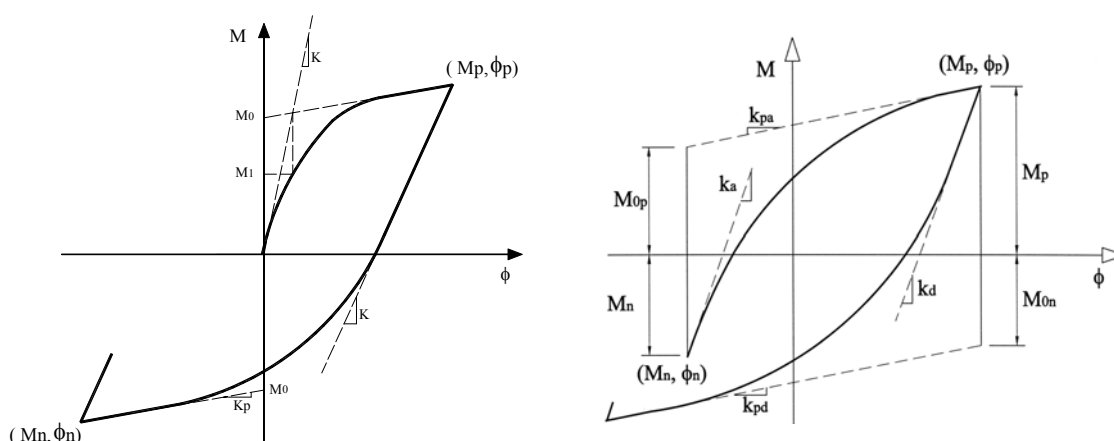


Figura 4-3- Modelo Richard-Abbott, de acordo com o comportamento positivo e negativo.

A generalidade das ligações metálicas apresenta um comportamento assimétrico em relação ao eixo baricentrico horizontal, o que obrigou a algumas alterações da expressão (4-1). Considerando uma transformação de variáveis, para reproduzir o comportamento na descarga, e para um troço genérico qualquer, a curva de carga passa a ser traduzida pela expressão (4-3).

$$(4-3) \quad M = M_n - \frac{(k_a - k_{pa}) \cdot (\phi_n - \phi)}{\left[1 + \left| \frac{(k_a - k_{pa}) \cdot (\phi_n - \phi)}{M_{0a}} \right|^N \right]^{1/N}} - k_{pa} \cdot (\phi_n - \phi)$$

Onde $M_{0a} = M_n + M_{0p}$. A curva de descarga é conseguida de forma semelhante, substituindo o ponto de coordenadas (M_n, ϕ_n) pelo ponto de coordenadas (M_p, ϕ_p) e os parâmetros M_{0a} , k_a e k_{pa} pelos valores correspondentes avaliados na descarga, M_{0d} , k_d e k_{pd} .

Se por um lado, a expressão apresentada por Richard-Abbott tal como é até aqui apresentada tem algumas limitações em relação às necessidades de simular todos os fenómenos que realmente aparecem numa ligação metálica, quando solicitada a acções cíclicas, por outro reveste-se de extrema importância nos futuros desenvolvimentos. Isto porque, é a partir dela que, com algumas alterações, se conseguirá um desempenho mais completo e adequado à simulação do comportamento real das ligações, como se irá demonstrar à frente.

4.3 MODELO RICHARD-ABBOTT MODIFICADO

4.3.1 Modelo Analítico

A expressão (4-1) toma agora a forma apresentada pela expressão (4-4). É a mesma expressão apresentada por Richard-Abbott (1975), com pequenas alterações ao nível dos índices.

$$(4-4) \quad M = \frac{(k_{ot} - k_{ht}) \cdot \phi}{\left[1 + \left| \frac{(k_{ot} - k_{ht}) \cdot \phi}{M_{ot}} \right|^{nt} \right]^{1/nt}} + k_{ht} \cdot \phi$$

Esta expressão foi modificada por Della Corte *et al.* (2000) de forma a poder incluir fenómenos de deslizamento. Para o conseguir foram introduzidos dois limites, definidos por duas curvas, como se pode observar na Figura 4-4 b), que representam os valores máximos e mínimos possíveis de ocorrer na trajectória $M-\phi$. Ambas as curvas são do tipo das definidas por Richard-Abbott da Figura 4-4 a) e são caracterizadas pelos parâmetros K_{op} , M_{op} , K_{hp} , n_p (curva limite inferior) e K_o , M_o , K_h , n (curva limite superior). Assim, pode-se encontrar um qualquer ponto genérico pertencente à trajectória do comportamento real $M-\phi$, todavia considerada do tipo da definida por Richard-Abbott, onde os parâmetros relevantes são definidos como se apresenta de seguida pelas expressões (4-5) a (4-8).

$$(4-5) \quad K_{ot} = K_{op} + (K_o - K_{op}) \times t$$

$$(4-6) \quad M_{ot} = M_{op} + (M_o - M_{op}) \times t$$

$$(4-7) \quad K_{ht} = K_{hp} + (K_h - K_{hp}) \times t$$

$$(4-8) \quad n_t = n_p + (n - n_p) \times t$$

O parâmetro t , pertencente ao intervalo $[0..1]$, define a lei de transição da curva limite inferior para a curva limite superior. Define, tão próximo quanto possível, a forma das curvas reais e é dado pela expressão (4-9).

$$(4-9) \quad t = \left[\frac{(\phi / \phi_{lim})^{t_1}}{(\phi / \phi_{lim})^{t_1} + 1} \right]^{t_2}$$

Onde, t_1 , t_2 e ϕ_{lim} são três parâmetros empíricos, calibrados experimentalmente. Como já foi referido, a Figura 4-4 b) ilustra, qualitativamente, o resultado do comportamento do deslizamento para um ramo ascendente.

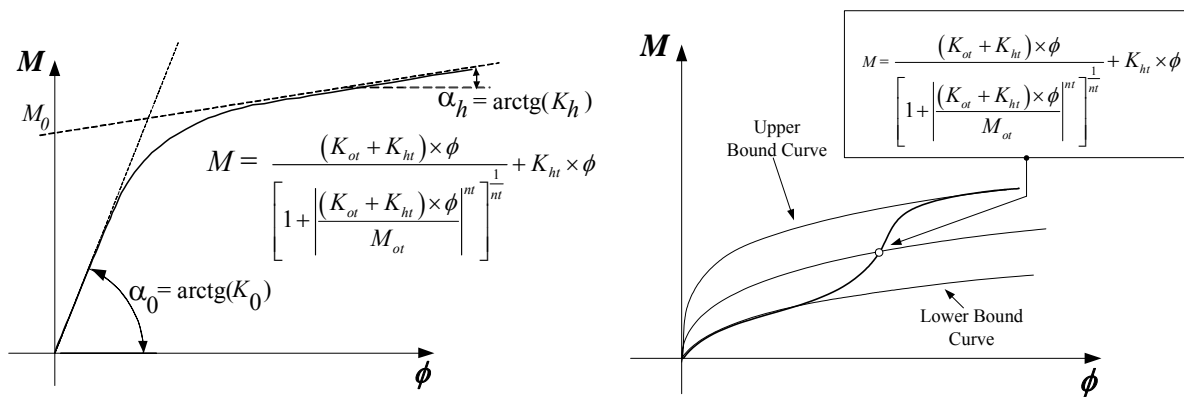


Figura 4-4- a) Ramo ascendente sem deslizamento; b) Com deslizamento.

No caso de se tratar de uma história de deformação genérica, o parâmetro ϕ_{lim} é definido relativamente à máxima deformação observada na direcção do carregamento em causa. É avaliado de acordo com a relação expressa (4-10).

$$(4-10) \quad \phi_{lim} = C(|\phi_o| + \phi_{max})$$

Onde $|\phi_o|$ é o valor absoluto da deformação, desde a origem até ao valor corrente da mesma, ϕ_{max} é o valor máximo da deformação observável em toda a história de carga anterior, na direcção da carga considerada como se descreve na Figura 4-5 a) e C é um parâmetro de calibração.

O ramo de descarga é assumido como linear com uma inclinação igual a K_o até ao ponto definido pela intercepção da recta paralela à recta que tem a ordenada igual à resistência da ligação mais o endurecimento, caso exista, e a inclinação igual à rigidez pós elástica K_h , partindo esta da origem, como se pode observar pela Figura 4-5 b). Este procedimento permite assim considerar o efeito de Bauschinger.

A acção cíclica, quando a ligação entra em regime não linear, produz a acumulação de deformações plásticas, até que a ductilidade da ligação se esgote e consequentemente atinja a rotura. Normalmente, a repetição do carregamento é acompanhada pela degradação da resposta estrutural devido à deterioração das propriedades mecânicas do material. Este comportamento pode ser levado em consideração, tanto para a resistência ($M_{o,red}$), como para a rigidez ($K_{o,red}$) usando as expressões (4-11) e (4-12).

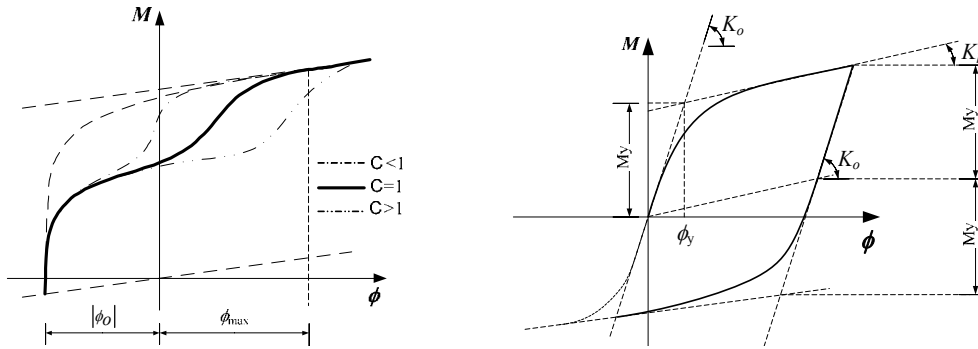


Figura 4-5- a) Efeito do parâmetro C; b) definição do ramo da descarga.

$$(4-11) \quad M_{o,red} = M_o \left(1 - i_M \times \frac{E_h}{M_y \times \bar{\phi}_{u,o}} \right)$$

$$(4-12) \quad K_{o,red} = K_o \left(1 - i_K \times \frac{E_h}{K_o \times \bar{\phi}_{u,o}} \right)$$

$\bar{\phi}_{u,o}$ é o correspondente valor último de deformação possível de ocorrer para um carregamento monotónico, na direcção considerada, E_h é a energia hysterética dissipada em todos os ciclos anteriores, M_y representa o valor convencional da resistência da ligação, K_o a rigidez inicial como é definida na Figura 4-5 b) e o coeficiente i é um parâmetro empírico relacionado com o grau de degradação.

O endurecimento resultante da deformação plástica é considerado como sendo isotrópico. Além disso, ensaios experimentais com amplitudes de deformação constante em ligações metálicas que não exibem degradação de resistência demonstraram que o endurecimento cíclico aumenta nos primeiros ciclos e permanece estável nos seguintes (Della Corte *et. al*, 2000). Assim, podem assumir-se as expressões seguintes (4-13) e (4-14) para definir o endurecimento.

M_o e $M_{o,inc}$ são o valor inicial e aumentado após da resistência, após o endurecimento, respectivamente; ϕ_{max} é o valor máximo da deformação observado, na respectiva direcção (positiva ou negativa); ϕ_y é o valor convencional da deformação elástica de acordo com a Figura

4-5 b); H_h é um coeficiente empírico que define o nível de endurecimento isotrópico (Filippou *et al.*, 1983).

$$(4-13) \quad M_{o,inc} = M_o \quad \text{if } \phi_{\max} \leq \phi_y$$

$$(4-14) \quad M_{o,inc} = M_o \left(1 + H_h \times \frac{\phi_{\max} - \phi_y}{\phi_y} \right) \quad \text{if } \phi_{\max} \geq \phi_y$$

Esta formulação corresponde praticamente à translação da assíntota original do modelo Richard-Abbott definida pela expressão (4-4) como sendo uma extensão da deformação plástica.

4.3.2 Programação em Delphi

Para levar a efeito a programação do modelo Richard-Abbott modificado foi desenvolvida em linguagem Delphi a aplicação SeismoDev, já atrás referenciada, pela empresa SeismoSoft, que também é a autora do *software* de análise de estruturas SeismoStruct, onde de resto será integrado o modelo desenvolvido neste trabalho. Esta aplicação é constituída por 4 unidades (*forms*): (i) *Main.pas*; (ii) *Other.pas*; (iii) *OtherLib.pas* e (iv) *Otpt.pas*, cujos códigos pedem ser observados em Anexo A. Todo o trabalho de programação do modelo decorre na unidade *Main.pas*, que é, de resto, a unidade principal da aplicação. Esta unidade começa por ter uma secção onde se chamam todos os procedimentos da aplicação, definem-se os dados de entrada do problema e de seguida desenvolvem-se os procedimentos que dão corpo ao modelo: (i) *SetStress*; (ii) *CalcStress*; (iii) *SetStiffness*; (iv) *CalcStiffness*; (v) *IniCalcs*; (vi) *UpDate*; (vii) *ToolsSampleExemple*; (viii) *ButtonClick*.

Destes procedimentos enunciados, o mais importante para o desenvolvimento do modelo é o procedimento *CalcStress*. É aqui que se desenvolve a maioria do código. Todos os outros procedimentos aparecem como complemento deste.

4.3.2.1. Dados de entrada do problema

Os dados a introduzir na aplicação são as propriedades mecânicas da ligação, de acordo com a Figura 4-6 e com a Tabela 4-1 e a Tabela 4-2 e que são tratadas como constantes do problema. Os valores M_a e M_d representam os “*limites elásticos*” de resistência da ligação respectivamente positivo e negativo, K_a e K_d , a rigidez elástica inicial ascendente e descendente, respectivamente, e K_{pa} e K_{pd} e rigidez pós elástica ascendente e descendente respectivamente, como se observa na Figura 4-6 a). N_a e N_d são, respectivamente, os parâmetros de ajustamento

da curva tal como são definidos na expressão inicial de Richard-Abbott. iK_a e iK_d representam respectivamente a degradação de rigidez na parte positiva e negativa da curva hysterética da ligação, assim como iM_a e iM_d representam da mesma forma a degradação de resistência da ligação, como se observa na Figura 4-6 b). Os parâmetros H_a e H_d são utilizados quando se quer simular o endurecimento isotrópico do aço, quer, respectivamente, para a parte positiva ou negativa da curva hysterética. Os parâmetros E_{maxa} e E_{maxd} referem-se à máxima deformação admitida para a ligação, respectivamente para a parte positiva e negativa da curva hysterética da ligação. Os parâmetros que falta referenciar, K_{ap} , M_{ap} , K_{pdp} , N_{ap} , t_{1a} e t_{2a} , para a parte positiva da curva e os parâmetros K_{dp} , M_{dp} , K_{pdp} , N_{dp} , t_{1d} e t_{2d} , para a parte negativa da curva, referem-se à definição do deslizamento. Os primeiros quatro parâmetros de cada um destes dois conjuntos definem a curva limite inferior, respectivamente para a parte positiva e negativa da curva hysterética da ligação como se pode observar na Figura 4-6 c). Os dois últimos parâmetros t_{1a} e t_{2a} , para a parte positiva da curva e t_{1d} e t_{2d} , para a parte negativa da curva, são utilizados para manipular a posição em abcissas da transição da curva limite inferior para a curva limite superior, assim como os valores de C_a e C_d .

linha	código
173	// establish the material properties for the positive branches
174	$K_a := \text{MatPrp}[0]$; // initial stiffness for the upper bound curve
175	$M_a := \text{MatPrp}[1]$; // strength for the upper bound curve
176	$K_{pa} := \text{MatPrp}[2]$; // pós elastic stiffness for the upper bound curve
177	$N_a := \text{MatPrp}[3]$; // shape parameter for the upper bound curve
178	$K_{ap} := \text{MatPrp}[4]$; // initial stiffness for the lower bound curve
179	$M_{ap} := \text{MatPrp}[5]$; // strength for the lower bound curve
180	$K_{pdp} := \text{MatPrp}[6]$; // pós elastic stiffness for the lower bound curve
181	$N_{dp} := \text{MatPrp}[7]$; // shape parameter for the lower bound curve
182	$t_{1a} := \text{MatPrp}[8]$; // empirical parameter related to the pinching
183	$t_{2a} := \text{MatPrp}[9]$; // empirical parameter related to the pinching
184	$C_a := \text{MatPrp}[10]$; // empirical parameter related to the pinching
185	$iK_a := \text{MatPrp}[11]$; // empirical coefficient related to the stiffness damage rate
186	$iM_a := \text{MatPrp}[12]$; // empirical coefficient related to the strength damage rate
187	$H_a := \text{MatPrp}[13]$; // empirical coefficient defining the level of isotropic hardening
188	$E_{maxa} := \text{MatPrp}[14]$; // maximum value of deformation reached in the loading history

Tabela 4-1 – Propriedades mecânicas da ligação para os ramos positivos.

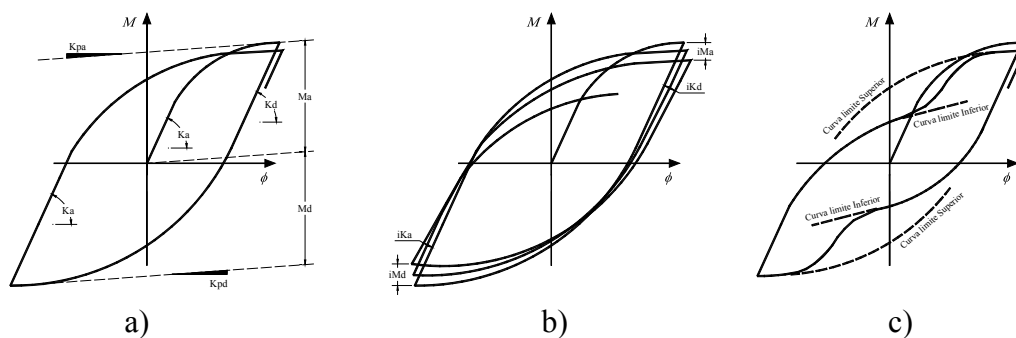


Figura 4-6 – Definição dos dados de entrada do problema.

linha	código
190	// establish the material properties for the negative branches
191	Kd := MatPrp[15]; // initial stiffness for the upper bound curve
192	Md := MatPrp[16]; // strength for the upper bound curve
193	Kpd := MatPrp[17]; // pós elastic stiffness for the upper bound curve
194	Nd := MatPrp[18]; // shape parameter for the upper bound curve
195	Kdp := MatPrp[19]; // initial stiffness for the lower bound curve
196	Mdp := MatPrp[20]; // strength for the lower bound curve
197	Kpdp := MatPrp[21]; // pós elastic stiffness for the lower bound curve
198	Ndp := MatPrp[22]; // shape parameter for the lower bound curve
199	t1d := MatPrp[23]; // empirical parameter related to the pinching
200	t2d := MatPrp[24]; // empirical parameter related to the pinching
201	Cd := MatPrp[25]; // empirical parameter related to the pinching
202	iKd := MatPrp[26]; // empirical coefficient related to the stiffness damage rate
203	iMd := MatPrp[27]; // empirical coefficient related to the strength damage rate
204	Hd:= MatPrp[28]; // empirical coefficient defining the level of isotropic hardening
205	Emaxd := MatPrp[29]; // maximum value of deformation reached in the loading history

Tabela 4-2 – Propriedades mecânicas da ligação para os ramos negativos.

4.3.2.2. Procedimento CalcStress

O primeiro passo a dar em qualquer programação é definir correctamente o algoritmo do problema. Para isso é necessário idealizar de uma forma estruturada o seu desenvolvimento, cumprindo sempre as regras de compilação.

Analisando o modelo em estudo, considerando como *input* as deformações e como *output* as tensões ou respectivamente rotações e momento-flector, define-se um ciclo como sendo o instante em que se inicia a deformação (positiva ou negativa) até ao instante imediatamente anterior em que a mesma muda de sinal. No desenvolvimento da programação, surge assim a necessidade de implementar um contador destes ciclos, como se pode observar na primeira parte do fluxograma da Figura 4-7. Para isso definiu-se o incremento de deformação actual (*StrnIncr*) como sendo a diferença entre a deformação actual (*Strn*) e a deformação anterior (*StrnO*), como se pode observar na Figura 4-8 a) e na linha 359 da Tabela 4-3. Definiu-se também o incremento de deformação anterior (*StrnIncrOld*), como se pode observar na linha 284 e 1268 da unidade *Main.pas* apresentada no Anexo A. Quando o produto de incremento actual pelo incremento anterior é negativo indica que a deformação muda de sinal e por conseguinte o ciclo é aumentado de uma unidade, como se observa na linha 362 da Tabela 4-3.

O código da linha 364 tem como objectivo eliminar indefinições numéricas para deformações muito próximas.

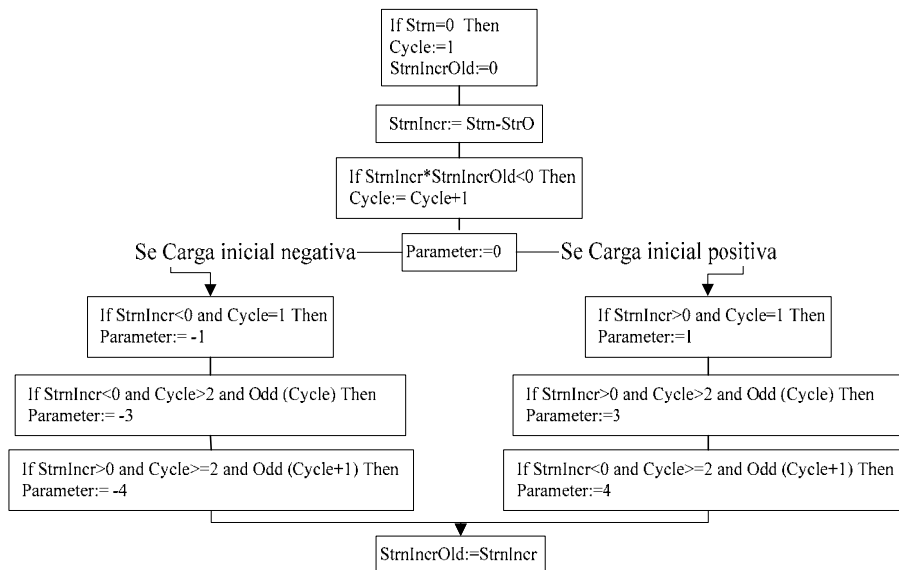


Figura 4-7 – Fluxograma do desenvolvimento do procedimento *CalcStress*.

Após o estabelecimento do contador de ciclos, surge a necessidade de diferenciar as duas formas possíveis de se iniciar qualquer comportamento de uma ligação. Ou começa com deformação positiva ou com deformação negativa, como se pode observar nas Figura 4-8 b) e c), respectivamente. De seguida é necessário identificar cada um dos ramos, com um número de ciclo e um parâmetro para que seja possível atribuir-lhe o respectivo código (programação em *Delphi*) que descreverá o seu comportamento, como descrito na Tabela 4-4 e na Tabela 4-5, respectivamente para o início com deformação positiva e deformação negativa.

Os parâmetros 1 e -1 são apenas necessários para identificar os primeiros ciclos, consoante se trate de deformação inicial positiva ou negativa. A partir daqui, os parâmetros 4 e 3 (início positivo) ou -4 e -3 (início negativo) repetem-se, alternadamente, à medida que o número do ciclo aumenta, combinando os parâmetros ímpares com os ciclos ímpares e os parâmetros pares com os ciclos pares.

linha	código
358	Begin
359	StrnIncr:= Strn-StrnO;
360	If UpdateCycle and ((StrnIncr)*(StrnIncrOld)<0) Then
361	Begin
362	Cycle:= Cycle+1;
363	end;
364	If Abs(StrnIncr)<=1e-10 Then
365	Begin
366	Strs:=StrsO;
367	end;
368	parameter:=0;

Tabela 4-3 – Código referente ao contador de ciclos.

linha	código
370	// When the Bigening is positive
371	If (StrnIncr> 0) and (Cycle=1) Then
372	Begin
373	parameter:=1;
374	end;
375	If (strnIncr> 0) and (Cycle>2) and Odd(Cycle) Then
376	Begin
377	parameter:=3;
378	end;
379	If (StrnIncr<0) and (Cycle>=2) and Odd(Cycle+1) Then
380	Begin
381	parameter:=4;
382	end;

Tabela 4-4 – Código que associa o número do parâmetro ao ciclo quando o início é positivo.

linha	código
384	// When the Bigening is negative
385	If (StrnIncr< 0) and (Cycle=1) Then
386	Begin
387	parameter:=-1;
388	end;
389	If (strnIncr< 0) and (Cycle>2) and Odd(Cycle) Then
390	Begin
391	parameter:=-3;
392	end;
393	If (StrnIncr>0) and (Cycle>=2) and Odd(Cycle+1) Then
394	Begin
395	parameter:=-4;
396	end;

Tabela 4-5 – Código que associa o número do parâmetro ao ciclo quando o início é negativo.

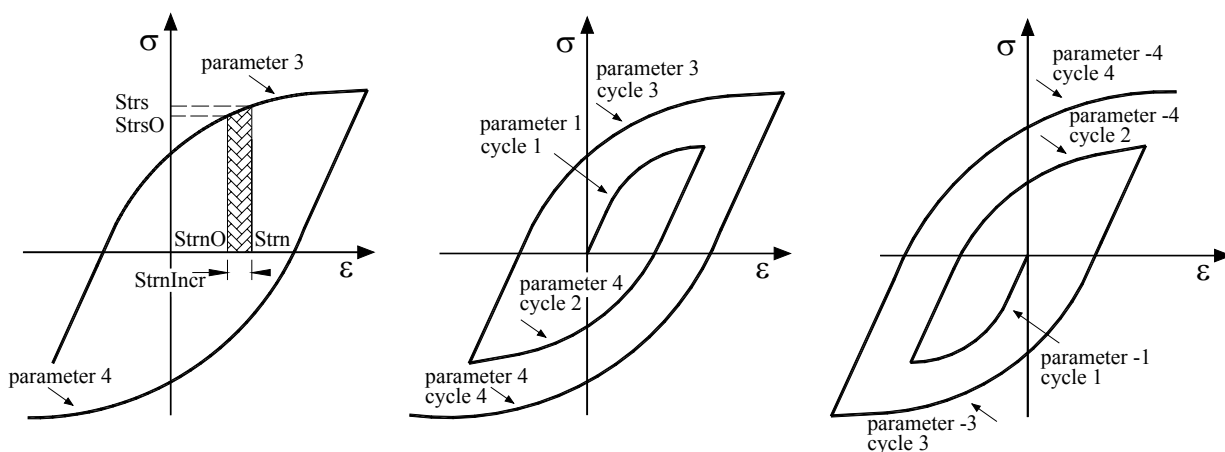


Figura 4-8 – a) Definição do incremento; b) Curva histerética com início positivo; c) com início negativo.

Depois de definido o contador de ciclos aparece a programação para cada um dos ramos que definem a curva histerética da ligação. O primeiro ramo identificado pela combinação *cycle 1* e *parameter 1* ou *cycle 1 parameter -1*, respectivamente para o início positivo ou negativo, é de programação mais simples, porque não envolve ainda a expressão Richard-Abbott modificada,

resumindo-se à programação da expressão (4-1), como se pode observar na Tabela 4-6, especificamente entre a linha 401 e 405, ressaltando necessariamente as diferenças de nomenclatura que foi necessário introduzir. As linhas 406 à 414 referem-se à definição de variáveis temporárias, representadas na Figura 4-9 e que serão utilizadas nos ciclos seguintes. As linhas 416 e 417 referem-se à determinação da área descrita pela curva hysterética à medida que a deformação evolui, e que tem por objectivo a quantificação da energia dissipada nessa deformação. A sua explicação será feita mais à frente.

linha	Código
399	If parameter=1 Then
400	Begin
401	Kat:=Ka;
402	Kpat:=Kpa;
403	Nat:=Na;
404	L1:= exp((1/Nat)*LN(1+exp(Nat*ln(abs(((Kat-Kpat)*(-strn))/(Ma))))));
405	Strs:= -((Kat-Kpat)*(-Strn))/(L1)-Kpat*(-Strn); // Richard-Abbott expression
406	Told1:= Strs;
407	Eold1:= Strn;
408	Eold1_Old:=Eold1;
409	Told1_Old:=Told1;
410	Told3_Old:=Ma;
411	Told6_Old:=Ma;
412	Eold3_Old:=Strn;
413	Eold6_Old:=Strn;
414	E1max:=Eold1;
415	// Determination of the energy dissipated
416	Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
417	A1p1:=Aiold1+Ai;
418	end;

Tabela 4-6 – Código referente ao primeiro ramo da curva hysterética, com início positivo.

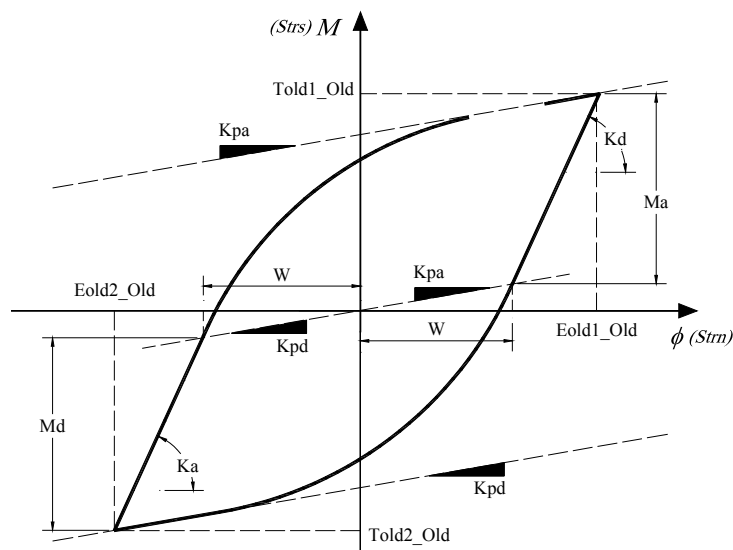


Figura 4-9 – Variáveis que definem uma curva hysterética genérica.

Para a apresentação da programação dos ramos seguintes, optou-se por recorrer a um ramo genérico correspondente a um parâmetro 4. O código desenvolvido para uma curva correspondente ao parâmetro 3 é similar, com alteração das respectivas variáveis.

Os ramos completos são divididos em duas partes. A primeira parte inicial da recarga é feita numa trajectória recta, até atingir o ponto em que a deformação é igual ao valor “W”, como se pode observar na Figura 4-9 e na Figura 4-10, com uma inclinação igual à rigidez. Estabelece-se que, enquanto a deformação é superior a “W”, a incrementação da carga progride de uma forma linear como se observa na primeira parte do código da Tabela 4-7, exactamente na linha 588. Na transição da parte recta para a parte curva, foi necessário introduzir uma correcção matemática, de forma a evitar que os resultados não resultassem ligeiramente alterados, consoante o tamanho da incrementação. Obriga-se que a incrementação da carga, nesta parte recta, seja completa até se perfazer a totalidade da deformação igual a “W”, como se observa na linha 605.

A rigidez pode sofrer uma degradação de acordo com a expressão (4-12), como se observa na linha 583, em função da energia dissipada nos ciclos anteriores.

linha	código
581	If Strn>(Eold1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Kd)*Kd))) Then
582	Begin
583	K2:=Kd*(1-ikd*(ATotal/(Kd*Emaxd)));
584	W:=(Eold1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Kd)*Kd)));
585	if (strn+StrnIncr)>W then
586	Begin
588	Strs:=Told1_Old-K2*(Eold1_Old-Strn);
...	
602	end
603	else
604	Begin
605	Strs:=Told1_Old-K2*(Eold1_Old-W);

Tabela 4-7 – Recarga com trajectória recta.

Depois de percorrida a trajectória recta, surge a segunda parte da curva, que se desenvolve numa trajectória curva, de acordo com o modelo matemático atrás referido. Esta trajectória contempla o endurecimento do material ou, em alternativa, a ausência deste. Assim foi necessário criar duas alternativas materializadas respectivamente pelo código da linha 644 e da linha 627, da Tabela 4-8. Admite-se que, caso haja endurecimento do material, este só é levado em consideração, caso a deformação atinja valores à direita de “ ϕ_y ”, considerando a distância “ ϕ_y ” com início na origem, como se refere na expressão (4-13). Se tal acontecer o procedimento de incrementação é governado a partir da linha 644 da Tabela 4-8, e de acordo com a expressão (4-14). A letra “M” que se observa na Tabela 4-8 corresponde a “ ϕ_y ”, da Figura 4-11.

linha	código
...	
625	If (E1max<=(Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Kd)*Kd)) or (Eold1_Old<0) Then
626	Begin
627	If (-Told5_Old>=Md) and (Told6_Old<(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Kd)))))) then
628	begin
629	M0d:=(-Told5_Old+Told6_Old);
630	end;
641	end
642	else
643	Begin
644	If (-Told5_Old>=Md) and (Told6_Old<(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Kd))))))
then	
645	begin
646	M4:=(-Told5_Old+Told6_Old);
647	M:= abs(Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Kd)*Kd);
648	M0d:=M4*(1+Hd*((abs(E1max)-M)/M));
649	end;
...	

Tabela 4-8 – Recarga na trajetória curva – Endurecimento.

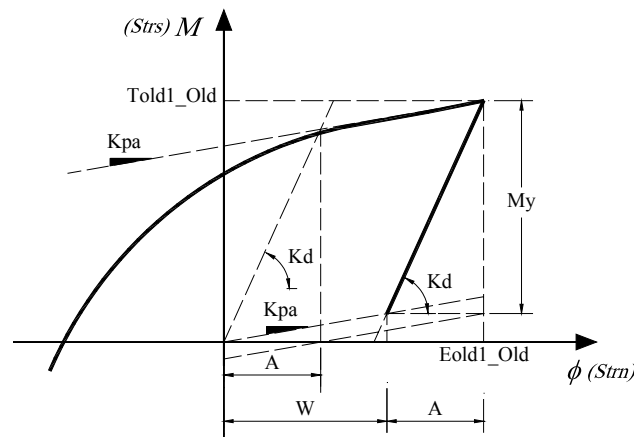


Figura 4-10 – Determinação do ponto de transição da trajetória recta para a trajetória curva.

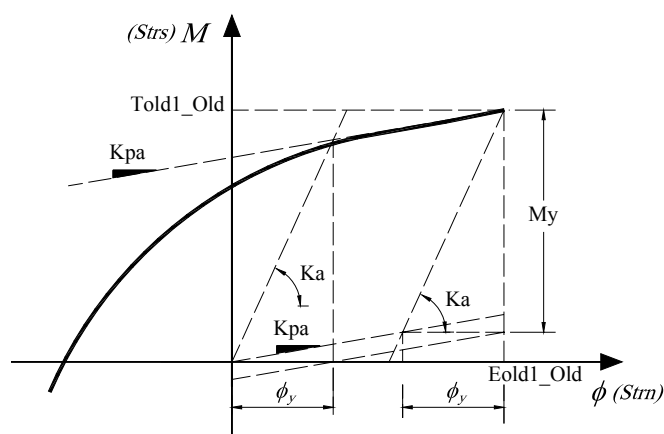


Figura 4-11 – Definição dos limites para aplicação do endurecimento.

Quando se programa o comportamento real de uma ligação, é também necessário contemplar a hipótese de se verificarem inversões de cargas ditas antecipadas. Isto é, inversões de carga antes de se completar a trajetória. Esta parte da programação foi elaborada numa primeira fase

considerando a ausência de degradação de rigidez, de resistência e de endurecimento, por forma a confirmar se a recarga após a inversão antecipada seguia a trajectória esperada, ou seja a trajectória caso não houvesse inversão de carga.

Para a explicação desta parte da programação, recorre-se a um ramo ímpar (ascendente), uma vez que para estes ramos foi necessário considerar quatro hipóteses em vez das três consideradas para os ramos pares (descendentes). Na primeira hipótese, considera-se que a inversão de carga se dá a partir duma posição acima de M_a . A definição de M_{0a} , que representa a amplitude de carga que deverá ser considerada na recarga, é apresentada na linha 486 da Tabela 4-9. Na linha 488 da Tabela 4-9, determina-se que, se a uma inversão de carga acontecer a partir de um ponto em que a deformação está ainda negativa ($E_{old3_Old} < 0$), a resistência correspondente é inferior a M_a , isto é $((T_{old4_Old}) < M_a)$ e $((T_{old3_Old}) < M_a)$ e a trajectória está na parte curva $(T_{old4_Old} > (T_{old2_Old} - ((T_{old2_Old} - E_{old2_Old} * K_{pd}) / (1 - K_{pd} / K_d))))$ neste caso a amplitude da recarga é dada pela diferença entre M_a e M_y , considerando $M_y = ((T_{old2_Old} - E_{old2_Old} * K_{pd}) / (1 - K_{pd} / K_d))$. A hipótese seguinte tem os mesmos pressupostos, à excepção da deformação que se admite que está já na fase positiva ($E_{old3_Old} > 0$), como se pode observar na Figura 4-12. Neste caso a amplitude da recarga é dada por $M_{0a} = (M_a - T_{old4_Old})$, como se pode observar na linha 496 da Tabela 4-9. Por último, considera-se a hipótese de se dar uma inversão de carga ainda na trajectória recta, como se observa na 498 da Tabela 4-9, ou seja abaixo de M_y . Neste caso a amplitude da recarga é determinada por M_a , como se observa na linha 500 da mesma tabela.

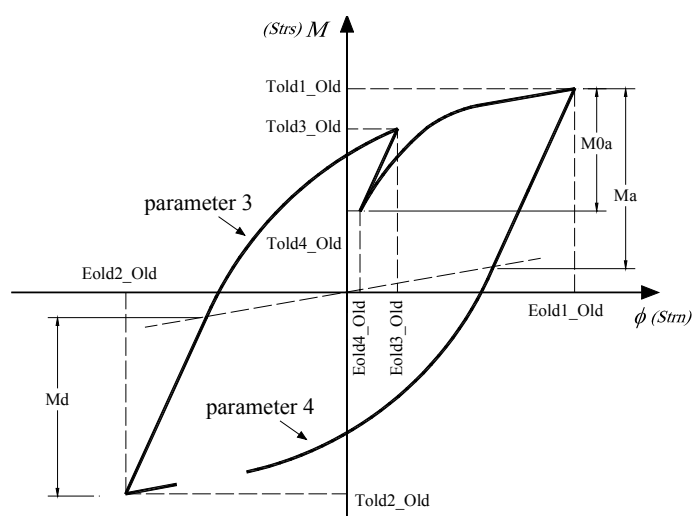


Figura 4-12 – Definição da amplitude da recarga numa inversão de carga antecipada.

linha	código
483	Begin
484	If (Told3_Old>=Ma) and (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd)))) then
485	begin
486	M0a:=Told3_Old-Told4_Old;
487	end;
488	If (Eold3_Old<0) and ((Told4_Old<Ma) and (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd)))) and (Told3_Old<Ma) then
489	
490	begin
491	M0a:=(Ma-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd)));
492	end;
493	If (Eold3_Old>=0) and ((Told4_Old<Ma) and (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd)))) and (Told3_Old<Ma) then
494	
495	begin
496	M0a:=(Ma-Told4_Old);
497	end;
498	If (Told4_Old<=(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd)))) then
499	begin
500	M0a:=Ma;
501	end;
502	end

Tabela 4-9 – Código que define a amplitude da recarga numa inversão de carga antecipada.

Na realidade, quando uma ligação metálica é submetida a uma solicitação cíclica, apresenta sempre alguma dissipação de energia, materializada pela diminuição das suas características mecânicas. Este comportamento pode de facto determinar a resposta de uma estrutura na sua globalidade, influenciando propriedades, como sejam a ductilidade à qual se associa um factor de comportamento, capacidade resistente, capacidade de deformação, rigidez, capacidade de absorção de energia, etc.

Até aqui as propriedades mecânicas mantinham-se constantes, o que quer dizer que teoricamente a ligação não apresenta degradação das propriedades mecânicas. De qualquer forma, em resultado do conhecimento adquirido ao longo da investigação feita nestes últimos dez anos, muito por causa dos últimos grandes sismos ocorridos em Northridge (1994) e em Kobe (1995), e mais recentemente através de vários trabalhos de investigação dos quais salientam-se os desenvolvidos por Simões (2000), conclui-se que as ligações metálicas quando solicitadas por cargas cíclicas, estas denunciam a degradação das suas propriedades mecânicas. Esta degradação manifesta-se essencialmente na sua rigidez e resistência. Assim sendo, considera-se que, para a caracterização do comportamento real de uma ligação metálica com dissipação de energia, a sua rigidez K_a e K_d , variam segundo uma lei que se pode aproximar através de uma linha de tendência linear (i_K), em função energia dissipada acumulada, como se pode observar no gráfico da Figura 4-13 a) e b), respectivamente para a rigidez positiva e rigidez negativa.

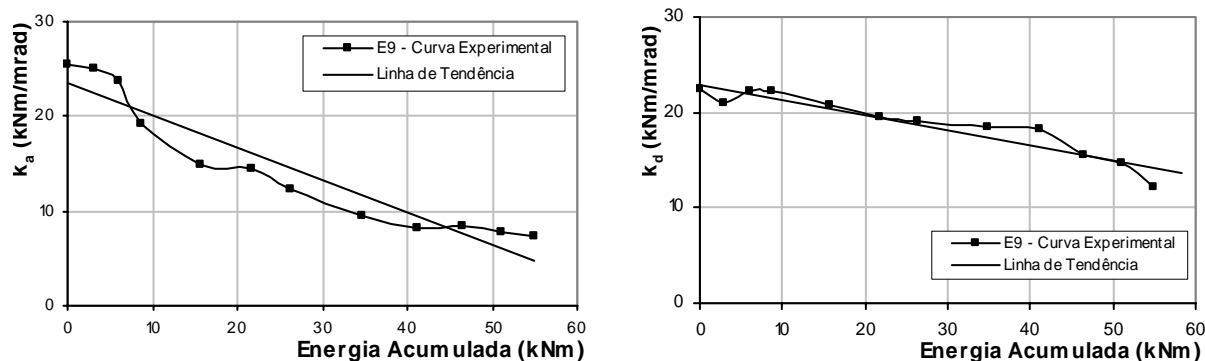


Figura 4-13 – a) Variação de K_a em função da energia acumulada; b) – Variação de K_d em função da energia acumulada.

Da mesma forma se pode observar a variação da resistência (i_M) positiva e negativa M_{0a} e M_{0d} , na Figura 4-14 a) e b), respectivamente. Estes gráficos apresentados, resultam do ensaio E9, realizado em laboratório, à escala real e que pode ser consultado em Simões (2000),

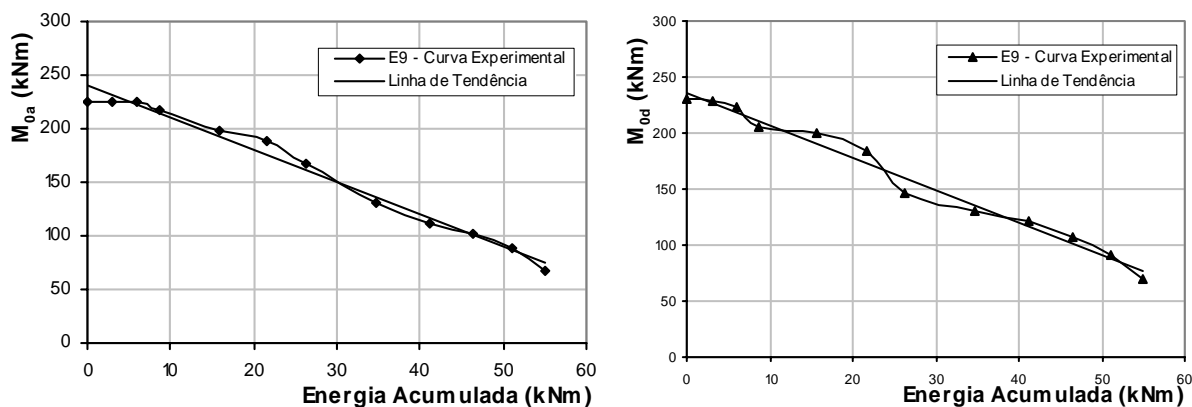


Figura 4-14 – a) Variação de M_{0a} em função da energia acumulada; b) – Variação de M_{0d} em função da energia acumulada.

Na programação do modelo Richard-Abbott Modificado, a variação da resistência e da rigidez foi considerada, respectivamente através das expressões (4-11) e (4-12), cujo código respectivo se apresenta nas linhas 671 a 674.

linha	código
671	$K2:=Kd*(1-ikd*(ATotal/(Kd*Emaxd)));$
672	$K4:=Kdp*(1-ikd*(ATotal/(Kdp*Emaxd)));$
673	$M2:=M0d*(1-imd*(ATotal/(Md*Emaxd)));$
674	$M4:=Mdp*(1-imd*(ATotal/(Md*Emaxd)));$

Tabela 4-10 – Código que define a variação de rigidez e de resistência.

É necessário encontrar o valor reduzido da rigidez e da resistência, quer para a curva limite superior quer para a curva limite inferior, para ser possível simular o deslizamento da ligação através das expressões (4-5) a (4-8), cujos códigos respectivos são observáveis na Tabela 4-11.

linha	código
675	$Kdt:=K4+(K2-K4)*t;$
676	$Mdt:=M4+(M2-M4)*t;$
677	$Kpdt:=Kpdp+(Kpd-Kpdp)*t;$
678	$dt:=Ndp+(Nd-Ndp)*t;$

Tabela 4-11 – Código que define o deslizamento da ligação de parâmetro par.

A trajectória da curva histerética da ligação é dada pela expressão (4-4), que representa o modelo Richard-Abbott modificado. O código respectivo é apresentado na Tabela 4-12.

linha	código
679	$L2:= \exp((1/Ndt)*LN(1+\exp(Ndt*\ln(abs(((Kdt-Kpdt)*(Eold3-strn))/(Mdt))))));$
680	$Strs:= Told3-((Kdt-Kpdt)*(Eold3-Strn))/(L2)-Kpdt*(Eold3-Strn); //Richard-Abbott expression$

Tabela 4-12 – Código que determina a trajectória da curva de parâmetro par.

A determinação da área definida pela curva histerética da ligação é realizada de uma forma incremental, à medida que a carga aumenta. Define-se a área A_i , como se mostra na Figura 4-15, que representa a área de um incremento de carga. Conseguem-se assim encontrar a área total definida para uma curva correspondente a um parâmetro ímpar ou par, como se observa respectivamente na Figura 4-16 a) e Figura 4-16 b).

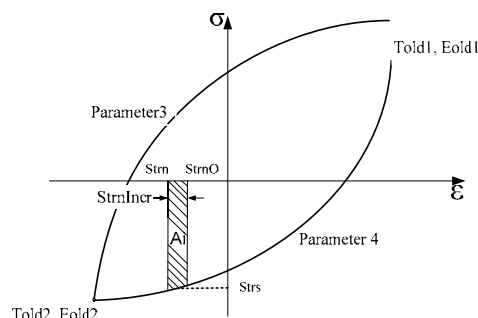


Figura 4-15 – Determinação incremental da área definida pela curva histerética.

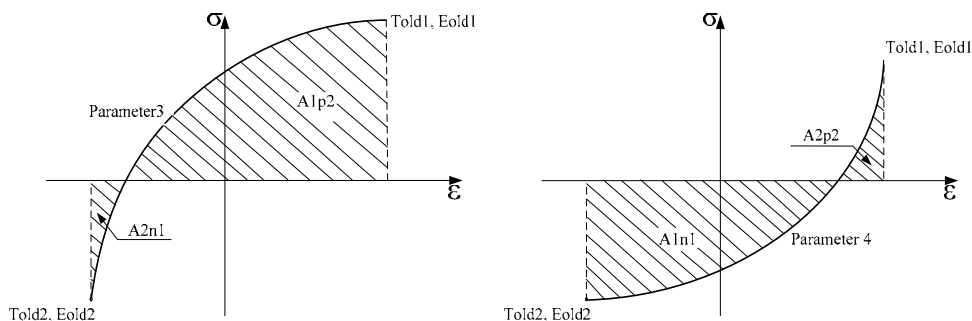


Figura 4-16 – Área total da curva; a) parameter 4 e b) parameter 3.

Se à área A_{1p2} subtrairmos a área A_{2p2} encontramos a área A_p , que representa a área total positiva para um dado ciclo, como se pode observar na Figura 4-17 a) e na Tabela 4-13. Da

mesma forma se encontra a área A_n , que representa a área negativa para um dado ciclo, como se observa na Figura 4-17 b). Somando todas estas áreas, assim determinadas, para todos os ciclos anteriores encontra-se a energia total dissipada pela ligação, como se observa na linha 563 e 569 da Tabela 4-14. Este cálculo só se executa na curva de parâmetro ímpar.

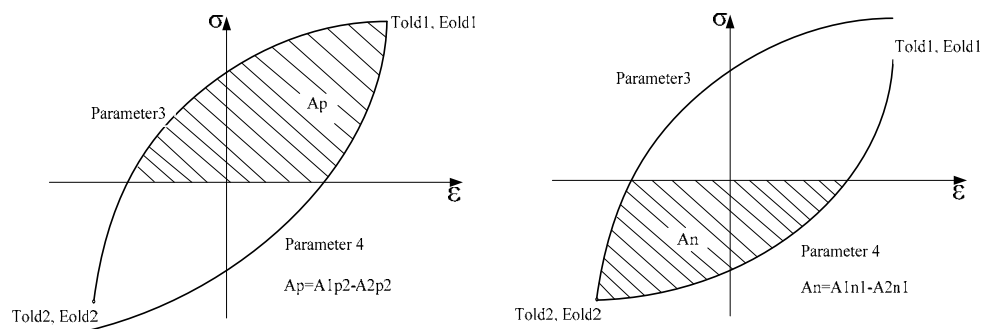


Figura 4-17 – a) Área total positiva; b) Área total negativa.

linha	código
687	// Determination of the energy dissipated
688	If Strs>0 Then
689	Begin
690	Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
691	A4p2:=Aiold6+Ai;
692	A2p2:=A3p2+A4p2;
693	Ap:=A1p2-A2p2;
694	Ap1:=Ap;
695	end
696	else
697	Begin
698	Ap1:=Ap;
699	Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
670	A1n1:=Aiold3+Ai;
671	end ;
672	end ;

Tabela 4-13 – Código que determina a área da trajectória da curva de parâmetro par.

linha	código
556	// Determination of the energy dissipated
557	If Strs<0 Then
558	Begin
559	Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
560	A4n1:=Aiold4+Ai;
561	A2n1:=A3n1+A4n1;
562	An:=A1n1-A2n1;
563	ATotal:=Ap1+An+ATotalOld;
564	end
565	else
566	Begin
567	Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
568	A1p2:=Aiold5+Ai;
569	ATotal:=Ap1+An+ATotalOld;
570	end ;
571	end ;

Tabela 4-14 – Código que determina a área da trajectória da curva de parâmetro ímpar.

4.3.2.3. Verificação do comportamento do modelo sem degradação das propriedades mecânicas

Antes de se avançar para a programação da dissipação de energia com degradação de resistência e de rigidez da ligação, fizeram-se algumas simulações com carregamentos variados, no sentido de se confirmar a programação feita até aqui.

Considerando sempre as mesmas propriedades mecânicas para a ligação em estudo, começou-se por aplicar um carregamento monotónico positivo e outro negativo, até se atingir uma deformação de 55 mrad. As respectivas trajectórias podem ser observadas na Figura 4-18 a) e b).

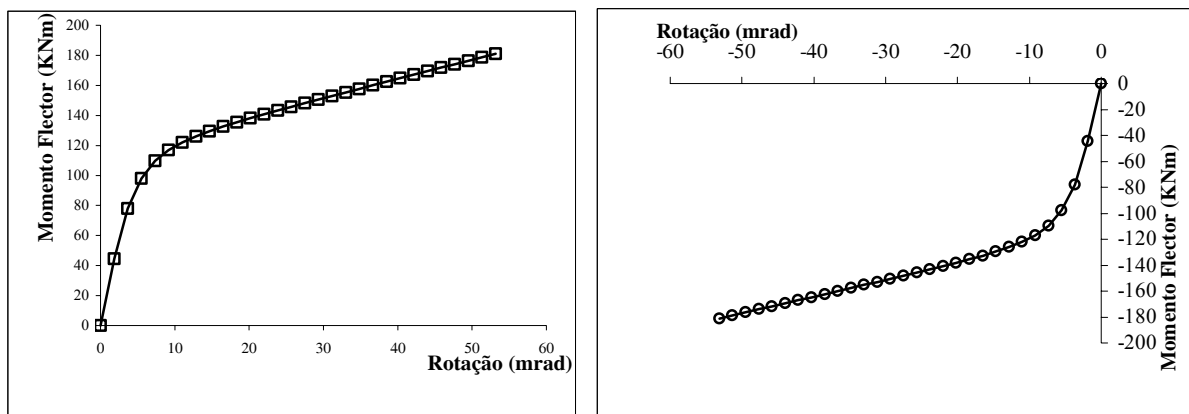


Figura 4-18 – a) Resposta da ligação para um carregamento monotónico positivo; b) negativo.

De seguida foram aplicados três carregamentos cíclicos. O primeiro respeitando a metodologia proposta pelo ECCS, cuja história de carga está descrita na Figura 4-19, um segundo carregamento respeitando uma história de carga aleatória com deformações iniciais positivas, contendo inversões de carga antecipadas, como se observa na Figura 4-20 a), e um terceiro carregamento também aleatório com deformações iniciais negativas (Figura 4-20 b).

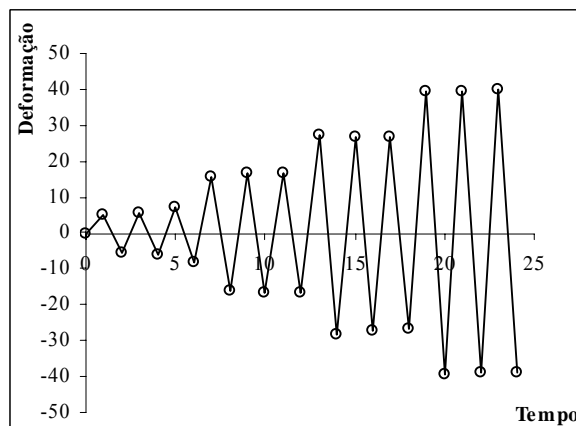


Figura 4-19 – História de carga cíclica respeitando a metodologia da ECCS.

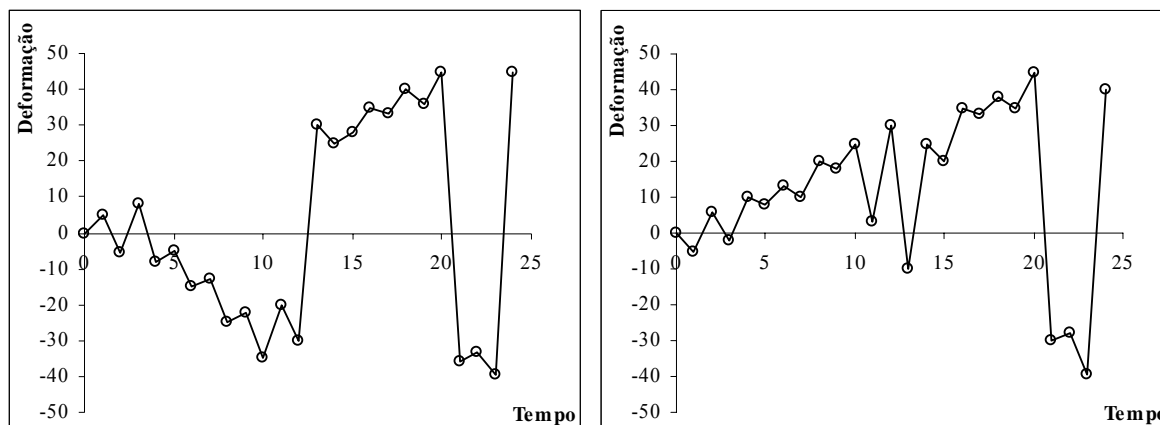


Figura 4-20 – a) História de carga cíclica aleatória com deformações iniciais positivas; b) Com deformações iniciais negativas.

Na Figura 4-21 apresenta-se as trajetórias resultantes dos carregamentos monotônicos e a trajetória resultante do carregamento cíclico com deformações iniciais positivas, enquanto que na Figura 4-22 se pode observar a trajetória histerética resultante do carregamento cíclico com deformações iniciais negativas.

A conclusão a retirar destas duas simulações é que, na realidade, apesar de se verificarem as inversões de carga em diversos pontos da curva, a recarga toma a trajetória que se observaria caso não se verificasse a dita inversão de carga. Esta conclusão é observável pela coincidência que a trajetória histerética toma no patamar plástico coincidente com a trajetória resultante do carregamento monotónico, como se confirma pela observação da Figura 4-21 e da Figura 4-22.

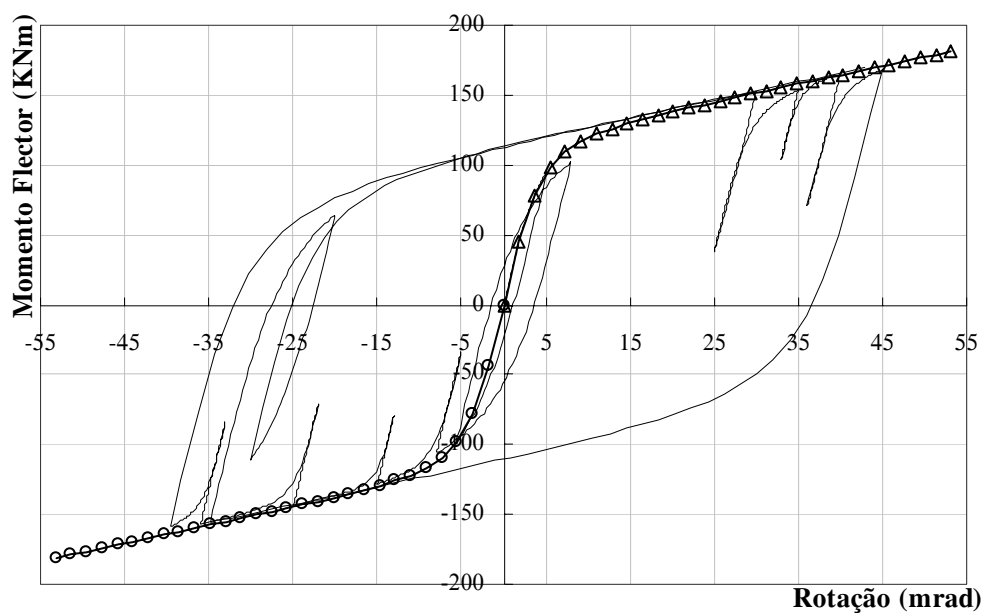


Figura 4-21 – Trajetória histerética com deformações iniciais positivas.

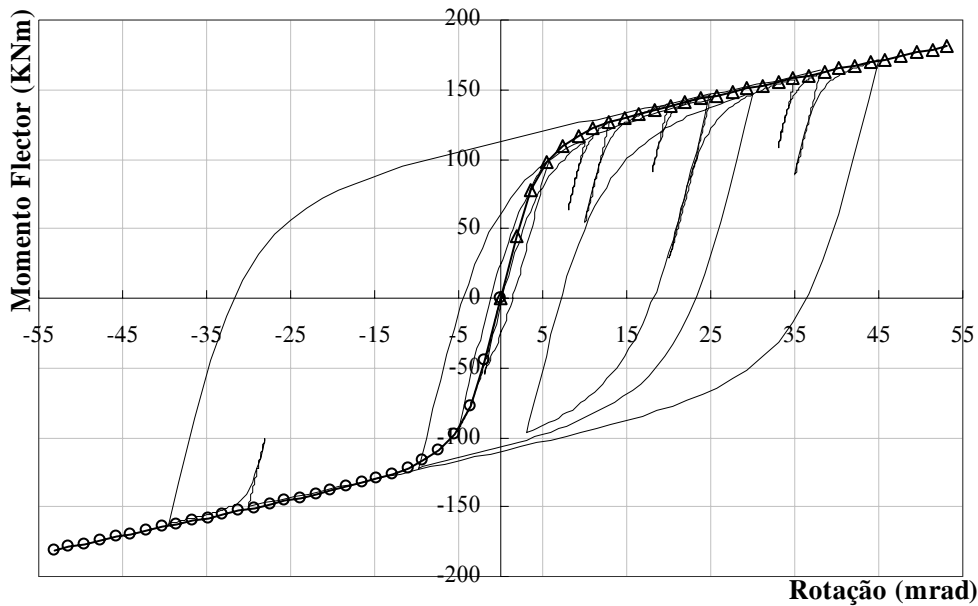


Figura 4-22 – Trajectória hysterética com deformações iniciais negativas.

4.3.2.4. Verificação do comportamento do modelo com degradação das propriedades mecânicas

Por fim, para verificar o comportamento do modelo depois de finalizada a programação, executaram-se as mesmas simulações de carga, monotónica positiva, monotónica negativa, carregamento cíclico seguindo uma estratégia de carga ECCS e uma estratégia de carga aleatória, como se observa respectivamente na Figura 4-23 a) e Figura 4-23 b).

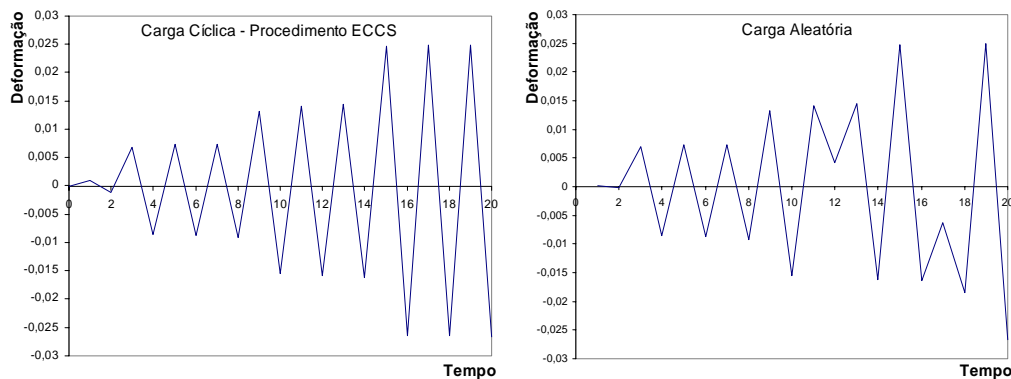


Figura 4-23 – a) História de carga cíclica respeitando a metodologia da ECCS; b) História de carga cíclica aleatória.

As propriedades mecânicas da ligação considerada estão descritas na Tabela 4-15, com deslizamento, degradação de rigidez, de resistência e sem endurecimento.

K_a	M_a	K_{pa}	n_a	K_{ap}	M_{ap}	K_{pap}	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa}
KNm/rad	KNm	KNm/rad		KNm/rad	KNm	KNm/rad								rad
34440	116	1700	2	34440	60	1700	1	10	0,15	1	15	0,01	0	0.1
K_d	M_d	K_{pd}	n_d	K_{dp}	M_{dp}	K_{pdp}	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd}
KNm/rad	KNm	KNm/rad		KNm/rad	KNm	KNm/rad								rad
44440	136	1700	2	44440	80	1700	1	10	0,15	1	15	0,01	0	0.1

Tabela 4-15 – Propriedades mecânicas da ligação.

Os resultados podem ser observados na Figura 4-24. De salientar que agora as respostas cíclicas já demonstram a simulação da degradação de rigidez e de resistência.

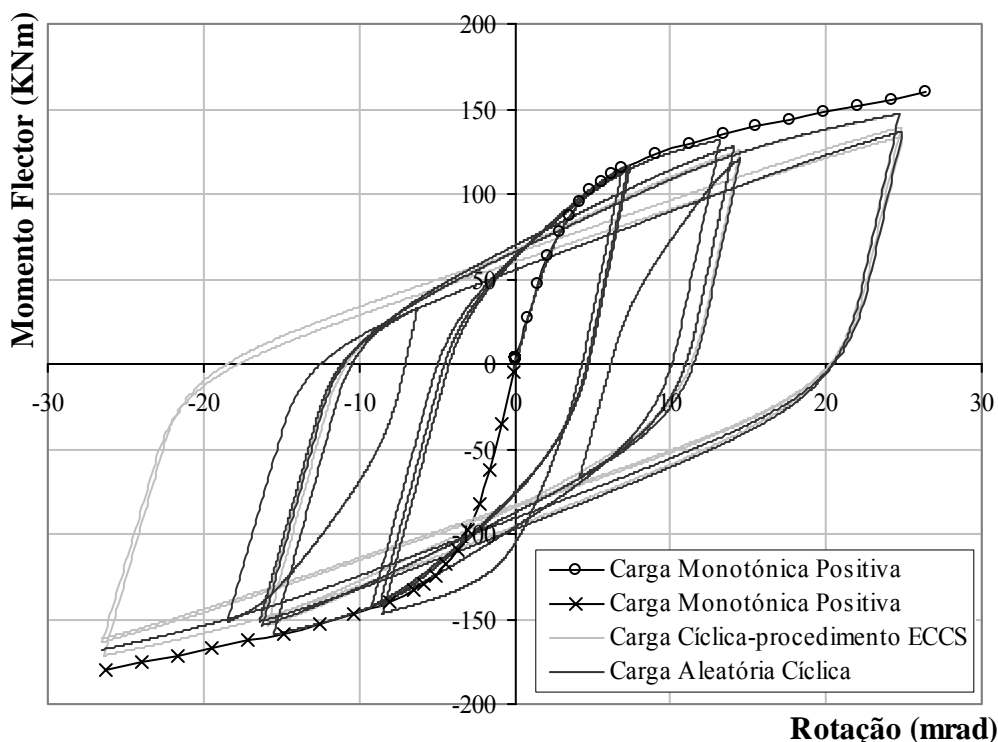


Figura 4-24 – a) Curvas monotônicas e histeréticas da ligação.

4.3.2.5. Outros procedimentos

Como se disse anteriormente o procedimento mais importante e que dá corpo ao modelo é o procedimento *CalcStress*, cuja implementação foi detalhadamente apresentada no ponto anterior. Os restantes procedimentos, cujo respectivo código está também apresentado em Anexo A, são complementares a este. O procedimento *SetStress* apenas chama o procedimento *CalcStress*. O procedimento *SetStiffness* chama o procedimento *CalcStiffness*, enquanto que este apenas vai buscar o valor da rigidez K_a e K_d ao procedimento *CalcStress*. O procedimento *IniCalcs*, inicializa o problema. O procedimento *Update*, é um procedimento também muito importante, porque trabalha com as variáveis temporais permitindo a sua actualização ciclo a ciclo à medida que o processo numérico se desenrola. É o procedimento que permite o transporte de informação de um ciclo para o outro sem que se verifiquem repetições.

4.3.3 Síntese

Neste ponto apresentou-se a implementação numérica do modelo Richard-Abbott modificado (Della Corte *et al.*, 2000), capaz de simular o comportamento cíclico genérico de ligações metálicas e mistas. O funcionamento do modelo foi verificado pela aplicação de histórias de carga cíclicas idealizadas. Os resultados obtidos demonstram o bom desempenho do modelo. Para o comprovar será aplicado a ensaios experimentais no capítulo seguinte.

CAPÍTULO 5 - CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS HISTERÉTICOS PARA LIGAÇÕES METÁLICAS E MISTAS

5.1 INTRODUÇÃO

Finalizada a implementação computacional do modelo Richard-Abbott modificado (Della Corte *et al.*, 2000), interessa agora poder utilizá-lo para simular o comportamento de ligações reais. Para tal é necessário proceder à determinação dos parâmetros do modelo, que reproduzam esse comportamento, procedendo da forma que se descreve no ponto seguinte.

Neste capítulo é apresentada a determinação dos parâmetros quer para as ligações ensaiadas no âmbito deste trabalho, quer para ligações metálicas e mistas ensaiadas por outros autores.

Para as ligações ensaiadas no âmbito deste trabalho, o modelo foi aplicado ao comportamento global das ligações e à componente painel da alma ao corte.

Para as ligações ensaiadas por outros autores, procurou-se encontrar uma tendência de variação dos parâmetros cíclicos, como se observará nos pontos respectivos.

5.2 APLICAÇÃO DO MODELO ÀS LIGAÇÕES ENSAIADAS

5.2.1 Comportamento Global

Neste ponto apresenta-se a aplicação do modelo Richard-Abbott modificado (Della Corte *et al.*, 2000) ao comportamento histerético global das ligações ensaiadas. A descrição geométrica dos quatro tipos de ligação foi já amplamente apresentada no Capítulo 2.

A aplicação do modelo segue sempre duas etapas. A primeira em que se definem os primeiros parâmetros, rigidez inicial, resistência, rigidez pós elástica a partir da curva monotónica experimental ou através das expressões analíticas do Eurocódigo 3 (CEN, 2005b) e do Eurocódigo 4 (CEN, 2005c). Subsequentemente, os ensaios cíclicos permitem a determinação dos restantes parâmetros. Assim, e depois de aplicado o modelo às ligações ensaiadas chega-se aos parâmetros apresentados na Tabela 5-1, que permitem a simulação das curvas histeréticas reais.

Ligação	K_a KNm/rad	M_a KNm	K_{pa} KNm/rad	n_a	K_{ap} KNm/rad	M_{ap} KNm	K_{pap} KNm/rad	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa} rad
J1	69500	285	5500	1	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0,1
J2	69500	285	5500	1	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0,1
J3	100000	336	6500	1	0	0	0	0	0	0	0	10	0	0	0,1
J4	50000	245	4000	1	50000	120	4000	1	10	0.1	1	3	0	0	0,1
	K_d KNm/rad	M_d KNm	K_{pd} KNm/rad	n_d	K_{dp} KNm/rad	M_{dp} KNm	K_{pdp} KNm/rad	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd} rad
J1	69500	285	5500	1	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0,1
J2	69500	285	5500	1	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0,1
J3	100000	336	6500	1	0	0	0	0	0	0	0	10	0	0	0,1
J4	50000	245	4000	1	50000	120	4000	1	10	0.1	1	3	0	0	0,1

Tabela 5-1 – Parâmetros das ligações ensaiadas.

Para a confirmação da aplicabilidade do modelo, representam-se a seguir em cada uma das figuras, as curvas experimental e analítica em sobreposição. Na Figura 5-1, na Figura 5-2 e na Figura 5-3 apresentam-se as curvas histeréticas para a ligação da Série J1 para as diferentes estratégias de carregamento cíclico. De notar, que para a mesma ligação os parâmetros mantêm-se constantes, variando a estratégia de carga. Observa-se uma boa sobreposição entre a curva experimental e a curva analítica. Este exercício não foi realizado para as ligações da série J2 por se considerar desnecessário, uma vez que o esforço axial não introduz alterações significativas na resposta histerética da ligação, como já se demonstrou no Capítulo 3.

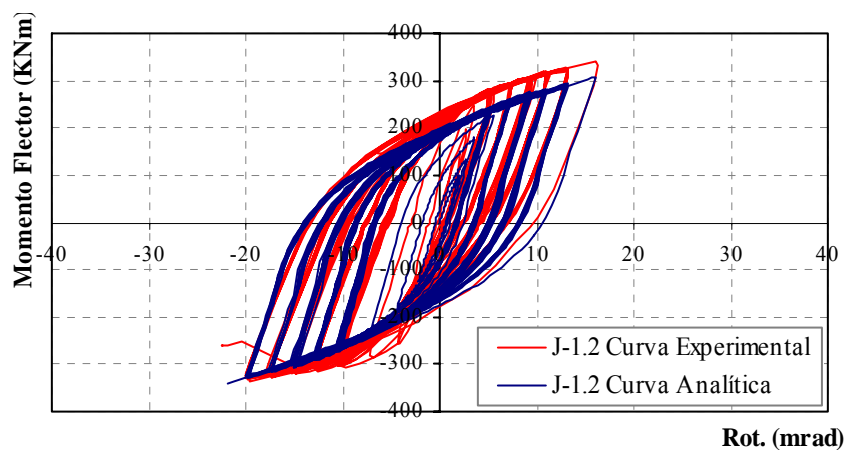
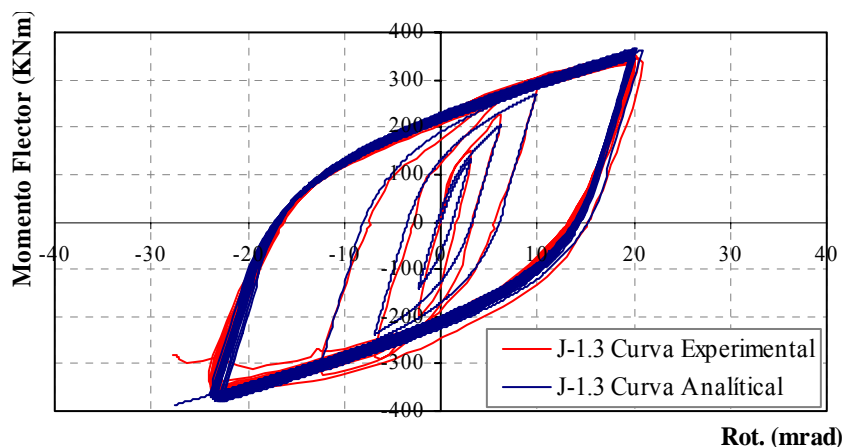
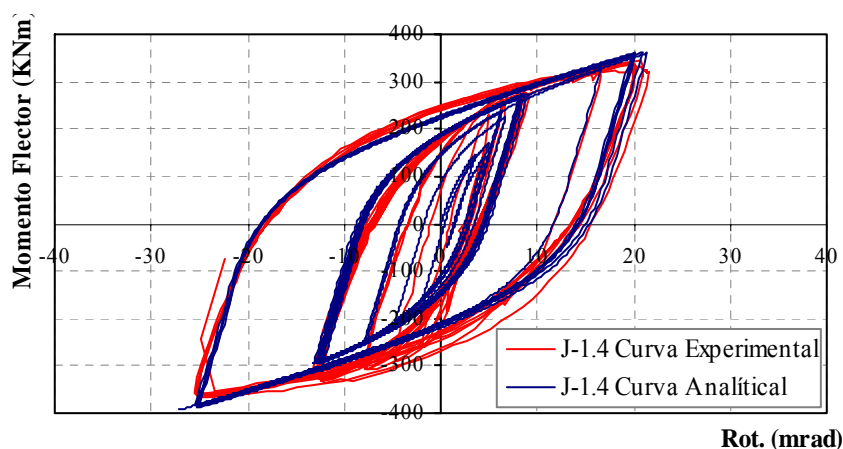


Figura 5-1 – Curva histerética da ligação J1.2.



Rot. (mrad)

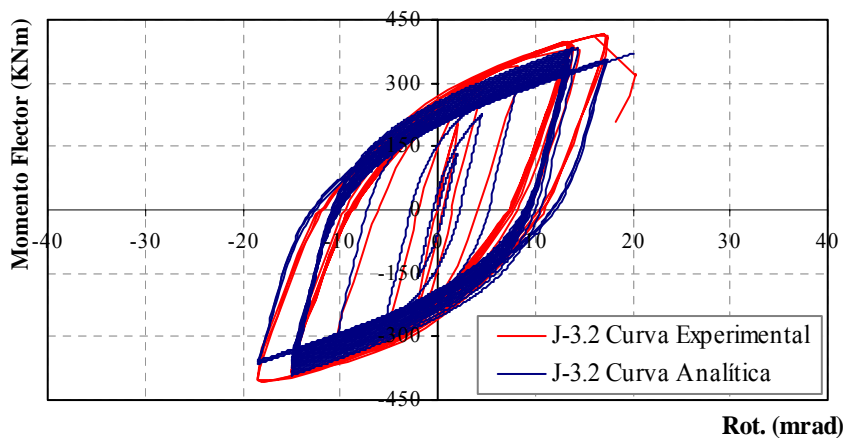
Figura 5-2 – Curva histerética da ligação J1.3.



Rot. (mrad)

Figura 5-3 – Curva histerética da ligação J1.4.

Na Figura 5-4 e na Figura 5-5 apresentam-se as mesmas curvas para os ensaios da Série J3. Como referido anteriormente, as ligações destas primeiras séries não apresentam deslizamento, pelo que a sua modelação se torna mais simples. O número de parâmetros necessários para a sua modelação diminui bastante, como se pode observar na Tabela 5-1, onde a maioria são zero.



Rot. (mrad)

Figura 5-4 – Curva histerética da ligação J3.2.

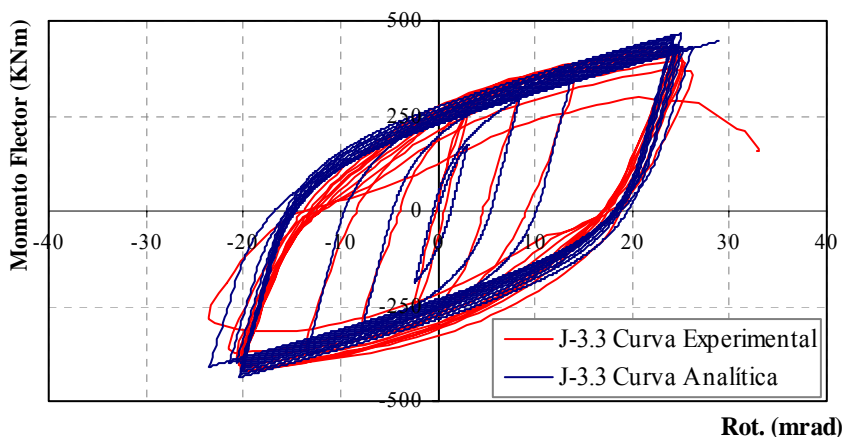


Figura 5-5 – Curva histerética da ligação J3.3.

Na Figura 5-6 e na Figura 5-7 apresentam-se as curvas histeréticas para as ligações da última série ensaiada. Como já se referiu trata-se de uma ligação que apresenta algum deslizamento, pelas razões apontadas no Capítulo 3 o que, ao contrário das restantes, torna o processo de definição dos parâmetros um pouco mais moroso, mas que ao fim de algumas iterações acabam por ser determinados, como se observa na Tabela 5-1. Também aqui se regista uma boa sobreposição entre a curva experimental e a analítica.

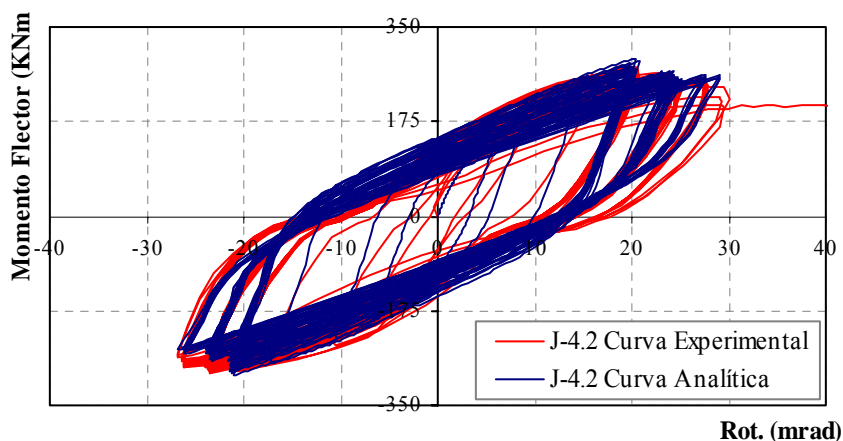


Figura 5-6 – Curva histerética da ligação J4.2.

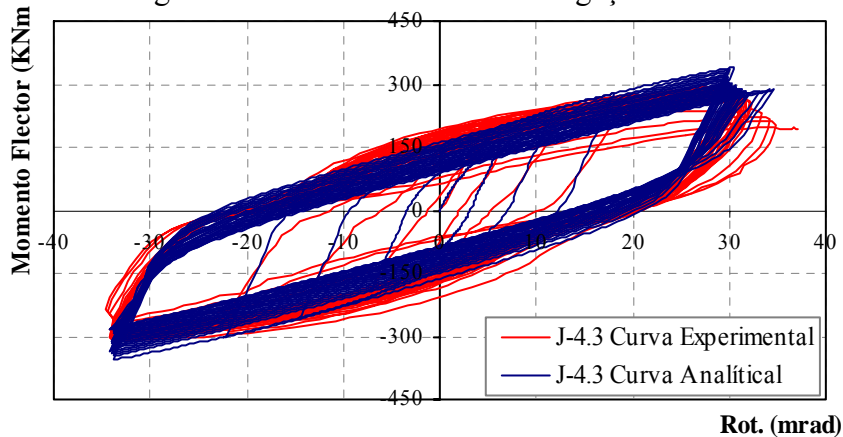


Figura 5-7 – Curva histerética da ligação J4.3.

5.2.2 Componente painel da alma ao corte

Para a prossecução de estudos estruturais os mais fidedignos possíveis da realidade, é necessário simular a distorção da alma da coluna ao corte que, como se viu, tem uma contribuição muito significativa no comportamento global da ligação. Para tal é necessário encontrar os parâmetros do modelo Richard-Abbott modificado (Della Corte *et al.*, 2000), que reproduzam tal comportamento.

Seguindo a mesma estratégia já usada para a determinação dos parâmetros para o comportamento global, começou-se por definir a rigidez inicial e a resistência da componente em estudo, recorrendo-se aos resultados obtidos analiticamente através do modelo de Kravinkler (Krawinkler *et al.*, 1971; 1973). A rigidez pós elástica e o coeficiente “n” têm os mesmos valores dos utilizados nas curvas de comportamento global.

Analisando as curvas histeréticas da componente em estudo, facilmente se percebe que esta componente não apresenta qualquer fenómeno de deslizamento. Olhando aos valores resultantes dos ensaios experimentais verifica-se que ao fim dos primeiros ciclos existe uma pequena taxa de endurecimento do aço e mais na parte final, poderá existir uma pequena degradação de rigidez. Contudo, estes fenómenos representam uma pequena sensibilidade no comportamento global desta componente, pelo que se pode optar por considerá-los inexistentes, ou seja com os respectivos parâmetros iguais a zero, como se observa na Tabela 5-2.

Ligação	K_a	M_a	K_{pa}	n_a	K_{ap}	M_{ap}	K_{pap}	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa}
	KNm/rad	KNm	KNm/rad		KNm/rad	KNm	KNm/rad								rad
J1	80120	318	5500	1	80120	318	5500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
J2	80120	318	5500	1	80120	318	5500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
J3	110111	392	6500	1	110111	392	6500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
J4	60901	260	4000	1	60901	260	4000	1	0	0	0	0	0	0	0,1
	K_d	M_d	K_{pd}	n_d	K_{dp}	M_{dp}	K_{pdp}	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd}
	KNm/rad	KNm	KNm/rad		KNm/rad	KNm	KNm/rad								rad
J1	80120	318	5500	1	80120	318	5500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
J2	80120	318	5500	1	80120	318	5500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
J3	110111	392	6500	1	110111	392	6500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
J4	60901	260	4000	1	60901	260	4000	1	0	0	0	0	0	0	0,1

Tabela 5-2 – Parâmetros de calibração das curvas histeréticas da componente alma da coluna ao corte.

Nas figuras seguintes podem ser observadas as curvas histeréticas experimentais e analíticas, para as quatro ligações. Observa-se uma boa concordância entre ambas, à excepção da ligação J2.3, para momentos negativos, onde se observa um ligeiro desfasamento entre os valores da

resistência experimental e da resistência analítica. Este desfazamento só é observável a partir dos 15 mrad e para resistências negativas como se disse, o que se pode justificar devido ao efeito do esforço axial no pilar. Lembra-se que a resistência da ligação é considerada negativa, quando a carga aplicada na consola da viga tem sentido descendente.

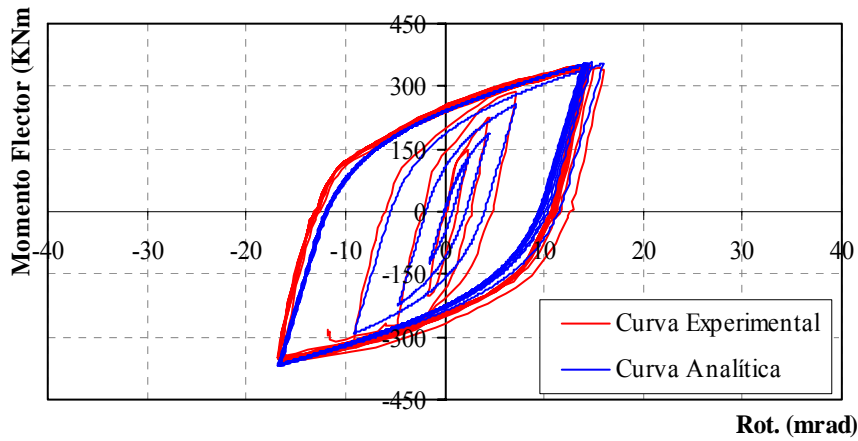


Figura 5-8 – Curva histerética da componente painel da alma ao corte da ligação J1.3.

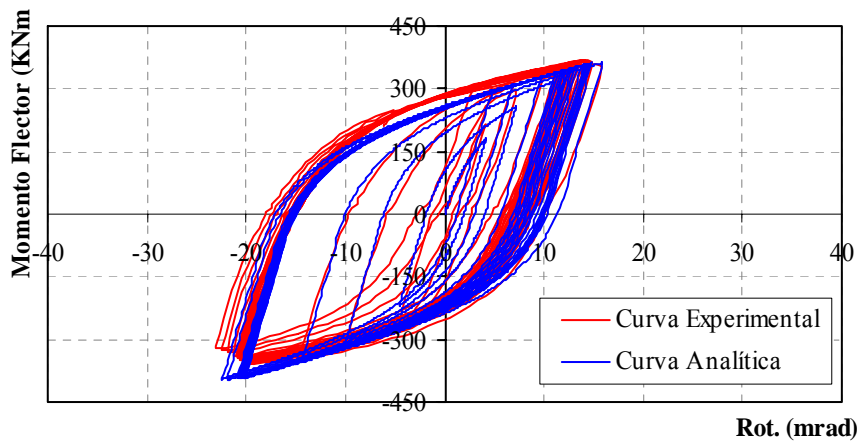


Figura 5-9 – Curva histerética da componente painel da alma ao corte da ligação J2.3.

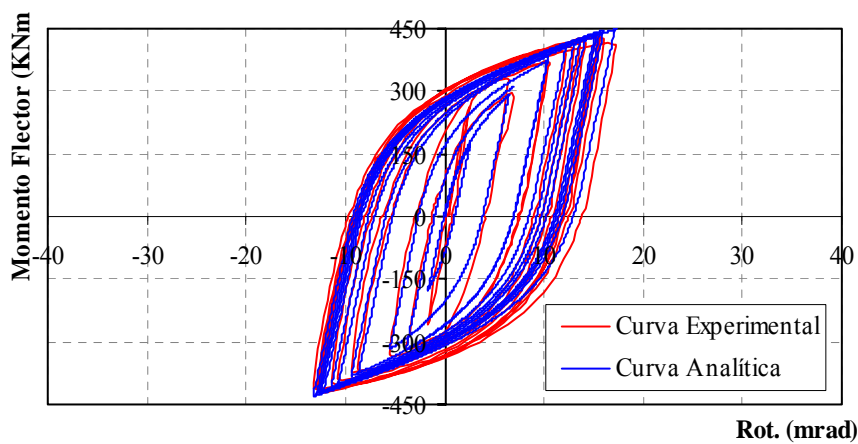


Figura 5-10 – Curva histerética da componente painel da alma ao corte da ligação J3.3.

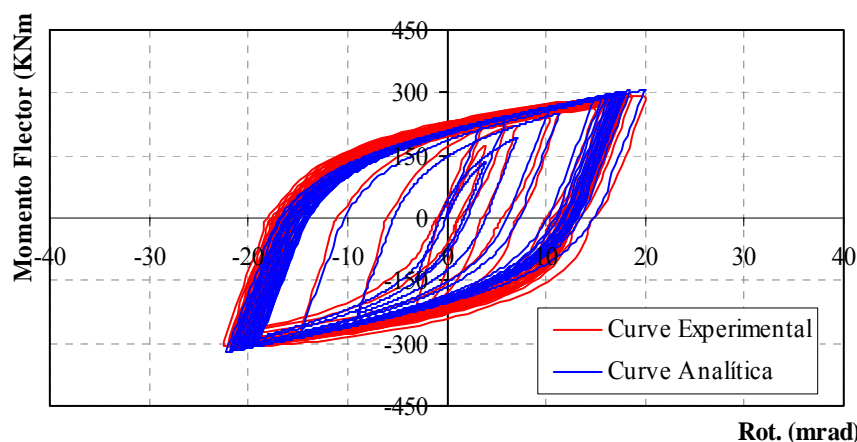


Figura 5-11 – Curva histerética da componente painel da alma ao corte da ligação J4.3.

5.2.3 Componente placa de extremidade à flexão

No seguimento da estratégia definida foi necessário encontrar também os parâmetros que permitem simular a componente placa de extremidade à flexão, de uma forma individualizada.

Analisando as curvas histeréticas da componente em estudo, percebe-se que o seu comportamento é bastante diferente do comportamento da componente anterior. É uma componente mais rígida e ao mesmo tempo com maior deslizamento. Os parâmetros para os quatro grupos de ligações estudados podem ser observados na Tabela 5-3.

Ligação	K_a	M_a	K_{pa}	n_a	K_{ap}	M_{ap}	K_{pap}	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa}
	KNm/rad	KNm	KNm/rad		KNm/rad	KNm	KNm/rad								rad
J1	190000	280	18000	1	190000	200	18000	1	10	1	1	0	0	0	0.1
J2	190000	280	18000	1	190000	200	18000	1	10	1	1	0	0	0	0.1
J3	190000	330	18000	1	190000	120	18000	1	10	1	0.7	0	0	0	0.1
J4	130000	240	12000	1	13000	40	12000	1	5	1	1	0	0.1	0	0.1
	K_d	M_d	K_{pd}	n_d	K_{dp}	M_{dp}	K_{pdp}	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd}
	KNm/rad	KNm	KNm/rad		KNm/rad	KNm	KNm/rad								rad
J1	190000	280	18000	1	190000	200	18000	1	10	1	1	0	0	0	0.1
J2	190000	280	18000	1	190000	200	18000	1	10	1	1	0	0	0	0.1
J3	190000	330	18000	1	190000	120	18000	1	10	1	0.7	0	0	0	0.1
J4	130000	240	12000	1	13000	40	12000	1	5	1	1	0	0.1	0	0.1

Tabela 5-3 – Parâmetros de calibração das curvas histeréticas da componente placa de extremidade à flexão.

Nas figuras seguintes podem ser observadas as curvas histeréticas experimentais e analíticas, para as quatro ligações. Observa-se uma aceitável concordância entre ambas, à exceção da ligação J4.3, para deformações superiores a 15 mrad, o que na realidade obriga a definir este valor como limite de validade para a aplicação desta simulação, limite este que não chega a ser atingido, como se demonstrará no capítulo seguinte.

A componente da ligação J4, é a que apresenta maior deslizamento, resultado da falta de pré-esforço dos parafusos, como se viu no capítulo 3.

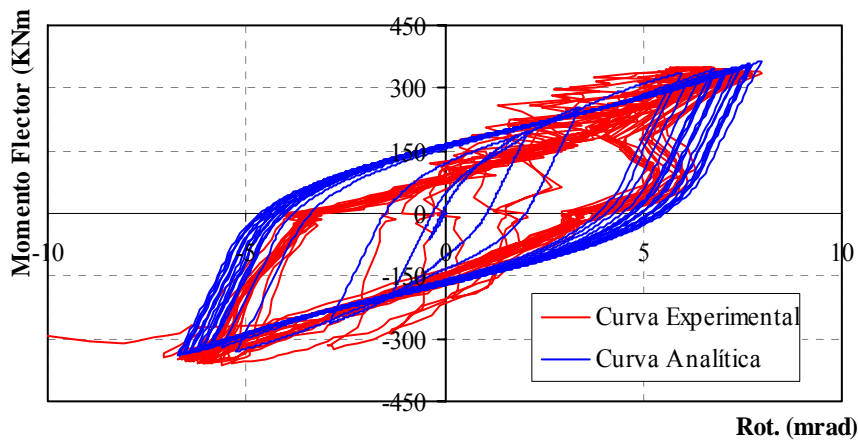


Figura 5-12 – Curva histerética da componente placa de extremidade à flexão da ligação J1.3.

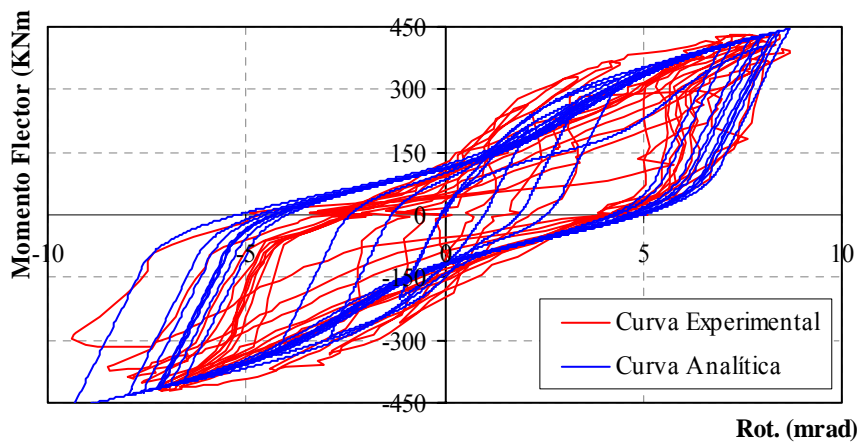


Figura 5-13 – Curva histerética da componente placa de extremidade à flexão da ligação J3.3.

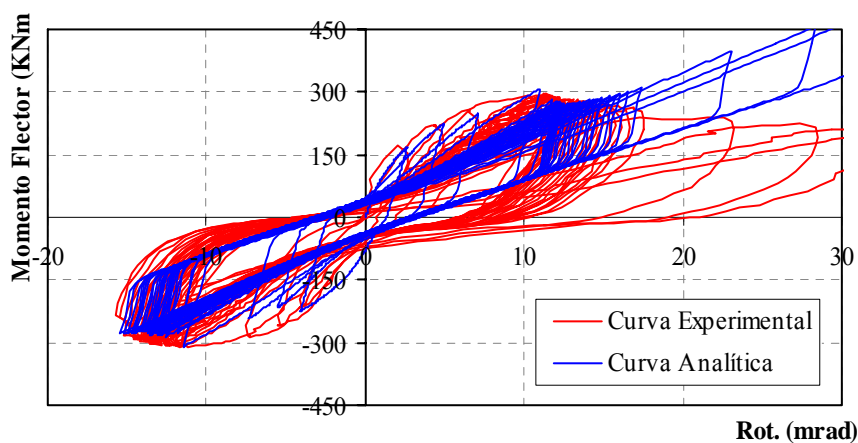


Figura 5-14 – Curva histerética da componente placa de extremidade à flexão da ligação J4.3.

5.3 APLICAÇÃO A ENSAIOS DE LIGAÇÕES METÁLICAS DE OUTROS AUTORES

5.3.1 Descrição dos ensaios experimentais seleccionados

Da revisão bibliográfica apresentada no capítulo 1, onde se fez a distinção entre ligações metálicas e metálicas mistas, seleccionaram-se alguns dos ensaios de ligações metálicas melhores documentados, especialmente aqueles em que foi possível obter a trajectória cíclica.

Nº	Ref. Ensaio	Autor	Tipologia	Viga	Coluna	Paraf.	Espessura placa	*Valor estimado	
								K_y^+ KNm/rad	K_y^- KNm/rad
1	EPBC-1	Bernuzzi <i>et al.</i>	Estendida	IPE300	“Base Rígida”	M20	12 mm	78000	97500
2	JB1-3A	Bursi <i>et al.</i>	Estendida	IPE300	HEB180	M20	18 mm	35000*	35000*
3	A2	Korol <i>et al.</i>	Estendida	W360x45	W360x64	Ø 25	25,4 mm	63751	63741
4	A3	Korol <i>et al.</i>	Estendida	W360x45	W360x79	Ø 25	19,0 mm	79370	79370
5	FPC/D	Bernuzzi <i>et al.</i>	Rasa	IPE300	“Base Rígida”	M20	12 mm	19000	30500
6	EP4	Broderick <i>et al.</i>	Rasa	254x146x37UB	203x203x86UC	M20	12 mm	3550	3550
7	EP2	Broderick <i>et al.</i>	Rasa	254x102x22UB	203x203x86UC	M20	12 mm	10210	10210
8	CS01	Elnashai <i>et al.</i>	Cantoneira banzos	254x146x31UB	203x203x6UC	Ø 16	8 mm	4300	4300
9	CS02	Elnashai <i>et al.</i>	Cantoneira banzos	254x146x31UB	203x203x6UC	Ø 16	12 mm	7500	7500
10	CS03	Elnashai <i>et al.</i>	Cantoneira banzos	254x146x31UB	203x203x6UC	Ø 16	15 mm	9800	9800
11	TSC/D	Bernuzzi <i>et al.</i>	Cantoneira banzos	IPE300	“Base Rígida”	M20	12 mm	12800	20100
12	DW-WB 4	Abolmaali <i>et al.</i>	Cantoneira Alma	W410x67	W200x100	Ø 19	10 mm	32263	32263
13	DW-WB 5	Abolmaali <i>et al.</i>	Cantoneira Alma	W410x67	W200x100	Ø 19	19 mm	16254	16254

Tabela 5-4 – Geometria dos ensaios experimentais seleccionados.

Com a aplicação do modelo a estes ensaios, procurou-se por um lado validar a sua aplicação a ensaios de outros autores e por outro encontrar uma tendência para os vários parâmetros para a definição das curvas histeréticas. Os ensaios seleccionados neste ponto estão incorporados nos programas de ensaios realizados por Bernuzzi *et al.* (1996), Elnashai *et al.* (1998), Korol *et al.* (1990), Broderick *et al.* (2002), Bursi *et al.* (2002) e Abolmaali *et al.* (2003) e estão sumariados na Tabela 5-4, correspondendo a ligações de placa de extremidade estendida, placa rasa e ligação de cantoneiras de banzo e alma.

A descrição inicia-se com os ensaios de placa de extremidade estendida, realizados por Bernuzzi *et al.* (1996), Bursi *et al.* (2002) e Korol *et al.* (1990).

O estudo desenvolvido por Bernuzzi *et al.* (1996) teve duas séries de ensaios de ligações viga-coluna submetidas a acções cíclicas. A primeira série foi essencialmente direccionada para a investigação da influência da história de carga no desempenho da ligação. A segunda série de

ensaios, realizada subsequentemente, teve o objectivo de estudar os parâmetros chave que permitem descrever a resposta cíclica da ligação incluindo a capacidade de dissipação de energia. Deste autor foram escolhidos três ensaios. O primeiro denominado EPBC-1, caracteriza-se por ter a placa de extremidade duplamente estendida, como se observa na Figura 5-15a). A placa de extremidade introduz à ligação um acréscimo de resistência e de rigidez apreciável, quando comparada com as outras ligações FPC/D e TSC/D do mesmo autor (Tabela 5-4). A rotura ocorreu na soldadura da placa estendida. O segundo ensaio, também de placa de extremidade duplamente estendida mas com uma espessura de 18 mm, realizado por Bursi *et al.* (Figura 5-15 b), teve como resultado um acréscimo de resistência, muito embora a resposta cíclica seja algo diferente como pode ser observado na Figura 5-19. Similarmente a rotura observou-se pela soldadura entre a placa de extremidade e o banzo da viga, iniciando-se com uma fissura dúctil, que se propagou rapidamente originando uma fractura frágil. Os ensaios número 3 e 4 da Tabela 5-4, executados por Korol *et al.*, são também de placa de extremidade, mas com reforços transversais na alma da coluna e na placa de extremidade, como se pode observar na Figura 5-15 c). São ligações de grande resistência, sem deslizamento, mas fortemente influenciadas por fenómenos de degradação de rigidez e de resistência. Ambos os ensaios evidenciaram a rotura pela instabilidade local da viga. A primeira componente a plastificar no ensaio A2 (número 3) foi o banzo da coluna enquanto que no ensaio A3 (número 4) a primeira componente a ceder foi a alma da viga por instabilidade.

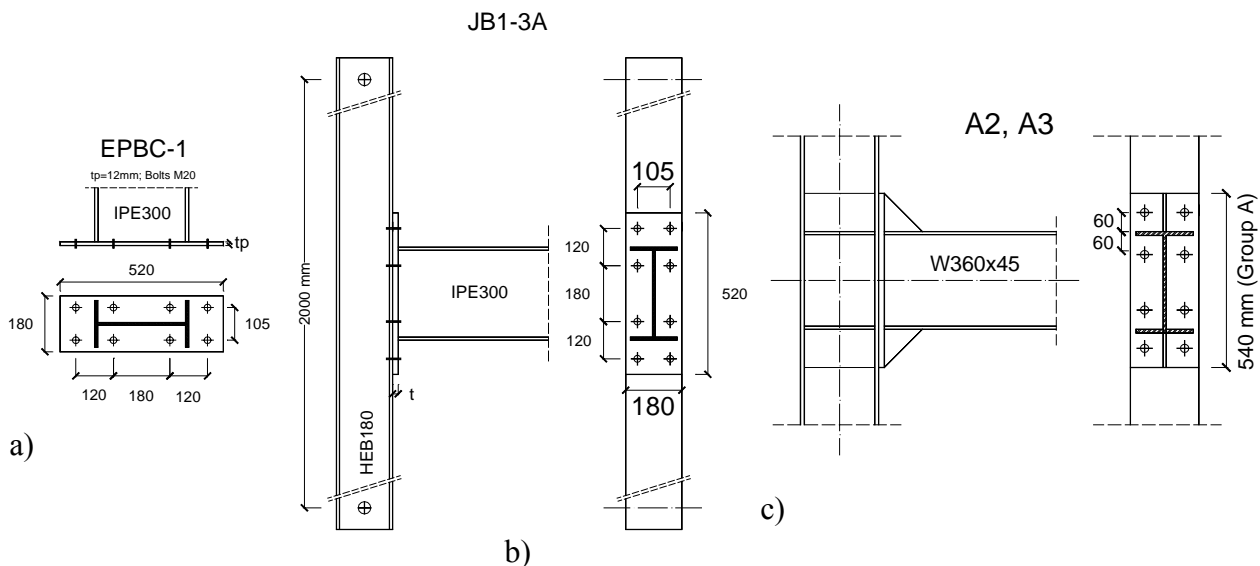


Figura 5-15 – a) Representação geométrica das ligações 1, b) Ligação 2, c) Ligação 3 e 4.

O segundo grupo de ensaios corresponde a ligações de placa de extremidade rasa (ensaio número 5 a 7 da Tabela 5-4). O primeiro ensaio deste grupo foi levado a cabo por Bernuzzi *et al.*, enquanto que os outros dois foram realizados por Broderick *et al.* As geometrias correspondentes

podem ser observadas na Figura 5-16 a) e b) respectivamente. No ensaio FPC/D, a placa de extremidade é a principal componente que determina a deformação da ligação, enquanto que os parafusos desempenham um papel secundário. A deformação plástica é principalmente concentrada na placa de extremidade, e o modo de rotura foi condicionado pelo cordão de soldadura que liga o banzo da viga à placa de extremidade.

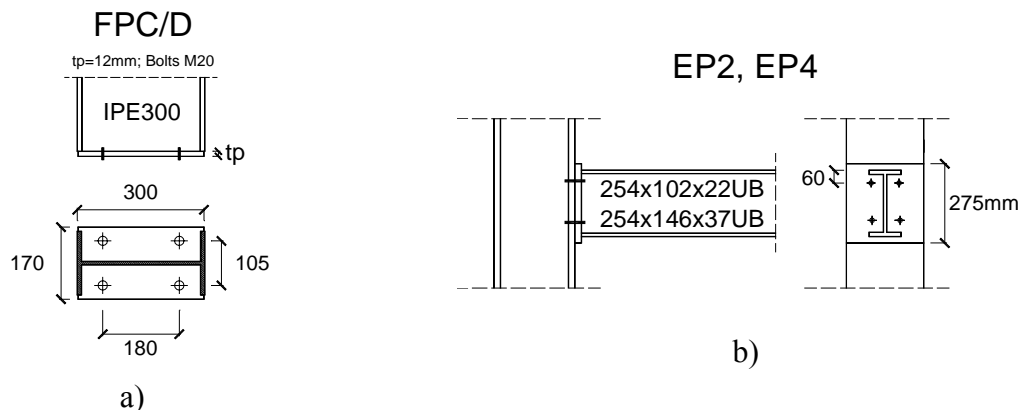


Figura 5-16 – a) Representação geométrica das ligações 5, b) ligações 6 e 7.

Os próximos quatro ensaios foram realizados por Elghazouli *et al.* e Bernuzzi *et al.* A descrição geométrica pode ser observada na Figura 5-17 a) e Figura 5-17 b), respectivamente. Os primeiros três ensaios são ligações cantoneiras nos banzos e alma da viga e contam com uma força axial de 400 KN aplicada na coluna, o que representa aproximadamente 29 % da capacidade plástica da secção. A ligação CS01 é a ligação mais flexível e com menor resistência e que, conseqüentemente, menor energia dissipa. A ligação CS02 é mais resistente e mais rígida que a anterior. A ligação CS03 é a mais resistente e rígida destas três ligações. Para estas ligações foi medida a deformação no painel da alma do pilar e verificou-se que, em todos os casos, estes valores estavam bem abaixo da cedência. Estas ligações não apresentaram deslizamento. A ligação TSC/D é também uma ligação de cantoneiras, mas unicamente nos banzos da viga. A rotura foi governada pela deformação plástica dos banzos das cantoneiras (incluindo a ovalização dos furos) e pela rotura de um dos parafusos quando as deformações já eram apreciáveis, além dos 60 mrad, o que não é recomendável para dimensionamento sísmico.

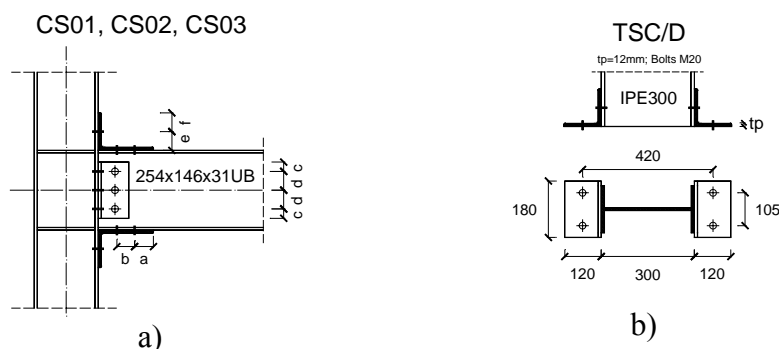


Figura 5-17 – a) Representação geométrica das ligações 8, 9 e 10, b) ligação 11

Finalmente, os últimos dois ensaios, DW-WB4 e DW-WB5 têm unicamente cantoneiras de ligação na alma da viga, como se pode observar na Figura 5-18, foram ensaiadas por Abolmaali *et al.* Este tipo de ligação é muito mais influenciável pelo deslizamento, o que conduz a taxas baixas de dissipação de energia. No programa de ensaios elaborado por Abolmaali *et al.* foi apresentado o comportamento cíclico de dois tipos de ligações semi-rígidas com as cantoneiras na alma da viga aparafusadas ou duplamente soldadas com os parafusos pré-esforçados, como se observa na Figura 5-18. Contudo as ligações de cantoneiras aparafusadas à alma da viga foram rejeitadas por apresentarem um comportamento sísmico inadequado. Da segunda série de ensaios apenas foram seleccionadas dois ensaios referenciados respectivamente por DW-WB4 e DW-WB5.

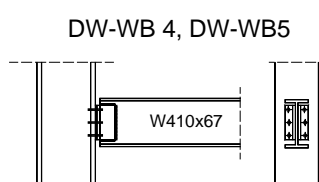


Figura 5-18 – a) Representação geométrica das ligações 12 e 13.

5.3.2 Aplicação do modelo

Nesta secção apresentam-se os resultados da aplicação do modelo Richard-Abbott modificado às ligações ensaiadas. Faz-se notar que praticamente todas as curvas experimentais histeréticas apresentadas nesta secção foram refeitas com base nos artigos publicados em papel, o que pode implicar sempre algum grau de imprecisão. Esta foi uma das condicionantes, que determinou a selecção dos ensaios a modelar, procurando pelo menos ter um ensaio por tipologia de ligação e por modo de rotura. Como primeiro passo foi necessário decalcar a curva experimental original, com base na publicação, para no passo seguinte ser possível a aplicação do modelo. Depois, fez-se uma comparação entre as duas curvas, experimental e analítica, comparando a energia dissipada e a resistência em cada ciclo. Por fim, resumem-se os parâmetros encontrados para todos os ensaios, para os tramos ascendentes e descendentes.

Os dois primeiros ensaios, com propriedades geométricas similares as curvas momento-rotação, podem ser observadas na Figura 5-29. A ligação 1 é mais rígida e com deslizamento, apresenta também mais degradação de rigidez e de resistência do que a ligação 2. A segunda é mais resistente e mais estável de acordo com o seu comportamento histerético, não apresenta deslizamento, conseguindo assim dissipar mais energia, como se percebe também pela observação da Figura 5-20 e da Figura 5-21.

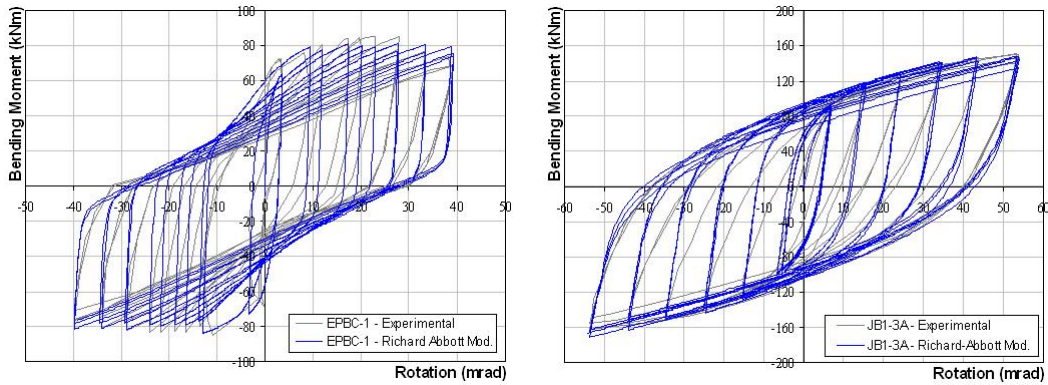


Figura 5-19 – a) Curva histerética da ligação 1; b) ligação 2

Para determinar o grau de precisão do modelo, calculou-se a energia dissipada e a resistência atingida em cada ciclo para a curva experimental e para a curva analítica dada pelo modelo Richard-Abbott modificado. Os resultados para estas duas primeiras ligações podem ser observados na Figura 5-20 e na Figura 5-21. Foi avaliada a percentagem de erro em cada ciclo, como se pode observar em abcissas para cada um dos gráficos. As deformações relevantes correspondem valores de energia dissipada altos e erros de aproximação entre as curvas baixos. Conclui-se assim que existe uma boa concordância entre as curvas experimentais e analíticas.

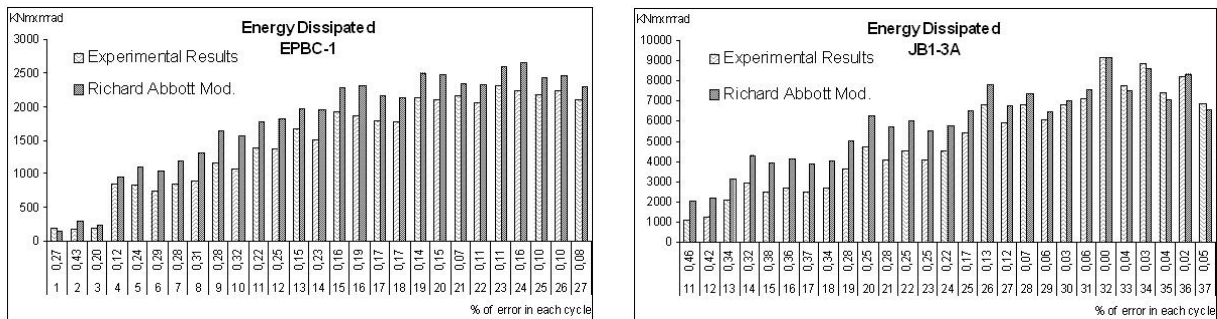


Figura 5-20 – a) Energia dissipada em cada ciclo para a ligação 1; b) Ligação 2.

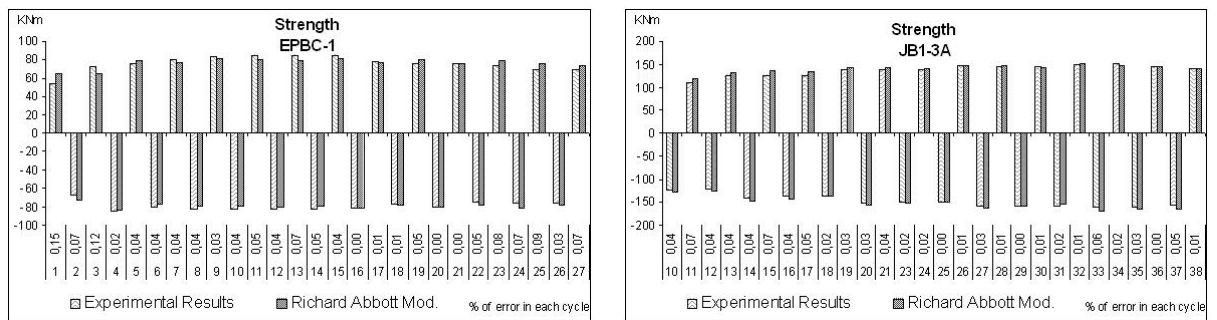


Figura 5-21 – a) Resistência em cada ciclo para a ligação 1; b) Ligação 2.

As ligações número 3 e 4 são bastante mais resistentes que as anteriores, não têm deslizamento, mas são bem mais influenciáveis por fenómenos de degradação de resistência e de rigidez, como se pode observar na Figura 5-22. Para ambos os ensaios, as ligações demonstram um bom desempenho sísmico em termos de energia dissipada, como se pode observar pela Figura 5-23. Contudo, e apesar de as trajectória histeréticas serem estáveis, a partir de certo ponto observou-se existir alguma encurvadura na alma da viga, o que levou à perda significativa de resistência da ligação. A curva experimental e analítica são bastante próximas. Os respectivos parâmetros podem ser observados na Tabela 5-5 e Tabela 5-6, respectivamente para os tramos ascendentes e descendentes. Os valores da energia dissipada e para a resistência para ambas as curvas podem ser observados respectivamente na Figura 5-23e na Figura 5-24.

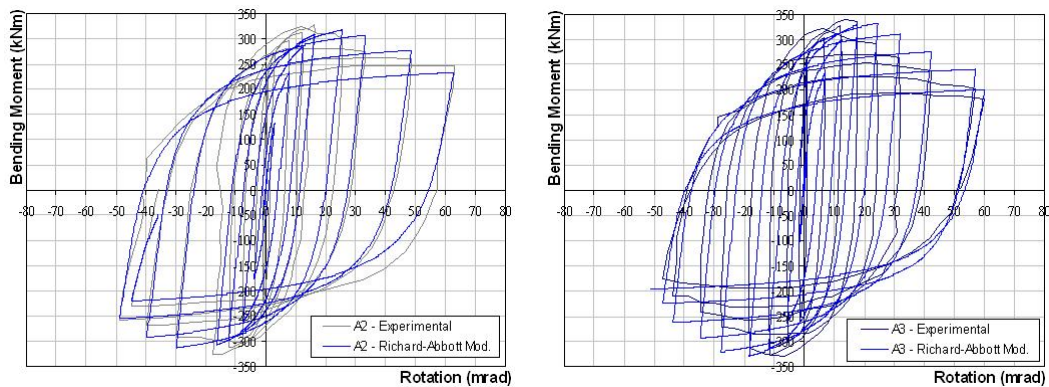


Figura 5-22 – a) Curva histerética da ligação 3; b) ligação 4

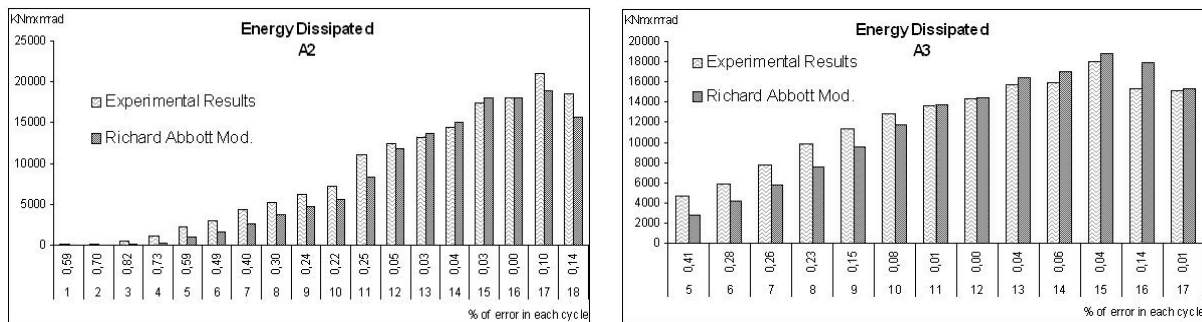


Figura 5-23 – a) Energia dissipada em cada ciclo para a ligação 3; b) ligação 4.

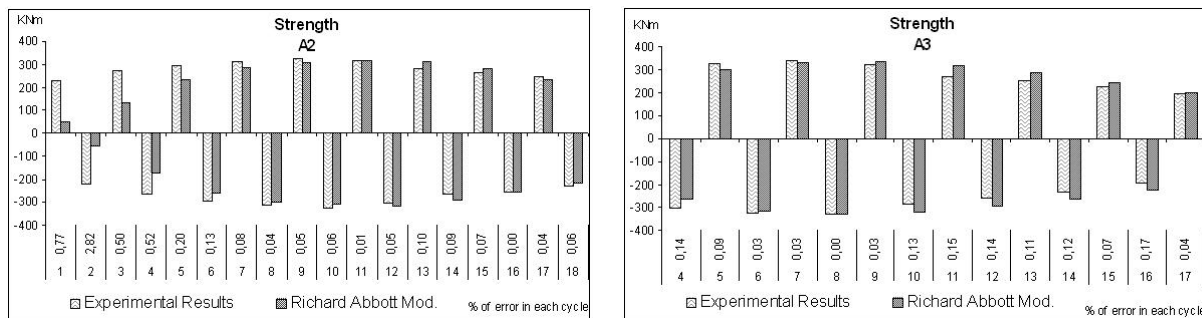


Figura 5-24 – a) Resistência em cada ciclo para a ligação 3; b) ligação 4.

O ensaio número 5 é uma ligação de placa de extremidade rasa directamente ligada a uma base rígida, sem pilar, o que resulta numa ligação cuja deformação é essencialmente governada pela placa de extremidade. A correspondente curva histerética pode ser observada na Figura 5-25 a). Em resultado das propriedades geométricas das ligações número 6 e 7, observa-se que estas são muito mais influenciadas pelos fenómenos de deslizamento. A ligação EP4 rompeu pelo modo 1 (de acordo com o EC3) enquanto que a ligação EP2 rompeu pelo modo 2, condicionado pela resistência dos parafusos. Em ambos os ensaios não se observou degradação de resistência nem de rigidez, como se pode ver na Figura 5-25 b) e Figura 5-25 c) e pela Tabela 5-5 e Tabela 5-6. A energia dissipada nestas duas últimas ligações é menor, como se observa na Figura 5-26, o que indica alguma inaceitabilidade quando se requer um bom desempenho sísmico. O modelo revela uma boa concordância com as curvas experimentais, com excepção para a ligação EP2, devido à sua rotura súbita.

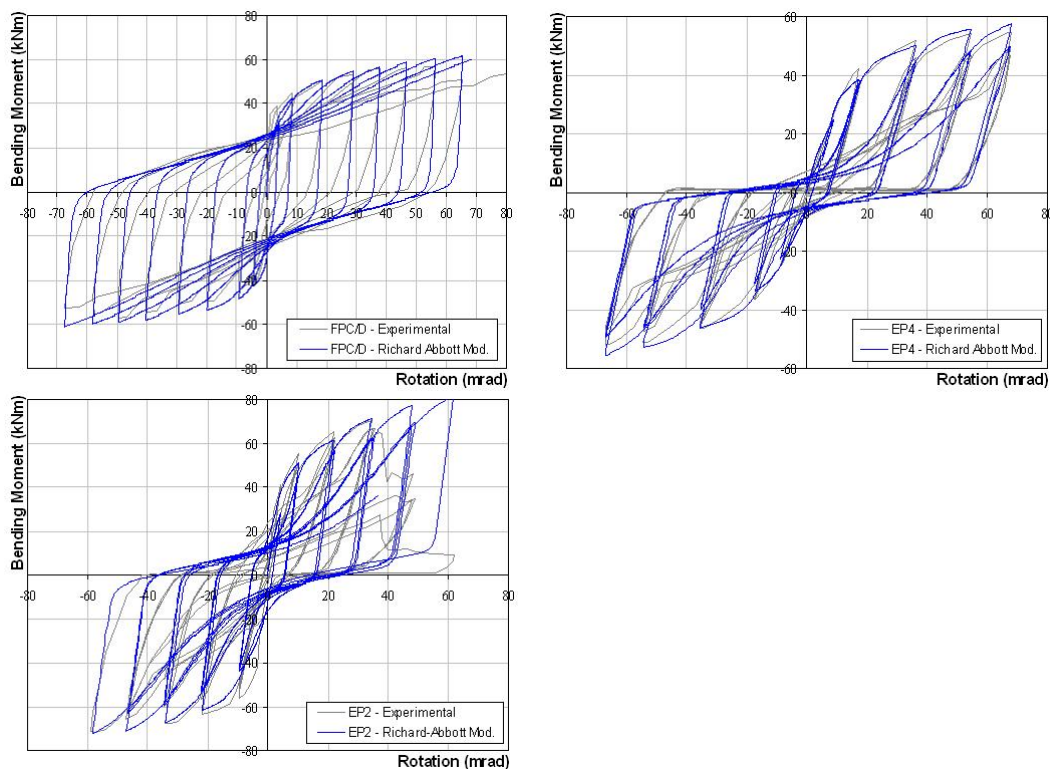


Figura 5-25 – a) Curva histerética da ligação 5; b) ligação 6 e c) ligação 7.

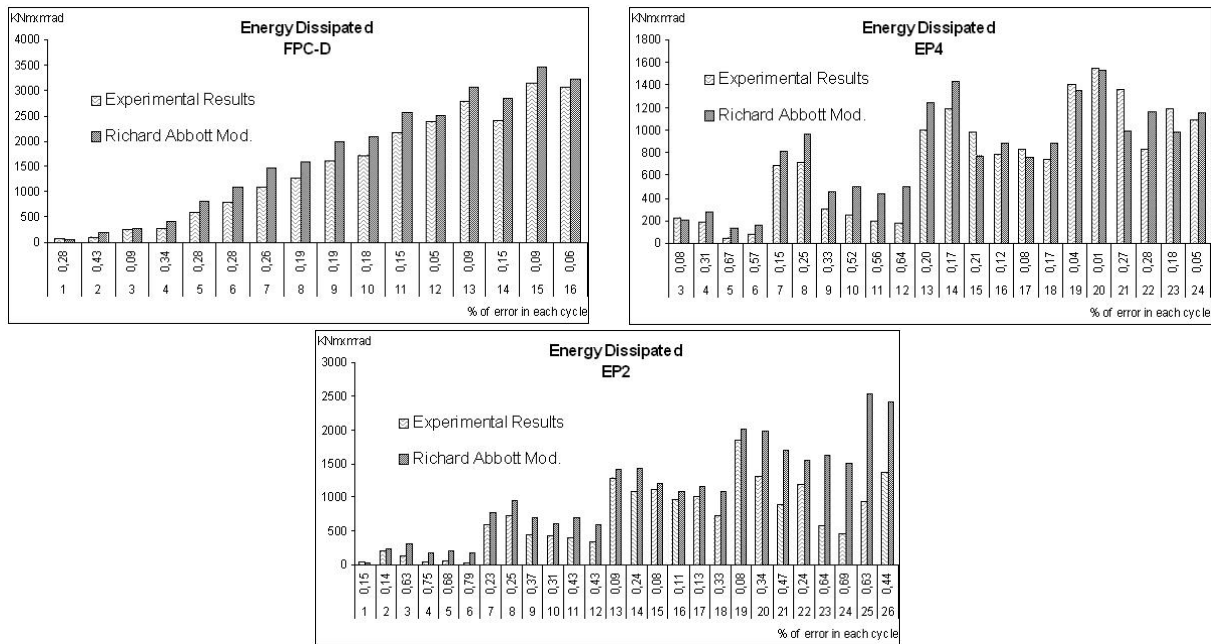


Figura 5-26 – a) Energia dissipada em cada ciclo para a ligação 5; b) ligação 6 e c) ligação 7.

Na Figura 5-27 apresentam-se os resultados dos valores comparativos da resistência em cada ciclo para cada ligação. Também neste particular se observa um bom desempenho do modelo pela boa aproximação dos valores atingidos.

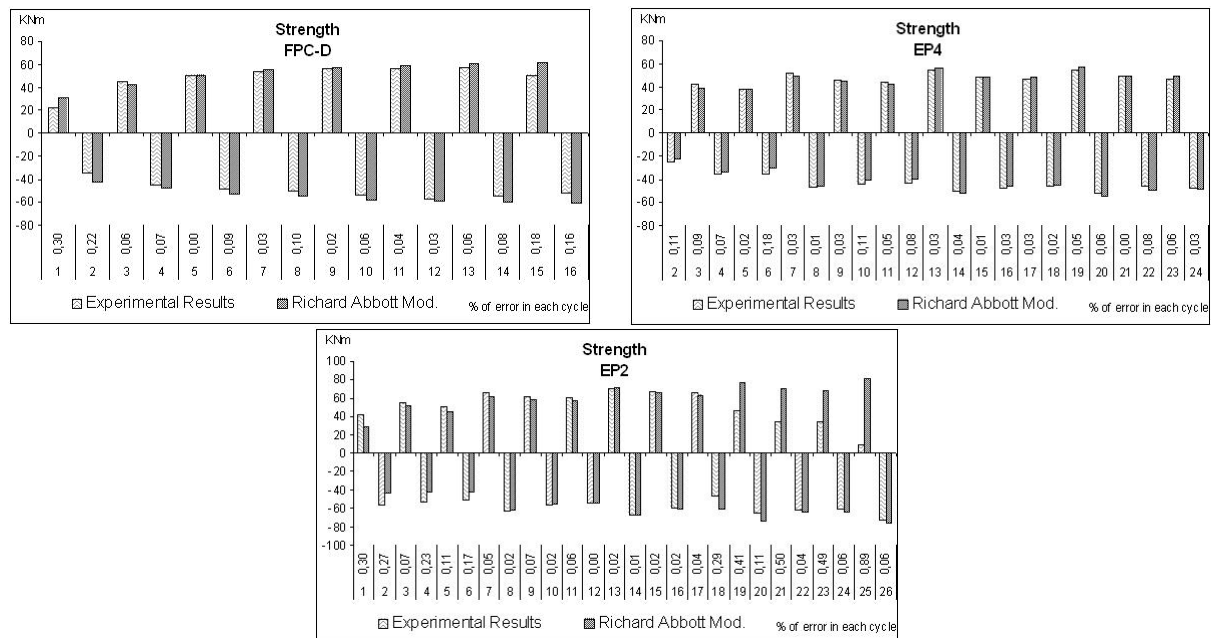


Figura 5-27 – a) Resistência em cada ciclo para a ligação 5; b) ligação 6 e c) ligação 4.

Na Figura 5-28 representam-se as curvas de comportamento histerético das ligações de cantoneiras 8, 9, 10 e 11. As Figura 5-29 e Figura 5-30 demonstram, respectivamente a energia dissipada e a resistência ciclo a ciclo para cada ligação. Para a primeira ligação desta secção, a proximidade entre as curvas não é tão boa, como nas restantes. Os respectivos parâmetros são

indicados na Tabela 5-5 e na Tabela 5-6. A ligação 11 apresenta um deslizamento pronunciado, em contraste com as restantes.

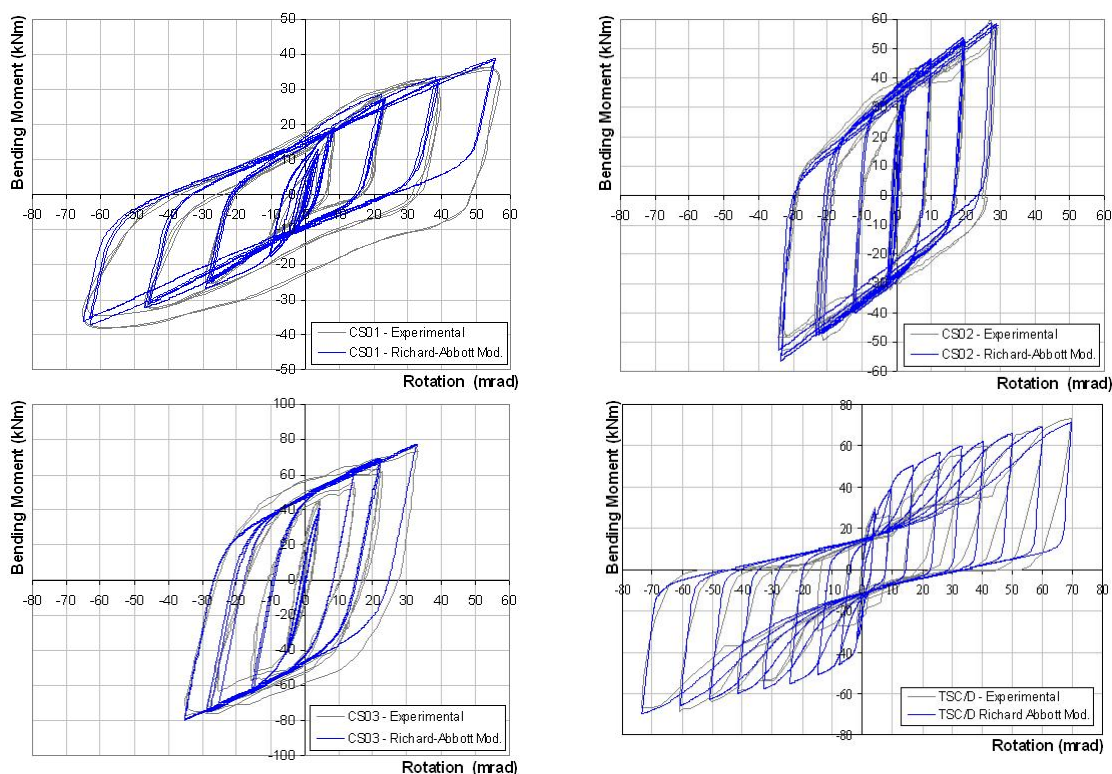


Figura 5-28 – a) Curva histerética da ligação 8; b) ligação 9; c) ligação 10 e d) ligação 11.

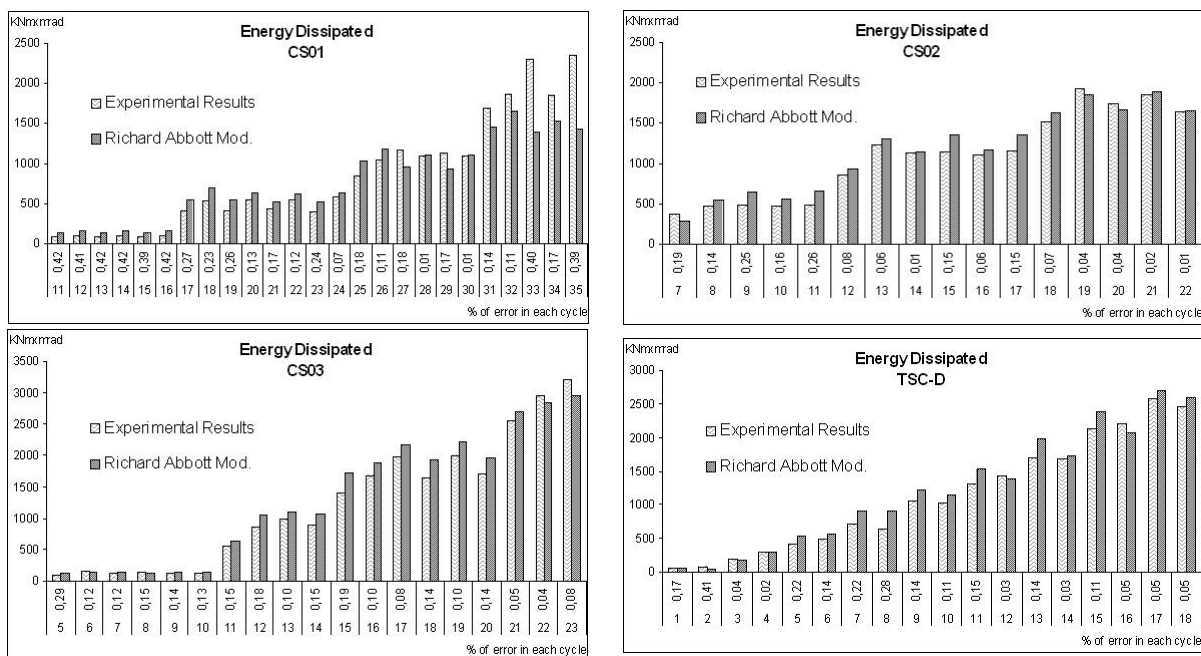


Figura 5-29 – a) Energia dissipada em cada ciclo para a ligação 8; b) ligação 9; c) ligação 10 e d) ligação 11.

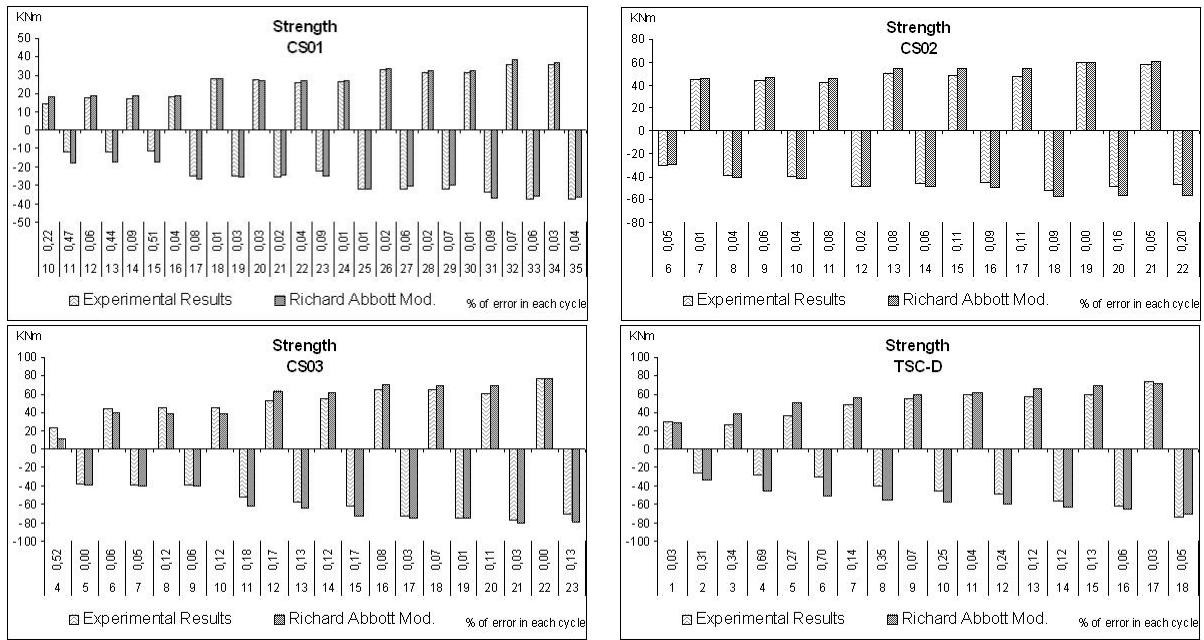


Figura 5-30 – a) Resistência ciclo a ciclo da ligação 8; b) ligação 9; c) ligação 10 e d) ligação 11.

Finalmente, a Figura 5-31 compara as curvas experimentais e analíticas para os dois últimos ensaios. Estas ligações apresentam bastante melhor desempenho sísmico que as anteriores, com trajectórias mais estáveis e com mais capacidade de dissipação de energia. Observa-se uma boa concordância em as curvas, como de resto se confirma pela observação da Figura 5-32 e da Figura 5-33, respectivamente para a energia dissipada e resistência atingida em cada ciclo.

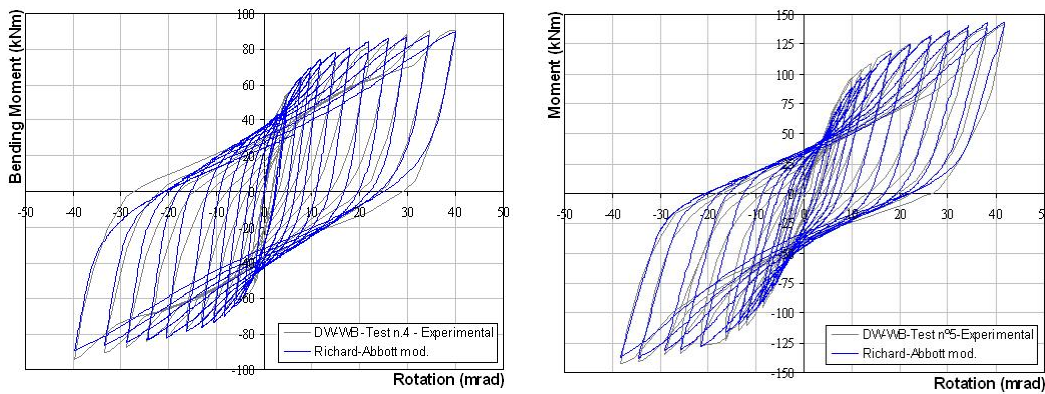


Figura 5-31 – a) Curva histerética da ligação 12; b) ligação 13.

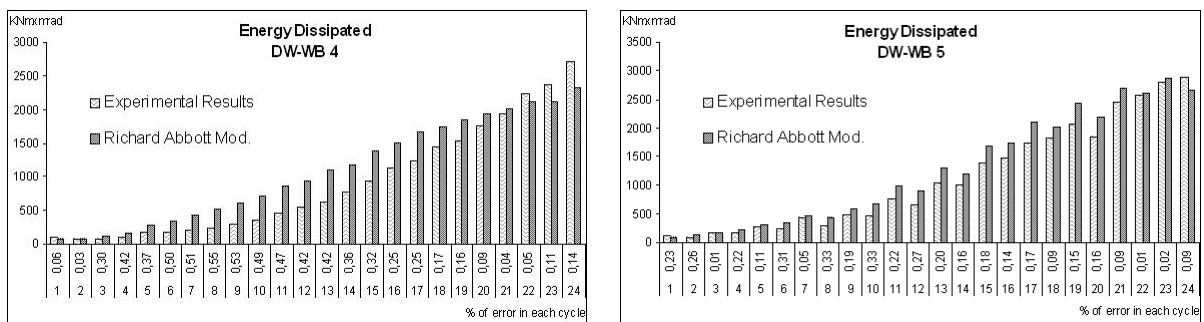


Figura 5-32 – a) Energia dissipada em cada ciclo para a ligação 12; b) ligação 13.

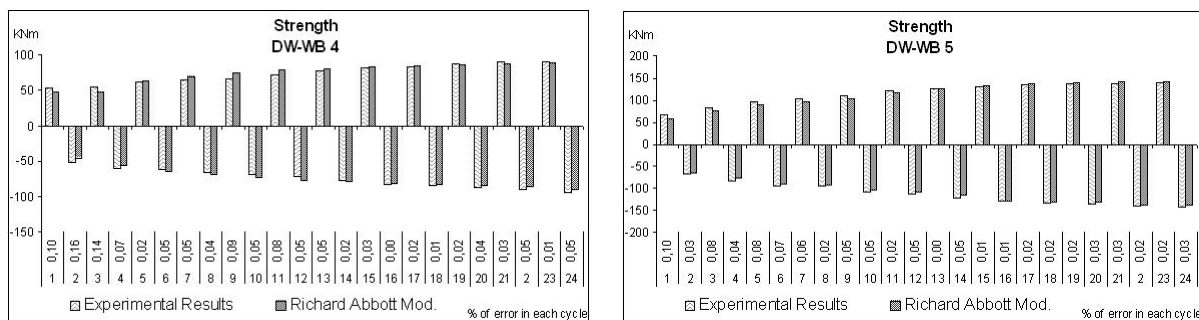


Figura 5-33 – a) Resistência em cada ciclo para ligação 12; b) ligação 13.

5.3.3 Discussão

A Tabela 5-5 e a Tabela 5-6 apresentam os parâmetros de calibração das curvas histeréticas dos ensaios descritos nesta secção, respectivamente para os tramos ascendentes e descendentes.

Observa-se alguma dispersão para os vários parâmetros para as diferentes tipologias de ligações. Alguns desses parâmetros estão directamente relacionados com a resposta monotónica da ligação: K_a e K_d (rigidez inicial), M_a e M_d (momento flector resistente), K_{pa} and K_{pd} (rigidez pós-elástica), n_a and n_d (parâmetro de ajustamento à curva), directamente obtidos pela aplicação do método das componentes do EC3 (CEN, 2005 b), como se ilustra na Tabela 5-7 para os três ensaios com ligações de placa de extremidade rasa seleccionados.

Test Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
K_a KNm/rad	78000	35000	63751	79370	19000	10210	3550	4300	20000	9800	12500	32263	16254
M_a KNm	80	120	400	400	50	70	60	25	38	52	55	75	142
K_{pa} KNm/rad	800	1000	1	1	300	300	100	300	900	900	300	900	1000
n_a	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	1
K_{ap} KNm/rad	78000	35000	0	0	19000	10210	4550	0	0	0	12500	32263	16254
M_{ap} KNm	55	80	0	0	25	15	5	0	0	0	15	50	50
K_{pap} KNm/rad	800	1000	0	0	300	200	100	0	0	0	300	900	1000
n_{ap}	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1	1
t_{1a}	15	1	0	0	10	15	20	0	0	0	20	15	15
t_{2a}	0,3	0,3	0	0	0,3	0,3	0,3	0	0	0	0,3	0,3	0,3
C_a	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1	1
i_{Ka}	60	10	40	40	0	0	0	0	0	0	30	30	10
i_{Ma}	0,02	0	0,03	0,05	0,03	0	0	0	0,03	0,04	0	0	0
H_a	0	0,02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E_{maxa} rad	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

Tabela 5-5 – Parâmetros para os tramos ascendentes.

Test N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
K_d KNm/rad	97500	35000	63751	79370	30500	10210	3550	4300	20000	9800	20100	32263	16254
M_d KNm	80	130	400	400	50	65	50	21	30	52	50	75	142
K_{pd} KNm/rad	800	1000	1	1	300	300	150	300	900	900	300	900	1000
n_d	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	1
K_{dp} KNm/rad	97500	35000	0	0	30500	10210	3550	4300	2000	0	20100	32263	16254
M_{dp} KNm	50	80	0	0	20	10	5	10	30	0	10	50	50
K_{pdp} KNm/rad	800	1000	0	0	300	300	100	300	900	0	300	900	1000
n_{dp}	1	1	0	0	1	1	1	1	2	0	1	1	1
t_{1d}	10	1	0	0	10	15	20	0	0	0	20	15	15
t_{2d}	0,3	0,3	0	0	0,3	0,3	0,3	0	0	0	0,3	0,3	0,3
C_d	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1	1
i_{Kd}	60	10	30	30	0	0	0	0	0	0	0	30	10
i_{Md}	0,2	0	0,03	0,05	0,03	0	0	0	0,03	0,04	0	0	0
H_d	0	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
K_d KNm/rad	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

Tabela 5-6 – Parâmetros para os tramos descendentes.

Ligação	Autor	EC3 (COP [®])		EC3 (Broderick)		Experimental		Modo de rotura (T-stub)
		K_{ini} KNm/rad	M_{jrd} KNm	K_{ini} KNm/rad	M_{jrd} KNm	K_{ini} KNm/rad	M_{jrd} KNm	
FPC-D	Bernuzzi	19926	50,5	-	-	19000	55	Previsto – 2
EP2	Broderick	11282	49,2	11480	56,4	10210	67,7	Previsto – 2 Observado – 2
EP4	Broderick	11388	54,6	11480	49,2	3550	51,9	Previsto – 2 Observado – 1

Tabela 5-7 – Parâmetros monotônicos momento-rotação para as ligações de placa de extremidade rasa.

Permanece contudo alguma complexidade para o estabelecimento dos restantes valores dos parâmetros das restantes ligações. A Tabela 5-8 sintetiza as amplitudes de variação dos parâmetros para as ligações estudadas. O primeiro grupo (EEP) refere-se às ligações com placa de extremidade estendida, fazendo a separação entre ligações sem reforço (U) e com reforço (S). O segundo grupo (FEP) refere-se às ligações com placa de extremidade rasa. O terceiro grupo (TS) às ligações de cantoneira de banzo e o último e quarto grupo (WC) às ligações de cantoneira de alma.

Tip. Lig.	EEP		FEP	TS		WC		EEP		FEP	TS		WC	
	U	S		WC	-			U	S		WC	-		
n_a	1	1	1	1-2	1-2	1	n_d	1	1	1	1-2	1	1	1
K_a/K_{ap}	1	-	1	-	-	1	K_d/K_{dp}	1	-	1	$1-\infty$	1	1	1
M_a/M_{ap}	1,45-1,5	-	2-12	-	3,7	1,5-2,84	M_d/M_{dp}	1,6-1,625	-	2,5-10	$1-\infty$	5	2,84	2,84
K_{pa}/K_{pap}	1	-	1-1,5	-	1	1	K_{pd}/K_{pdp}	1	-	1-1,5	1-14,3	1	1	1
n_a/n_{ap}	1	-	1	-	-	1	n_d/n_{dp}	1	-	1	-	1	1	1
t_{1a}	1-15	0	10-20	0	0	15	t_{1d}	1-10	0	10-20	0	20	15	15
t_{2a}	0,3	0	0,3	0	0,3	0,3	t_{2d}	0,3	0	0,3	0	0,3	0,3	0,3
C_a	1	0	1	0	1	1	C_d	1	0	1	0	1	1	1
i_{Ka}	10-60	40	0	0	30	10-30	i_{Kd}	10-60	30	0	0	0	0	10
i_{Ma}	0-0,02	0,03-0,05	0-0,03	0-0,04	0	0	i_{Md}	0-0,2	0,03-0,05	0-0,03	0-0,04	0	0	0
H_a	0-0,02	0	0	0	0	0	H_d	0-0,2	0	0	0	0	0	0

Tabela 5-8 – Variação dos parâmetros do modelo para as restantes ligações.

A Tabela 5-9 apresenta, para cada ligação, os valores normalizados do momento resistente e da rigidez inicial. É facilmente reconhecido, que excluindo as duas ligações com placa de extremidade reforçada, todas as outras ligações são de resistência parcial. Conclui-se que o erro acumulado em termos de energia total dissipada e resistência média é bastante aceitável.

(*) Até ao ciclo 17, porque a partir daqui, ocorreu a rotura de um parafuso

Número Ensaio	Componente crítica na rotura da ligação	Erro total da energia dissipada (%)	Erro médio no momento resistente (%)	$\frac{[M_{j,rd}]_{Ligação}}{[M_{pl,rd}]_{viga}}$	$\frac{[K_{j,inic.}]_{ligação}}{[\frac{8EI_b}{d_b}]_{viga}}$	$\left[\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right]_{pilar}$
1	Placa extrem. à flexão	17	5	0,42	0,167	0
2	Placa extreme. à flexão e alma do pilar ao corte	15	4	0,76	0,075	0
3	Encurvadura do banzo do pilar e da alma viga	11	31	1,54	0,110	0
4		5	21	1,57	0,137	0
5	Placa extrem. à flexão	14	9	0,41	0,041	0
6	Placa extrem. à flexão	11	5	0,36	0,010	0
7	Placa extrem. à flexão e parafusos à tracção	23	(*) 17	0,81	0,054	0
8		7	19	0,25	0,015	0,29
9	Larga distorção nas cantoneiras de banzo	5	8	0,39	0,025	0,29
10		7	21	0,53	0,033	0,29
11	Larga distorção nas cantoneiras de banzo	8	22	0,53	0,027	0
12	Cedência do material das cantoneiras	18	5	0,27	0,032	0
13		11	4	0,42	0,016	0

Tabela 5-9 – Principais propriedades do comportamento das ligações

5.3.4 Síntese

Neste ponto apresentou-se a aplicação do modelo a treze ensaios experimentais de seis origens independentes, demonstrando um bom desempenho provado pela boa concordância entre as curvas experimentais e analíticas. Apesar da pequena amplitude de ensaios modelados, observou-se alguma tendência na definição dos parâmetros necessários para simular o comportamento de ligações viga-pilar de placa de extremidade e de cantoneiras (Tabela 5-8).

A aplicação prática do modelo requer naturalmente alguma confiança na determinação dos parâmetros. Os ensaios experimentais usados nesta secção permitem identificar os limites inferior e superior, mas não permitem extrapolar com precisão os parâmetros para outras ligações. Serão necessários mais ensaios, das diversas tipologias para assim se conseguir determinar uma tendência clara para a definição dos parâmetros respectivos.

Em conclusão e em resultado da aplicação do modelo às ligações metálicas ensaiadas no âmbito deste trabalho e de outros autores podem desde já assumir-se alguns pressupostos:

Para as ligações com placa de extremidade duplamente estendida (reconhecidas à partida como tendo um bom desempenho sísmico), os 15 parâmetros ascendentes são idênticos aos 15 parâmetros descendentes;

Os parâmetros que resultam da curva de comportamento monotónico (K_a , M_a , K_{pa} , K_d , M_d , K_{pd}), podem se obtidos com rigor aceitável pela aplicação do método das componentes do EC3-1-8 (CEN, 2005 d), para a tipologia de ligações referida nesta secção do trabalho apresentado;

Para ligações que não apresentem deslizamento, e sem degradação de rigidez, como as ligações de placa de extremidade estendida com reforços transversais na alma do pilar, ao nível dos banzos da viga, são apenas necessários 6 parâmetros. Destes, os três primeiros podem ser obtidos usando o método das componentes, o quarto (factor de ajustamento à curva) é normalmente 1 ou 2. O último é normalmente igual a 0,1 rad. O parâmetro que define a degradação de resistência (i_{Ma}) é facilmente conseguido através de um valor médio com base num suficiente número de ensaios.

A influência do deslizamento é um aspecto crucial no estabelecimento dos parâmetros do modelo apresentado. Para as ligações de placa de extremidade, este aspecto é claramente notório. Por isso é pragmático caminhar-se no sentido de se aplicarem cada vez mais ligações metálicas *standard*, cujo comportamento cíclico esteja definido e conhecido à partida.

5.4 APLICAÇÃO A ENSAIOS DE LIGAÇÕES MISTAS DE OUTROS AUTORES

5.4.1 Descrição dos ensaios experimentais seleccionados

Partindo novamente da revisão bibliográfica apresentada no capítulo 1, onde se fez a distinção entre ligações metálicas e metálicas mistas, seleccionaram-se alguns dos ensaios de ligações metálicas mistas melhor documentados, especialmente aqueles em que foi possível obter a trajectória cíclica.

Os ensaios apresentados nesta secção foram realizados por Simões *et al.* (2001), Dubina *et al.* (2002) and Liew *et al.* (2004) e são resumidos na Tabela 5-10.

Nº	Ref. Ensaio	Autor	Tipo	Viga	Pilar	h_c cm	M_y^+ KNm	M_y^- KNm	K_y^+ KNm/rad	K_y^- KNm/rad
1	E9	Simões	Externa	IPE270	HEA220	12	114	115	24570	26810
2	E10	Simões	Externa	IPE270	HEA220+C	12	170	159	36950	40830
3	E11	Simões	Interna	IPE270	HEA220	12	83	81	16500	18830
4	E12	Simões	Interna	IPE270	HEA220+C	12	117	118	34440	36220
5	BX-CUC1	Dubina	Interna	IPE270	HEA220	12	143	137	36870	37920
6	BX-CUC2	Dubina	Interna	IPE270	HEA220	12	143	137	36870	37920
7	BX-CSC1**	Dubina	Interna	IPE270	HEA220	12	195	150	102500	75050
8	CJ2	Liew	Interna	305x305xU B50	305x305x97U C	12	165*	150*	27648	16987
9	CJ4	Liew	Interna	305x305xU B50	305x305x97U C+S	12	190*	165*	42697	45118

HEA220+C (concrete); 305x305x97UC+S (Stiffening of column wed). *Valor estimado. **Ensaio assimétrico

Tabela 5-10 – Geometria dos ensaios experimentais seleccionados.

Como se observa na Figura 5-34, os ensaios número 1 e 2 correspondem a ligações externas. Todas as outras ligações são de tipologia interna. A ligação 2 e 4 têm o pilar misto. As ligações 1 até à 4 são constituídas com placa de extremidade de 12 mm de espessura, parafusos M20 da classe 8.8 em aço S235. As ligações 5 à 9 são em aço S275. Destas, as três primeiras têm os parafusos pré-esforçados, da classe 10.9 e uma placa de extremidade duplamente estendida de 20 mm de espessura. Todos os ensaios de ligações internas tiveram uma estratégia de carregamento com aplicação de carga simétrica, excepto e ensaio número 7, em que a carga foi aplicada de uma forma assimétrica. A ligação número 8 tem a alma do pilar enrigecida com um reforço paralelo, como se observa da Figura 5-36 d). A ligação número 9 corresponde a uma ligação com placa de extremidade estendida. Estas ligações têm uma placa de extremidade de 12 mm de espessura, e uma armadura passiva de continuidade em redor do pilar. Da Figura 5-34 à Figura 5-36 pode-se observar em pormenor a constituição geométrica das ligações modeladas.

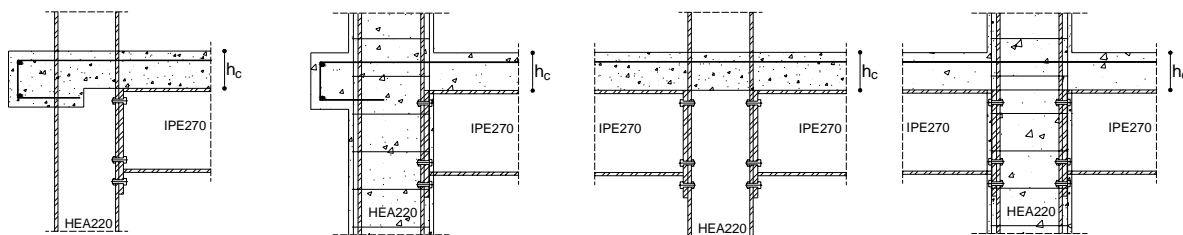


Figura 5-34 – a) Representação geométrica da ligação número 1, b) ligação número 2, c) ligação número 3 e d) ligação número 4.

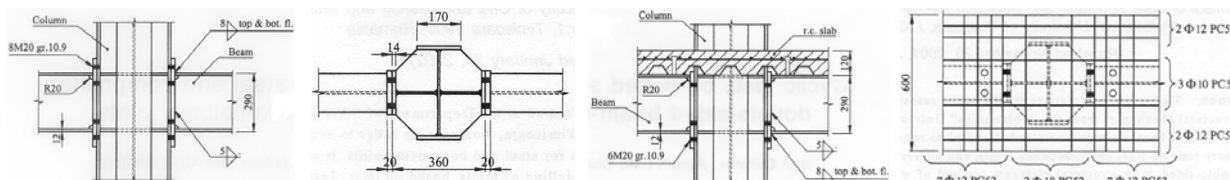


Figura 5-35 – a) Representação geométrica da ligação metálica número 5, b) metálica número 6, c) ligação mista número 7 e d) vista superior da ligação número 7.

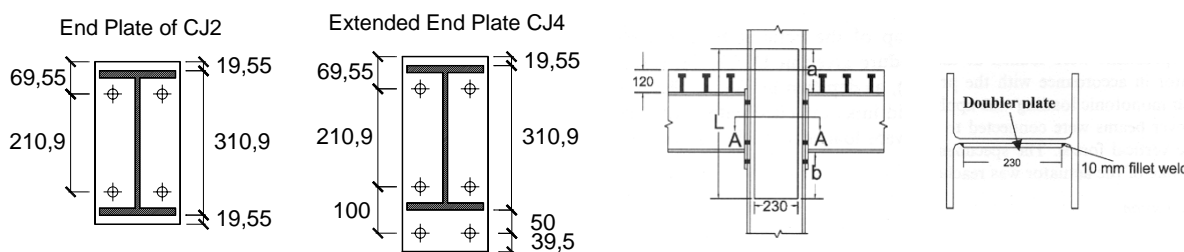


Figura 5-36 – a) Representação geométrica da ligação metálica número 8, b) metálica número 9, c) pormenor da laje e d) pormenor do reforço na alma do pilar da ligação 8.

5.4.2 Aplicação do modelo

Como já se referiu anteriormente, a aplicação do modelo deve seguir sempre duas etapas. A primeira, em que se definem os primeiros parâmetros, rigidez inicial, resistência, rigidez pós elástica a partir da curva monotónica. Subsequentemente, os ensaios cíclicos permitem a determinação dos restantes parâmetros.

Nas ligações externas 1 e 2 nos ciclos de maiores amplitudes de carga, atingiram-se rotações máximas da ordem do 40 mrad, enquanto que para as ligações internas 3 e 4 apenas se atingiram rotações da ordem dos 25-30 mrad. Contudo estes ensaios não se levaram à rotura por limitações nos equipamentos de carga (Simões *et al.*, 2001).

Para a ligação 1 observou-se uma considerável degradação das propriedades mecânicas devido à flexão da placa de extremidade, à tracção do banzo do pilar e ao esmagamento do betão do pilar na zona comprimida. A contribuição da distorção do painel da alma pilar na rotação total da ligação 2 (E10) não foi tão evidente como na ligação 1 (E9), devido à contribuição do betão no interior do pilar. A Figura 5-37 mostra o resultado obtido usando o modelo Richard-Abbott

modificado em sobreposição com as curvas experimentais, para os dois primeiros ensaios. Pode-se considerar que as curvas apresentam uma boa sobreposição, também confirmada pelos valores da energia dissipada e da resistência atingida ciclo a ciclo apresentados respectivamente na Figura 5-38 e na Figura 5-39. Os erros observados são praticamente insignificantes, especialmente para os ciclos onde a energia e os valores da resistência atingida são altos.

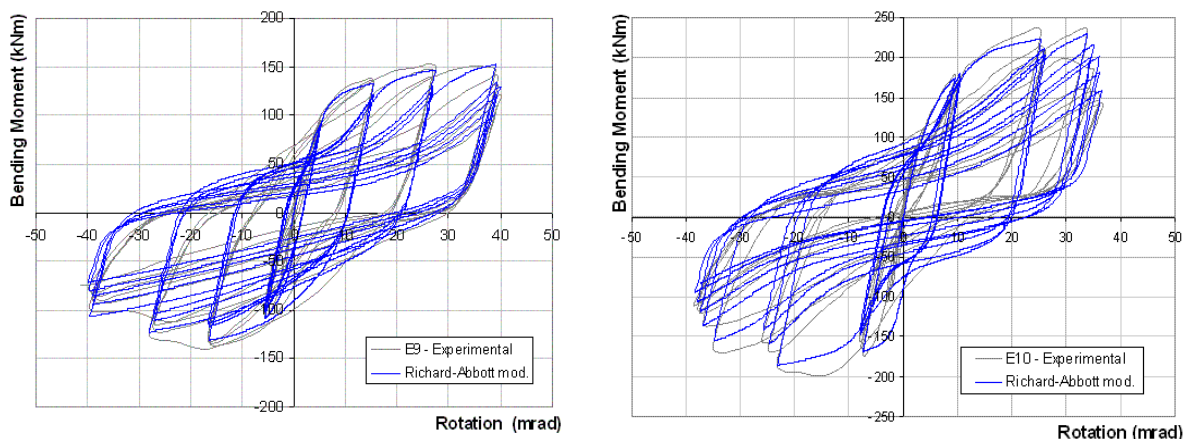


Figura 5-37 – a) Curva histerética da ligação 1 e b) ligação 2.

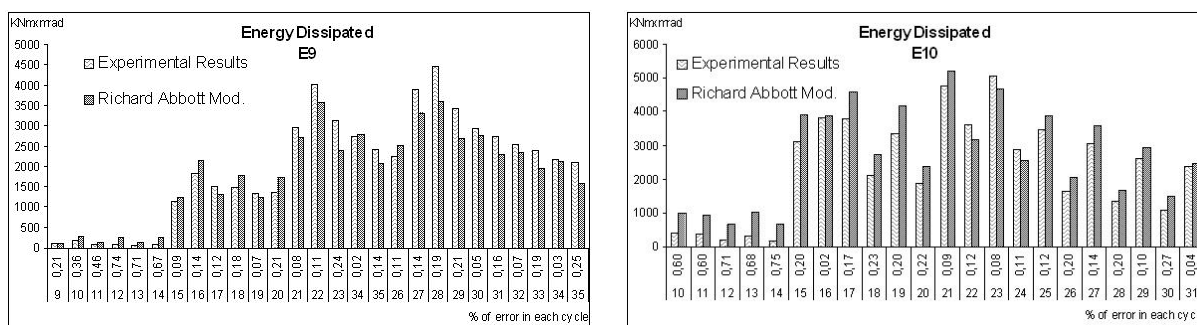


Figura 5-38 – a) Energia dissipada em cada ciclo para a ligação 1 e b) ligação 2.

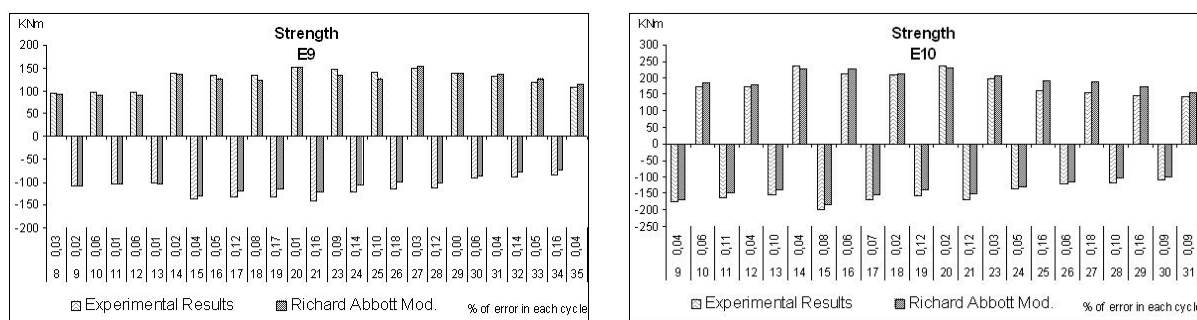


Figura 5-39 – a) Resistência em cada ciclo para ligação 1 e b) ligação 2.

As ligações internas 3 e 4 (E11 e E12) apresentam uma alta ductilidade com similar resposta quer para momentos positivos quer para momentos negativos. A degradação da resistência e da rigidez é baixa. Mais uma vez as curvas resultantes da análise numérica apresentam uma boa concordância com as curvas experimentais, como descrito na Figura 5-40. As conclusões em termos de energia dissipada e resistência são igualmente satisfatórias como nos ensaios

precedentes, contudo, estas duas ligações apresentam um comportamento histerético mais estável.

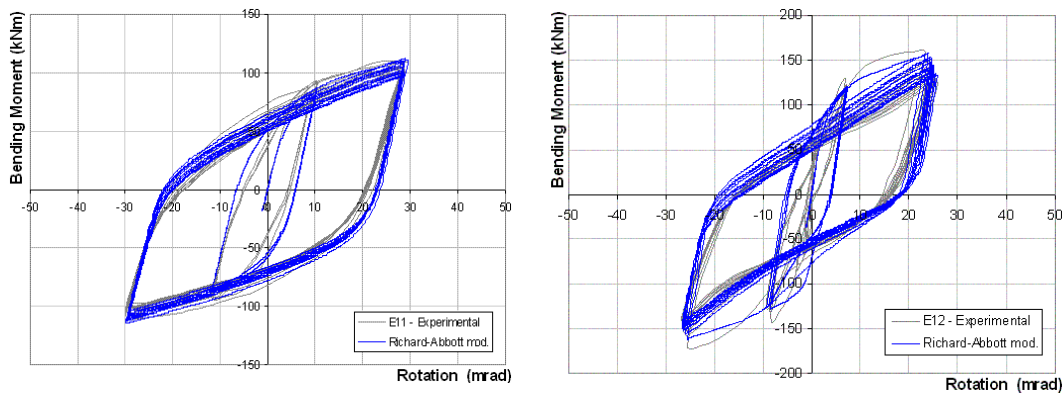


Figura 5-40 – a) Curva histerética da ligação 3 e b) ligação 4.

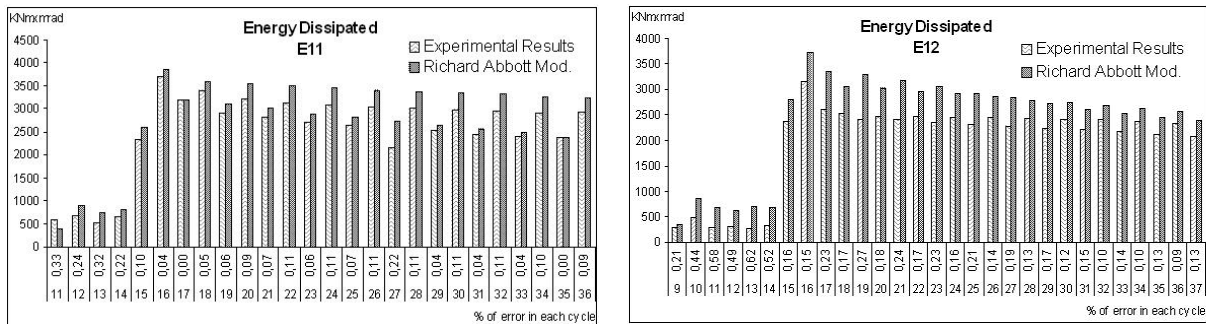


Figura 5-41 – a) Energia dissipada em cada ciclo para a ligação 3 e b) ligação 4.

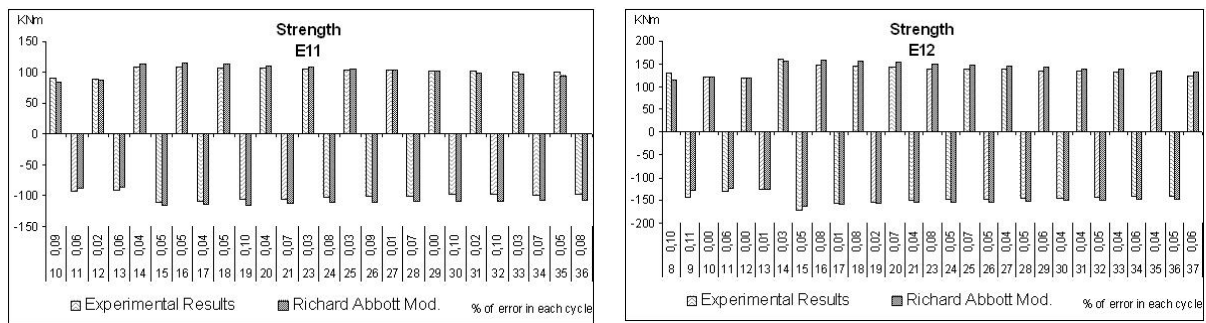


Figura 5-42 – a) Resistência em cada ciclo para ligação 3 e b) ligação 4.

A resposta cíclica das ligações 5, 6 e 7 ensaiadas por Dubina *et al.* (2002) é representada na Figura 5-43, assim como em sobreposição a curva experimental resultante da aplicação do modelo Richard-Abbott modificado. A rotação máxima atingida em cada uma das ligações foi de 40 mrad, 33 mrad e de 40 mrad, respectivamente para e ligação 5, 6 e 7, o que revela um bom desempenho em termos de ductilidade exigida para aplicabilidade estrutural sísmica de acordo com o EC8 (CEN, 2005).

Os primeiros dois ensaios deste autor (ligação 5 e 6) são estruturalmente idênticos, mas foram submetidos a diferentes estratégias de carga. Para o ensaio número 5 foi adoptada a estratégia do

ECCS enquanto que para o ensaio 6 se adoptou uma estratégia de carregamento de amplitudes constantes. Enquanto que as ligações 5 e 6 são unicamente metálicas, a ligação 7 é mista com inclusão de uma laje em betão armado. Para este ensaio o carregamento foi assimétrico, como se pode observar pela Figura 5-43 b). Para momentos positivos atingiu-se uma rotação de 40 mrad, enquanto que para momentos negativos se atingiram apenas 15 mrad.

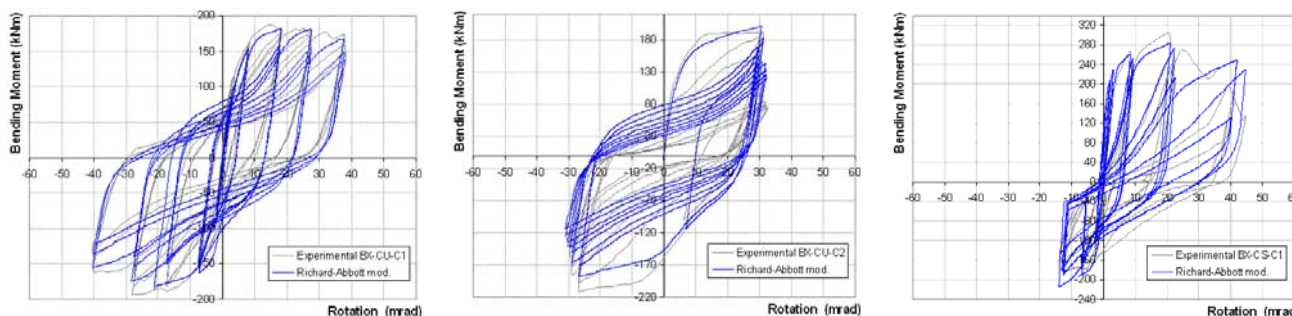


Figura 5-43 – a) Curva histerética da ligação 5; b) ligação 6 e c) ligação 7.

Globalmente, para todos os três ensaios, o modelo apresentou um bom desempenho, reproduzindo com bastante proximidade as curvas experimentais, como se confirma pela observação dos gráficos da Figura 5-44 e da Figura 5-45, respectivamente para a energia dissipada e resistência ciclo a ciclo, mesmo para estratégias de carregamento diversas mantendo a geometria da ligação, como acontece nas ligações ensaiadas por este autor.

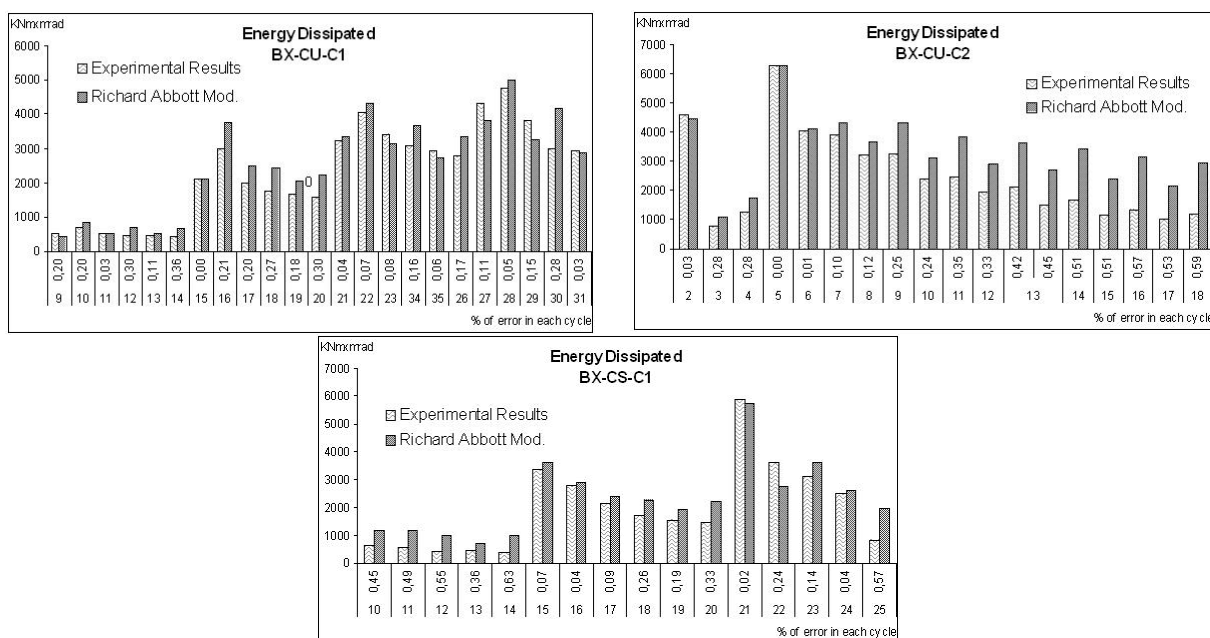


Figura 5-44 – a) Energia dissipada em cada ciclo para a ligação 5; b) ligação 6 e c) ligação 7.

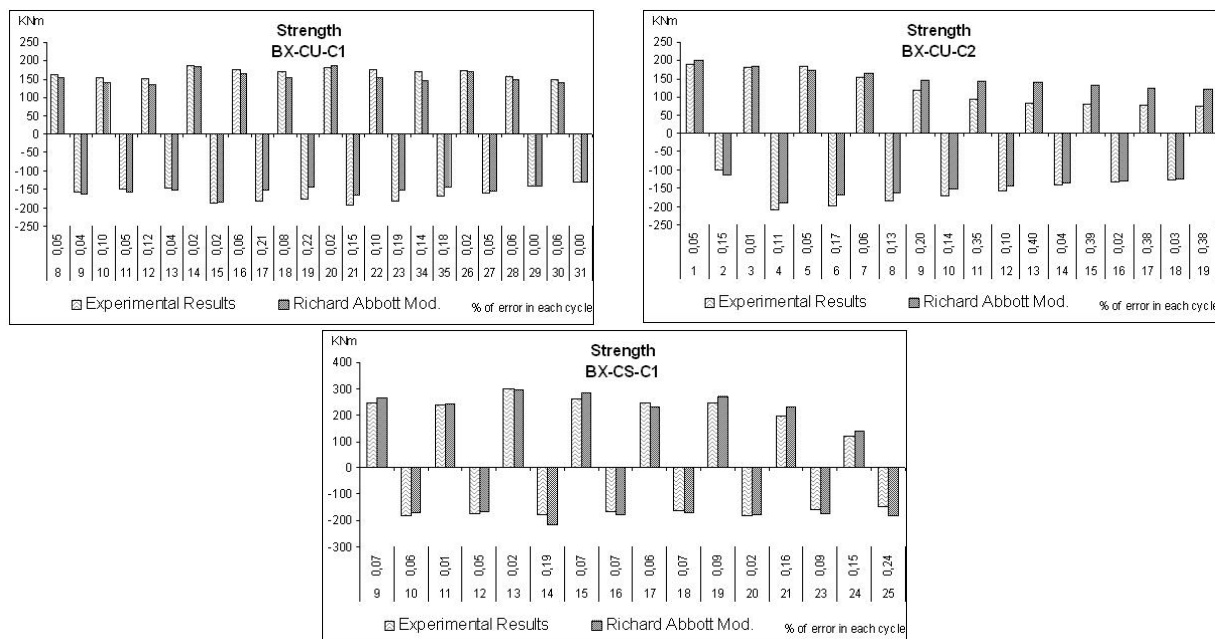


Figura 5-45 – a) Resistência em cada ciclo para ligação 5; b) ligação 6 e c) ligação 7.

Nos ensaios executados por Liew *et al.* (2004), o modo de rotura verificado na ligação 8 a excessiva deformação do painel da alma do pilar, e esmagamento do betão comprimido. Observa-se que a ligação 9 é constituída por uma placa de extremidade estendida e correspondente linha de parafusos, o que implicou o aumento resistência da parte positiva da ligação. Os modos de rotura observados incluem cedência por tracção no painel da alma do pilar, esmagamento do betão à compressão e flexão da placa de extremidade, cedência de parafusos e corte no painel da alma do pilar.

A estratégia de carga cíclica aplicada nos ensaios 8 e 9 levou às respostas cíclicas ilustradas Figura 5-46. O modelo numérico pode considerar-se como capaz de reproduzir os resultados experimentais. A rotação máxima atingida foi da ordem dos 45 mrad e 50 mrad, respectivamente para a ligação 8 e 9, o que permite concluir que são ligações que cumprem os requisitos prescritos pelo EC8 (CEN, 2005) para ligações dissipativas.

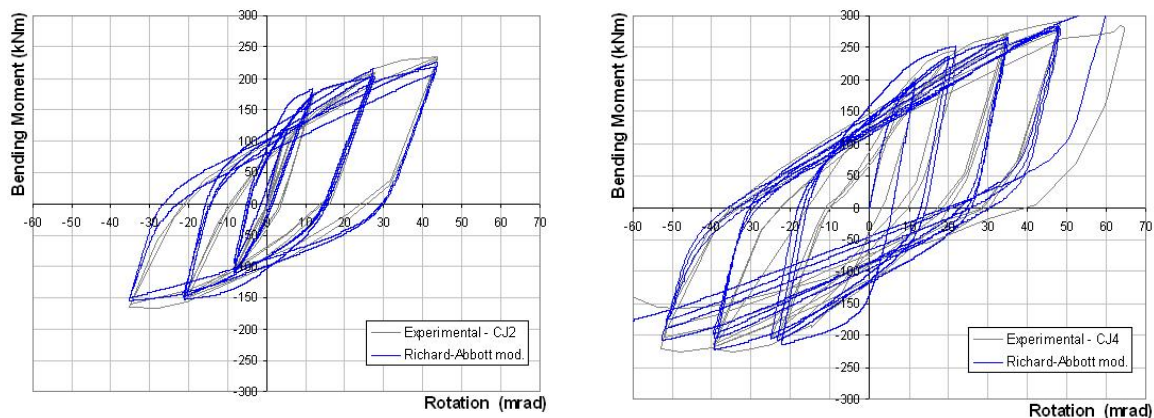


Figura 5-46 – a) Curva histerética da ligação 8 e b) ligação 9.

Pode considerar-se que o nível de deformação atingido foi considerável, levando a valores altos de energia dissipada, como de mostra na Figura 5-47. O comportamento histerético da ligação 9 resulta mais simétrico que o anterior (Figura 5-46), em resultado do acrescento da placa de extremidade estendida inferiormente, como se observa na Figura 5-36 b). A Figura 5-47 e a Figura 5-48 ilustram respectivamente os valores entre as curvas experimental e analítica para a energia dissipada e a resistência ciclo a ciclo para estas últimas ligações.

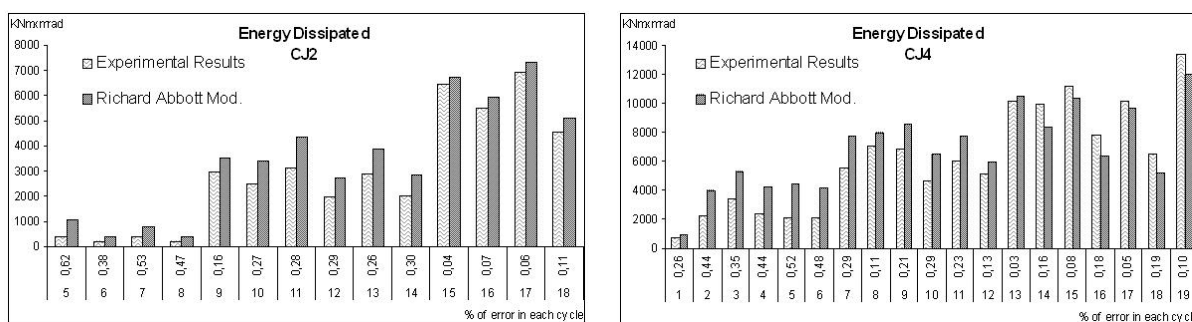


Figura 5-47 – a) Energia dissipada em cada ciclo para a ligação 8 e b) ligação 9.

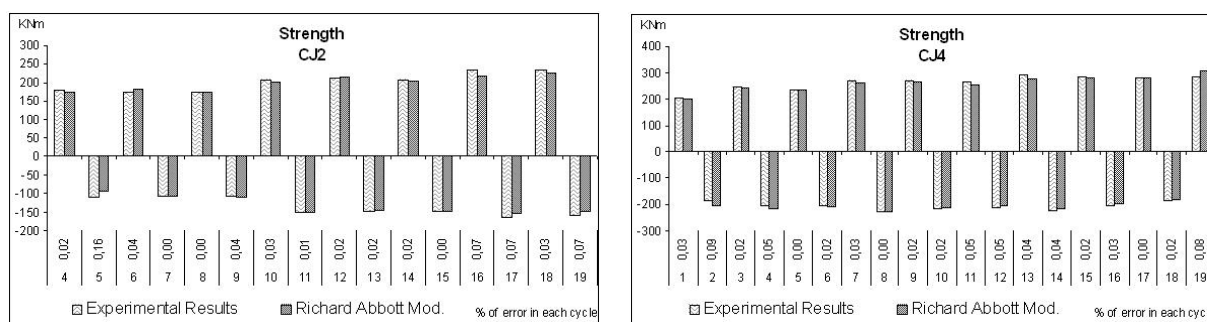


Figura 5-48 – a) Resistência em cada ciclo para ligação 8 e b) ligação 9.

5.4.3 Discussão

Na Tabela 5-11 e na Tabela 5-12 sintetizam-se os parâmetros para todos os nove ensaios de ligações metálicas e mistas apresentados, respectivamente para os tramos ascendentes e tramos descendentes.

Uma análise à variação das propriedades relevantes não dimensionais dos nove ensaios, com excepção para o ensaio 3 e 4, que apresentam algum desvio quando comparados com os restantes, justificado pelo facto de que estas ligações não atingiram um nível de deformação tão amplo como os que foram levados à rotura, revela que as propriedades estruturais de resistência e de rigidez são constantes. Estes valores podem ser observáveis na última coluna da Tabela 5-11 e da Tabela 5-12. Para os outros parâmetros de calibração, não foi tão fácil encontrar uma tendência clara. Esta impossibilidade resultou do baixo número de ensaios disponíveis incluindo

a variação da sua geometria, que claramente faz depender o seu comportamento real e por conseguinte faz variar os parâmetros de calibração. Assim, para estes parâmetros apresenta-se um intervalo de variação, que cobre todos estes ensaios.

Ensaio N°	1	2	3	4	5/6	7	8	9**	Valor de Ref.
K_a KNm/rad	24570	36950	16500	34400	36870	27648	32697	102500	K _y ⁺
M_a KNm	130	200	85	117	170	170	210	240	1,2×M _y ⁺
K_{pa} KNm/rad	600	1025	825	1700	1100	1000	1300	3000	0,03× K _y ⁺
n _a	2	2	2	2	2	2	2	2	2
K_{ap} KNm/rad	24570	36950	16500	34400	36870	27648	32697	102500	K _y ⁺
M_{ap} KNm	70	140	40	60	100	100	120	1**	0,65× M _a
K_{pap} KNm/rad	600	1025	825	1700	1100	1000	1300	3000	0,03× K _y ⁺
n _{ap}	1	1	1	1	1	1	1	1	1
t _{1a}	15	10	6	10	15	15	15	15	6<...<15
t _{2a}	0,5	0,5	0,15	0,15	0,5	0,1	0,1	0,2	0,15<...<0,5
C _a	1	1	1	1	1	1	1	1	1
i _{Ka}	15	20	3	15	25	30	15	25	3<...<25
i _{Ma}	0,15	0,25	0,02	0,01	0,10	0	0	0,4	0,01<...<0,25
H _a	0,07	0,09	0,05	0,02	0,02	0,04	0,03	0,02	0,01<...<0,09
E _{maxa} rad	0,1	0,1	0,1	0,1	1	0,01	0,1	0,1	0,1

Tabela 5-11 – Parâmetros para os tramos ascendentes.

Ensaio N°	1	2	3	4	5/6	7	8	9**	Valor de Ref.
K_d KNm/rad	26810	40830	18830	36220	37920	16987	35118	75050	K _y ⁻
M_d KNm	125	170	80	118	167	160	190	175	1,2×M _y ⁻
K_{pd} KNm/rad	670	1020	940	1800	1140	425	1300	3250	0,03× K _y ⁺
n _d	2	2	2	2	2	2	2	2	2
K_{dp} KNm/rad	26810	40830	18830	36220	37920	16987	35118	75050	K _y ⁻
M_{dp} KNm	60	75	60	60	110	90	100	110	0,65× M _d
K_{pdp} KNm/rad	670	1020	940	1800	1140	425	1300	3250	0,03× K _y ⁺
n _{dp}	1	1	1	1	1	1	1	1	1
t _{1d}	6	15	5	20	20	15	15	20	5<...<20
t _{2d}	0,2	0,5	0,15	0,15	0,2	0,1	0,1	0,5	0,15<...<0,5
C _d	1	1	1	1	1	1	1	1	1
i _{Kd}	18	20	1	5	15	0	10	15	1<...<20
i _{Md}	0,10	0,11	0,01	0,01	0,10	0	0	0,01	0,01<...<0,11
H _d	0	0	0,02	0	0	0	0	0	0
E _{maxd} rad	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

Tabela 5-12 – Parâmetros para os tramos descendentes.

5.5 CONCLUSÕES

De acordo com o EC8 (CEN, 2005 d), as ligações dissipativas semi-rígidas e/ou de resistência parcial são passíveis de ser utilizadas desde que se verifiquem os seguintes requisitos:

A ligação tenha uma capacidade de rotação consistente com as deformações globais da estrutura;

Os elementos por estas ligados têm que permanecer estáveis nos estados limites últimos (ULS);

O efeito da deformação da ligação nos deslocamentos globais da estrutura é levado em consideração recorrendo-se para tal a uma análise estática não linear (*pushover*) ou uma análise dinâmica não linear.

Adicionalmente, (i) o dimensionamento das ligações deve ser feito de forma que estas tenham uma capacidade de rotação plástica θ_p não inferior a 35 mrad, para estruturas de alta ductilidade (DCH) e 25 mrad para estruturas de média ductilidade (DCM) com $q > 2$. A rotação θ_p , representada na Figura 5-49, é definida pela expressão (5-1).

$$(5-1) \quad \theta_p = \delta / 0,5L$$

onde δ é a deflexão da viga a meio vão e L é o vão da viga, e não deve incluir a deformação elástica do pilar; (ii) a capacidade de rotação da ligação deve assegurar que não apresentará uma degradação de resistência superior a 20%, quando solicitada a acções cíclicas (este requisito é válido independentemente de estas se localizarem ou não em zonas dissipativas) e (iii) o painel da alma da coluna ao corte, não deve contribuir mais do que 30% na capacidade de rotação plástica da rotação θ_p . Requisito este que pode ser discutível, como ficou demonstrado, no Capítulo 3 na série de ensaios J2, com esforço axial.

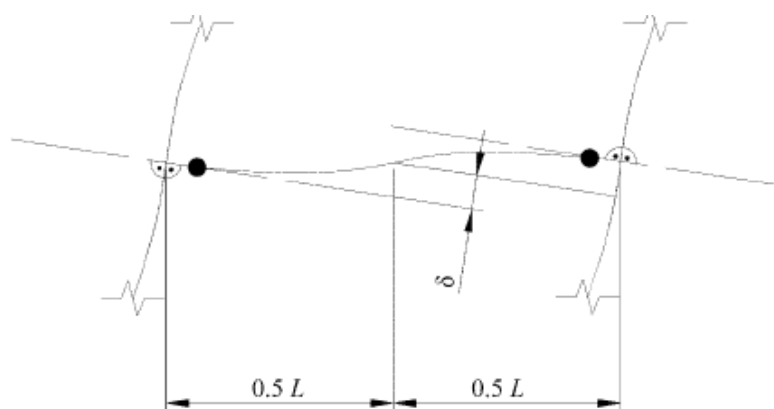


Figura 5-49 – Deflexão da viga para a determinação de θ_p .

Na Tabela 5-13, Tabela 5-14 e na Tabela 5-15 apresenta-se a verificação de alguns dos requisitos que as ligações dissipativas devem obedecer segundo o EC8 (CEN, 2005 d), respectivamente para as ligações ensaiadas e as ligações metálicas e mistas de outros autores.

Observa-se que as ligações metálicas apresentam um comportamento mais simétrico, em função da sua simetria de geometria. Algumas das ligações ensaiadas não atingem a capacidade de rotação requerida, contudo esse facto foi pré determinado no programa de ensaios, quando se definiu o carregamento a aplicar. A capacidade de rotação das ligações ensaiadas pelos outros autores está geralmente acima do mínimo exigido, contudo as ligações ensaiadas apresentam um número de ciclos geralmente acima das restantes ligações, à excepção da ligação J3.3, que será a menos dúctil das ligações ensaiadas.

* rotação máxima pré definida

** número de ciclos até à rotura

Nº Ensaio	J1.2	J1.3	J1.4	J2.2	J2.3	J3.2	J3.3	J4.2	J4.3	Valor Ref.
Capacidade Rotação*	20	24	26	24	28	20	24	27	34	25 - 35 mrad
** degradação de resistência: momento positivo	83	22	28	27	27	26	13	54	34	< 20%
** degradação de resistência: momento negativo	83	22	28	27	27	26	13	54	34	< 20%
** degradação de rigidez: momento positivo	83	22	28	27	27	26	13	54	34	< 20%
** degradação de rigidez: momento negativo	83	22	28	27	27	26	13	54	34	< 20%

Tabela 5-13 – Verificação dos requisitos do EC8 – Ligações ensaiadas.

* número de ciclos para se atingir 20% de degradação

Nº Ensaio	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	Valor Ref.
Capacidade Rotação	40	50	60	60	65	70	25	55	30	30	70	40	40	25 - 35 mrad
* degradação de resistência: momento positivo	13	18	4	4	8	4	4	16	11	11	9	12	12	< 20%
* degradação de resistência: momento negativo	13	18	4	4	8	4	4	16	11	11	9	12	12	< 20%
* degradação de rigidez: momento positivo	13	18	4	4	8	4	4	16	11	11	9	12	12	< 20%
* degradação de rigidez: momento negativo	13	18	4	4	8	4	4	16	11	11	9	12	12	< 20%

Tabela 5-14 – Verificação dos requisitos do EC8 – Ligações metálicas de outros autores.

* rotação máxima sem se atingir a rotura da ligação

** número de ciclos para se atingir 20% de degradação

Nº Ensaio	1	2	3	4	5/6	7	8	9	Valor Ref.
Capacidade Rotação	40	40	30*	25*	40/33	40	45	50	25 - 35 mrad
** degradação de resistência: momento positivo	15	25	2	1	10	0	0	40	< 20%
** degradação de resistência: momento negativo	10	11	1	1	10	0	0	10	< 20%
** degradação de rigidez: momento positivo	15	20	3	15	25	30	15	25	< 20%
** degradação de rigidez: momento negativo	18	20	1	5	15	0	10	15	< 20%

Tabela 5-15 – Verificação dos requisitos do EC8 – Ligações metálicas e mistas de outros autores.

5.5.1 Síntese

Neste ponto apresentou-se a implementação numérica do modelo Richard-Abbott modificado capaz de simular o comportamento cíclico genérico de ligações metálicas e mistas. O modelo foi aplicado às ligações ensaiadas no âmbito deste trabalho, a treze ensaios de ligações metálicas recolhidos de seis diferentes origens e a nove ensaios de ligações mistas recolhidos de três diferentes origens, demonstrando uma boa concordância entre os resultados experimentais e os resultados numéricos, mesmo quando se carregou a mesma ligação com diferentes estratégias de carregamento cíclico. Apesar da pequena dispersão de ligações utilizadas foi observada uma clara tendência para os parâmetros de calibração dos modelos de ligações mistas com placa de extremidade estendida. Foi proposto um intervalo para o estabelecimento dos parâmetros deste tipo de ligações. Finalmente, verificou-se que estas ligações verificam alguns dos requisitos estipulados para ligações dissipativas semi-rígidas, de resistência parcial, concluindo-se que estas ligações podem ser usadas de uma forma segura em regiões sísmicas, ressalvando-se sempre uma apreciação mais sustentada, com base em estudos paramétricos que procurem estabelecer até que intensidade sísmica estas possam ser utilizadas.

CAPÍTULO 6 - INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DA ESTRUTURA

6.1 INTRODUÇÃO

A competitividade da construção metálica e mista, nomeadamente nas zonas de actividade sísmica, requer a apresentação e o estudo de soluções que demonstrem claramente o seu bom desempenho estrutural face à acção sísmica.

Sabendo da importância que as ligações desempenham neste tipo de estruturas, em função de todos os aspectos já referidos e estudados nos capítulos anteriores, pretende-se neste capítulo aplicar a implementação do modelo ao estudo da influência das ligações no comportamento sísmico das estruturas. Foram estudadas três estruturas planas considerando os elementos estruturais vigas e pilares em regime linear elástico ligados através de elementos de mola que simulam as ligações estruturais. A estes elementos de mola foram associadas vários tipos de comportamento, desde o comportamento linear elástico até ao comportamento não linear, histerético real.

As estruturas seleccionadas foram as seguintes: (1) Estrutura 1, uma estrutura baixa com maior desenvolvimento em largura, (2) Estrutura 2, uma estrutura estreita com maior desenvolvimento em altura e a (3) Estrutura 3 que pretende simular um edifício real de maior envergadura.

O estudo da influência da ligação no comportamento sísmico da estrutura será desenvolvido e apresentado em três partes, Parte I, Parte II e Parte III.

Na Parte I, estuda-se a influência do comportamento histerético da ligação. Para este estudo consideram-se os três tipos de estruturas referidas, recorrendo a análises dinâmicas não lineares, definindo a acção sísmica a partir de acelerogramas artificiais, e análises estáticas não lineares (Pushover), pela aplicação do método N2 (Faifar and Fischinger, 1988).

Na Parte II estuda-se a influência do deslizamento observado ao nível das ligações no desempenho estrutural. Recorreu-se unicamente à Estrutura 1 e Estrutura 3, por serem aquelas em que as ligações foram ensaiadas laboratorialmente. Neste estudo considera-se as ligações com e sem deslizamento e recorre-se apenas às análises não lineares.

Na Parte III, estuda-se a influência da distorção do painel da alma do pilar ao corte no desempenho sísmico das estruturas. Neste ponto estuda-se unicamente a Estrutura 3, por ser aquela em que as ligações são as que foram ensaiadas laboratorialmente, e cujo comportamento das componentes relevantes, painel da alma do pilar ao corte e placa de extremidade à flexão, foi individualizado.

Para o cálculo numérico recorreu-se à ferramenta desenvolvida e integrada no software de cálculo numérico SeismoStruct (2008).

6.2 APRESENTAÇÃO ESTRUTURAL DOS CASOS DE ESTUDO

6.2.1 Estrutura 1

A estrutura 1, cuja geometria se pode observar na Figura 6-1, pretende simular um edifício de escritórios com quatro vãos de 7,5 metros cada e dois andares com 3.5 metros de altura cada. Os pilares são perfis HEA220, enquanto que as vigas são de secção mista, com se mostra na Figura 6-2 a). As ligações reais da estrutura são semi-rígidas de resistência parcial. A sua constituição pode ser observada na Figura 6-2 b) e Figura 6-2 c), respectivamente para uma ligação externa tipo E9 e ligação interna tipo E11. Estas ligações foram ensaiadas em laboratório por Rui Simões (Simões *et al.*, 2001). A resposta a uma solicitação cíclica com uma estratégia de carga de acordo com o estipulado pela ECCS pode ser observada respectivamente para a ligação E9 e E11, na Figura 6-3 a) e Figura 6-3 b). Os parâmetros necessários para modelação do comportamento real destas duas ligações através do software desenvolvido são apresentados na Tabela 6-1. Apresenta-se também na Figura 6-4 a) a lei de comportamento linear elástico e na Figura 6-4 b) a lei de comportamento elásto-plástico das ligações.

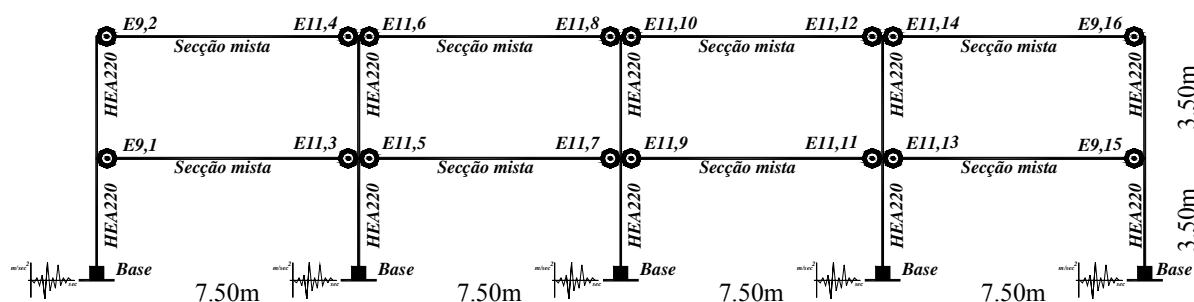


Figura 6-1 – Geometria da Estrutura 1.

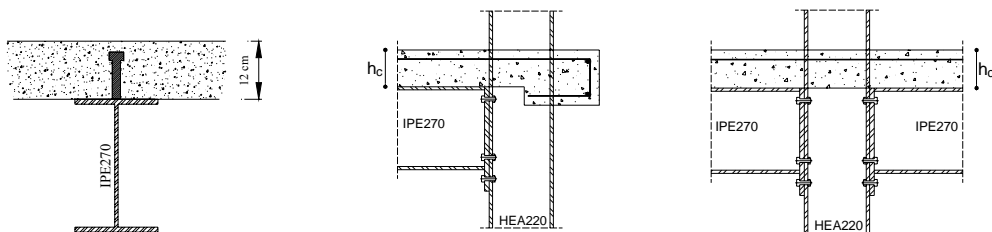


Figura 6-2 – Pormenores dos elementos estruturais; a) secção mista, b) nó externo, c) nó interno.

Ligação	K_a KNm/rad	M_a KNm	K_{pa} KNm/rad	n_a	K_{ap} KNm/rad	M_{ap} KNm	K_{pap} KNm/rad	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa} rad
E9	24570	130	600	2	24570	70	600	1	15	0,5	1	15	0,15	0,07	0,1
E11	16500	85	825	2	16500	40	825	1	6	0,15	1	3	0,02	0,05	0,1
	K_d KNm/rad	M_d KNm	K_{pd} KNm/rad	n_d	K_{dp} KNm/rad	M_{dp} KNm	K_{pdp} KNm/rad	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd} rad
E9	26810	125	670	2	26810	60	670	1	6	0,2	1	18	0,10	0	0,1
E11	18830	80	940	2	18830	60	940	1	5	0,15	1	1	0,01	0,02	0,1

Tabela 6-1 – Parâmetros de calibração das ligações da Estrutura 1.

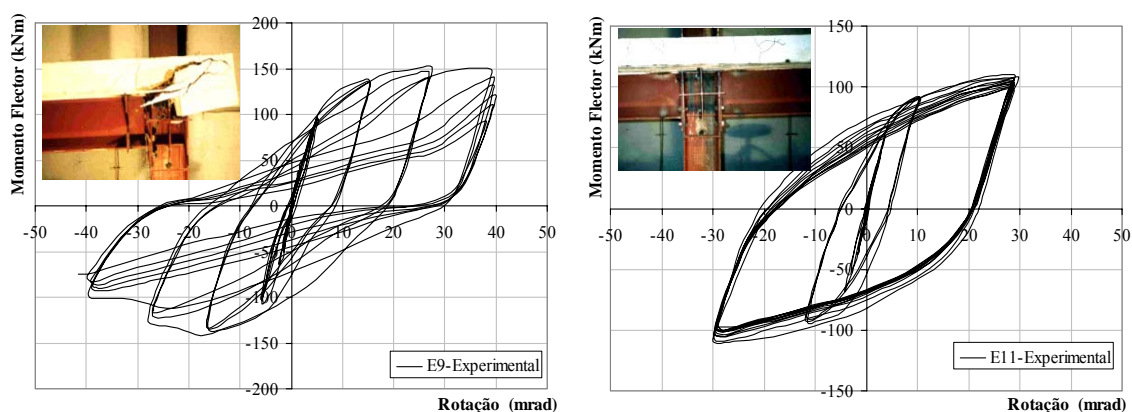


Figura 6-3 – Lei de comportamento das ligações; b) ligação E9, c) ligação E11.

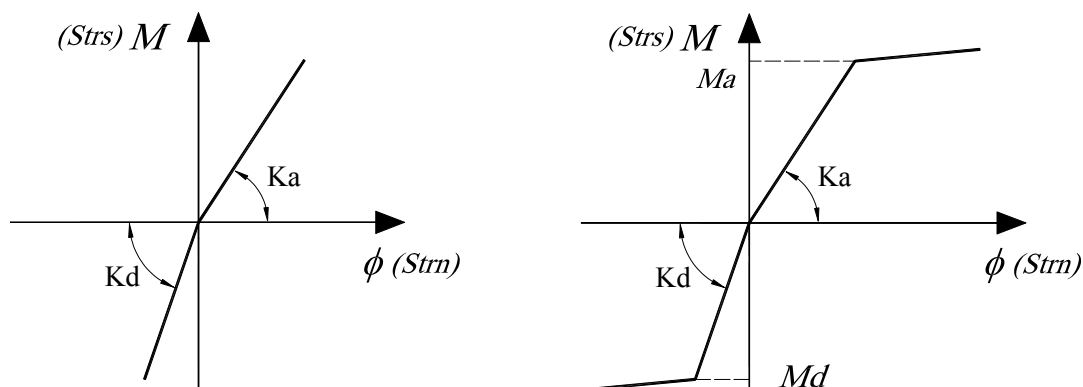


Figura 6-4 – Lei de comportamento das ligações; a) elástica linear, b) elasto-plástico.

6.2.2 Estrutura 2

A estrutura 2, cuja geometria se pode observar na Figura 6-5, pretende simular um edifício de habitação com dois vãos de 5,8 metros cada e cinco andares com 3 metros de altura cada. Os pilares variam desde a secção HEB320 na base até à secção HEB240 no último piso. As vigas variam de uma secção IPE450 no primeiro piso até à secção IPE300 no último piso. Os elementos estruturais foram também aqui modelados em regime elástico. As ligações não foram estudadas em laboratório, pelo que foi necessário idealizar o seu comportamento. Esta estrutura foi anteriormente estudada por Della Corte (Della Corte *et al.*, 2000), considerando outros tipos de ligações, pelo que foi necessário fazer alguns ajustamentos, sob pena de não se tirar todo o proveito do comportamento hysterético (plástico) das ligações. Assim, consideraram-se as ligações como aparafusadas com placa de extremidade duplamente estendida, determinando a sua rigidez e resistência com base nos elementos estruturais adjacentes, pelo método das componentes (EC3, CEN 2005b). A espessura da placa de extremidade foi diminuída sucessivamente até se atingirem valores que demonstraram permitir um desempenho em regime não linear da estrutura. O comportamento hysterético das ligações foi definido igual ao da ligação JB1-3A representado na Figura 6-6 a), ligação estudada em laboratório por Bursi (Bursi *et al.*, 2002), por se considerar que esta ligação tem um bom comportamento para acções cíclicas, como é ilustrado na Figura 6-6 b), para solicitações seguindo o estabelecido pela ECCS. Na Figura 6-7 apresenta-se o comportamento hysterético das ligações J1 a J4 da estrutura. Verifica-se que à medida que a resistência e rigidez dos elementos estruturais adjacentes aumenta, aumenta também a resistência e rigidez das respectivas ligações.

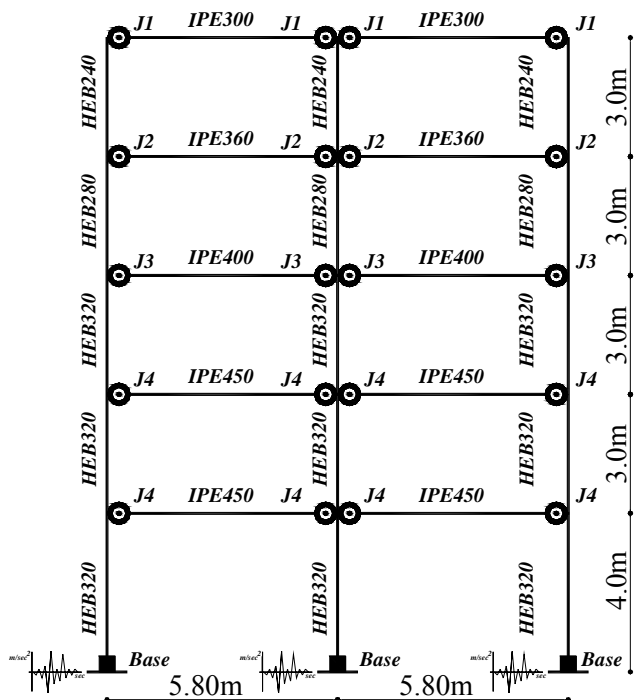
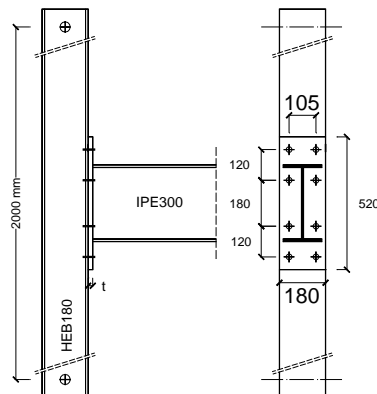
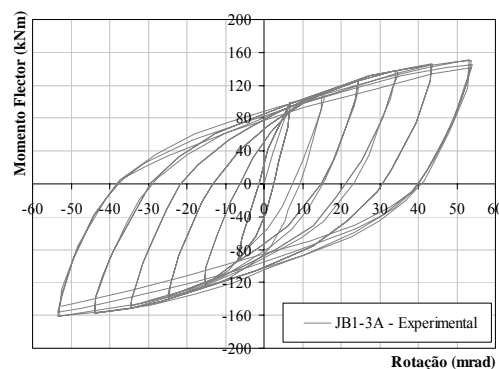


Figura 6-5 – Geometria da Estrutura 2.

JB1-3A

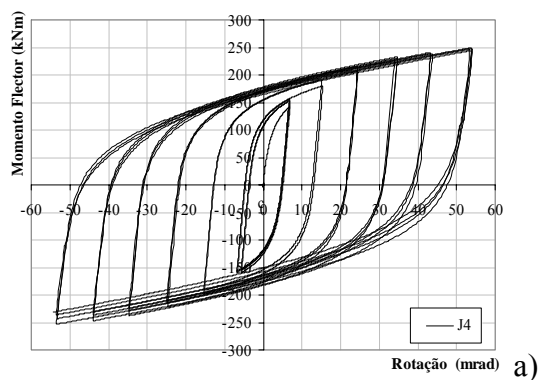


a) Geometria.

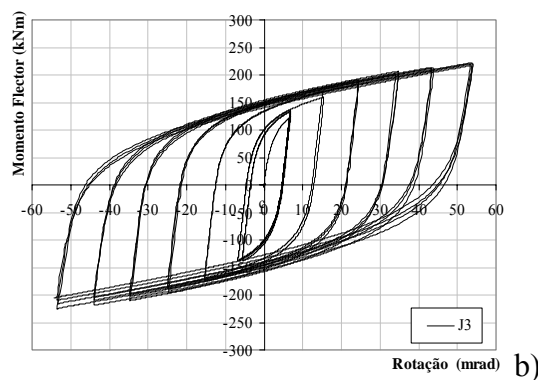


b) Resposta cíclica.

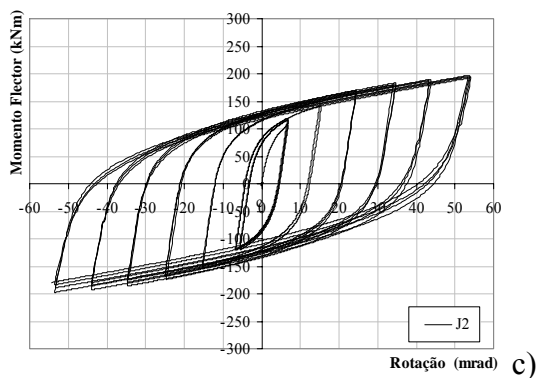
Figura 6-6 – Ligação JB1-3A ensaiada;



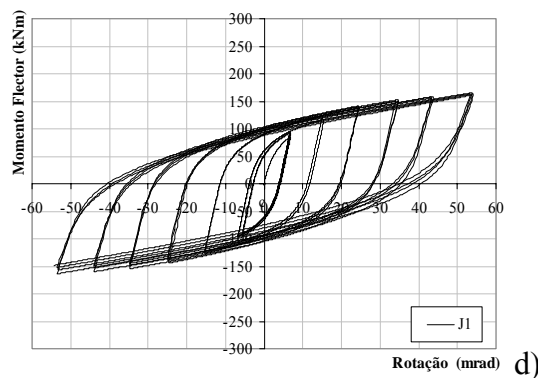
a)



b)



c)



d)

Figura 6-7 – Comportamento histerético das ligações; a) J4, b) J3, c) J2 e b) J1.

Na Tabela 6-2 podem observar-se as propriedades mecânicas e os parâmetros de calibração das ligações J1 a J4 da estrutura 2.

ligação	K_a KNm/rad	M_a KNm	K_{pa} KNm/rad	n_a	K_{ap} KNm/rad	M_{ap} KNm	K_{pap} KNm/rad	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa} rad
JB1-3A	35000	120	1000	1	35000	80	1000	1	1	0,3	1	10	0	0,02	0,1
J1	32879	124	1000	1	32879	83	1000	1	1	0,3	1	10	0	0,02	0,1
J2	48511	147	1000	1	48511	98	1000	1	1	0,3	1	10	0	0,02	0,1
J3	63991	162	1000	1	63991	107	1000	1	1	0,3	1	10	0	0,02	0,1
J4	78631	182	1000	1	78631	121	1000	1	1	0,3	1	10	0	0,02	0,1
	K_d KNm/rad	M_d KNm	K_{pd} KNm/rad	n_d	K_{dp} KNm/rad	M_{dp} KNm	K_{pdp} KNm/rad	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd} rad
JB1-3A	35000	130	1000	1	35000	80	1000	1	1	0,3	1	10	0	0,02	0,1
J1	32879	124	1000	1	32879	83	1000	1	1	0,3	1	10	0	0,03	0,1
J2	48511	147	1000	1	48511	98	1000	1	1	0,3	1	10	0	0,03	0,1
J3	63991	162	1000	1	63991	107	1000	1	1	0,3	1	10	0	0,03	0,1
J4	78631	182	1000	1	78631	121	1000	1	1	0,3	1	10	0	0,03	0,1

Tabela 6-2 – Parâmetros de calibração das ligações da Estrutura 2.

6.2.3 Estrutura 3

A terceira estrutura estudada tem por base uma estrutura tridimensional, como se pode observar na Figura 6-8. Corresponde a uma estrutura real, existente em Cardington (Inglaterra) que tem servido para diversos estudos na área do fogo. Na realidade a estrutura tal como existe é contraventada e contém ligações flexíveis nas duas direcções. Para este estudo, foram retirados os contraventamentos segundo a direcção xx (direcção do eixo forte) e substituídos pelas ligações em estudo.

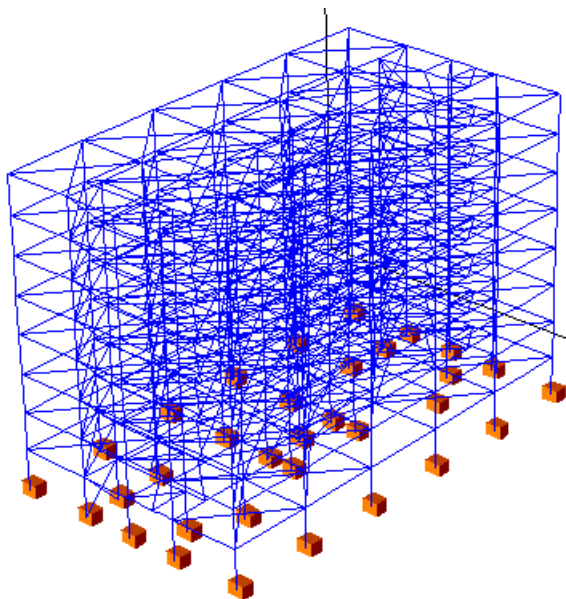


Figura 6-8 – Modelo tridimensional do edifício de Cardington.

Na Figura 6-9 representa-se a planta de um piso intermédio do mesmo edifício, onde se observam as dimensões dos vãos nas duas direcções, a existência de aberturas, a orientação das lajes, e a definição dos elementos estruturais, vigas e pilares.

Considerando unicamente a actuação da acção sísmica segundo a direcção do eixo xx (direcção do eixo forte), e depois de se terem executado algumas análises à estrutura numa dimensão tridimensional, optou-se por individualizar e estudar unicamente um dos pórticos intermédios, no caso o pórtico B ou E, como se pode observar na Figura 6-10 a). Para utilizar os resultados experimentais obtidos no programa de ensaios realizado e já anteriormente apresentado, considera-se que toda a estrutura é constituída por pilares HEA320 e vigas mistas com a secção em aço IPE360. Considera-se a secção resistente a meio vão como secção mista, com uma laje de 15 cm e a secção da ligação como secção metálica. Desta forma é possível simular as ligações através da ligação do Grupo J1 ou J2 do programa de ensaios, como se mostra na Figura 6-10 b), ou por vigas HEA280, de forma a permitir simular as ligações através da ligação do Grupo J4.

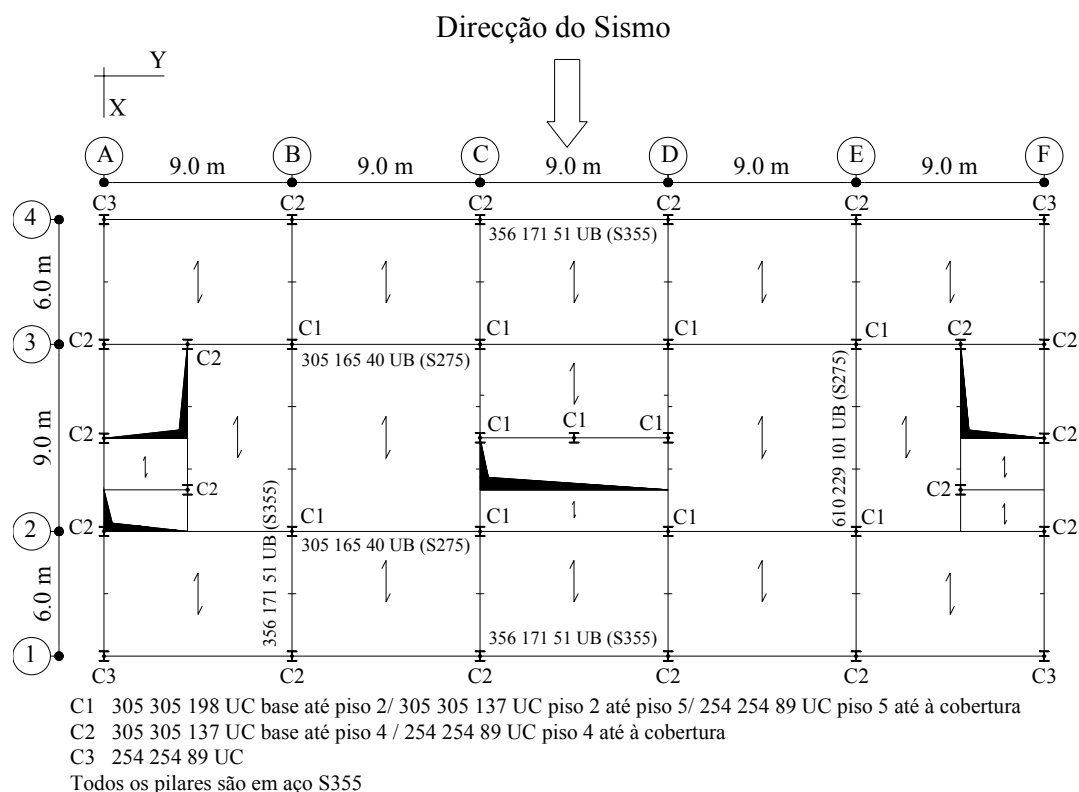


Figura 6-9 – Planta intermédia do edifício de Cardington.

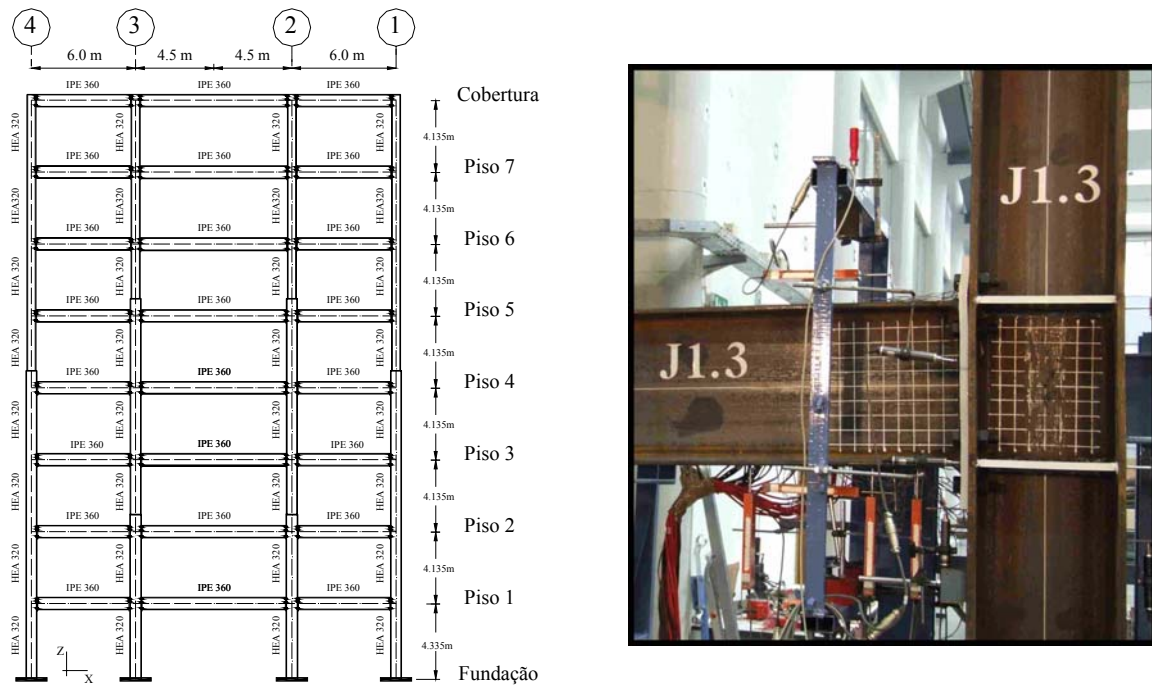


Figura 6-10 – a) Pórtico intermédio do edifício de Cardington; b) Fotografia da ligação J1.3.

As respostas cíclicas que permitem simular o comportamento real da ligação, quando solicitada pelas duas acções cíclicas definidas no programa de ensaios, podem ser observadas na Figura 6-11 e Figura 6-12, respectivamente para a ligação do Grupo J1 e Grupo J4.

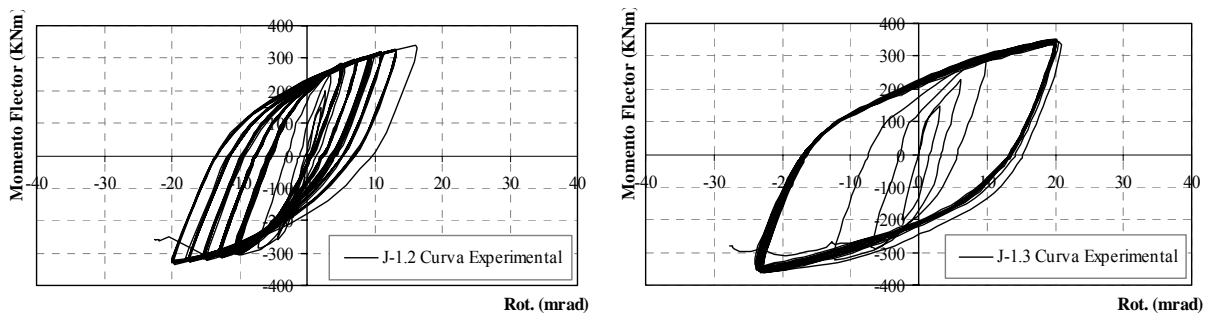


Figura 6-11 – Comportamento cíclico da ligação J1.

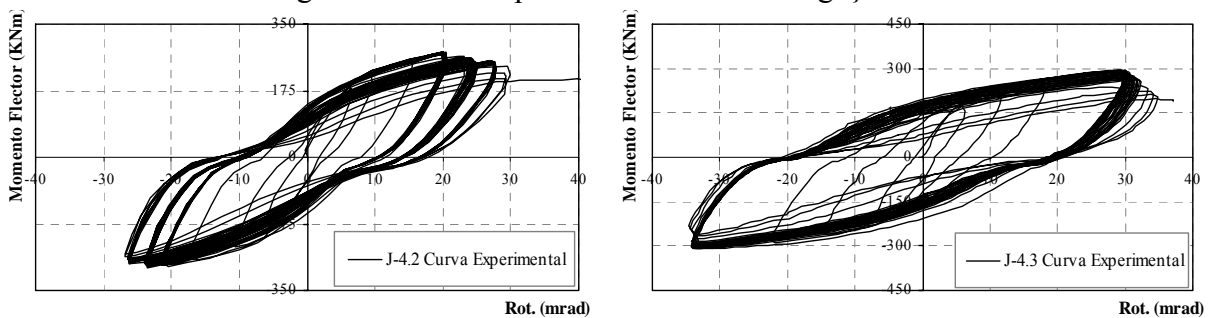


Figura 6-12 – Comportamento cíclico da ligação J4.

Através destas trajectórias experimentais, procedeu-se à calibração do modelo que permite simular o comportamento real global da ligação, o que resultou na obtenção dos parâmetros apresentados na Tabela 5-1.

Ligação	K_a KNm/rad	M_a KNm	K_{pa} KNm/rad	n_a	K_{ap} KNm/rad	M_{ap} KNm	K_{pap} KNm/rad	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa} rad
J1/J2	69500	285	5500	1	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0,1
J4	50000	245	4000	1	50000	120	4000	1	10	0,1	1	3	0	0	0,1
	K_d KNm/rad	M_d KNm	K_{pd} KNm/rad	n_d	K_{dp} KNm/rad	M_{dp} KNm	K_{pdp} KNm/rad	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd} rad
J1/J2	69500	285	5500	1	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0,1
J4	50000	245	4000	1	50000	120	4000	1	10	0,1	1	3	0	0	0,1

Tabela 6-3 – Parâmetros de calibração do comportamento hysterético global da ligação J1 e J4.

Como referido, a forma inicial de introduzir o comportamento real das ligações consiste na colocação de um elemento de mola nas extremidades das vigas, como se mostra na Figura 6-13 a). Este elemento devidamente calibrado e parametrizado reproduz o comportamento hysterético de uma ligação. Contudo, se se tentar perceber o comportamento de um edifício quando este se deforma em função de uma acção horizontal, e mais em particular a deformação ao nível do painel da alma do pilar, verifica-se que existe uma translação ao nível dos reforços horizontais como representado na Figura 6-13 b).

Para introduzir este efeito de translação ao nível dos reforços transversais do painel da alma do pilar, optou-se por fazer uma melhoria na simulação numérica da Estrutura 3. Esta melhoria consistiu na inclusão de mais dois elementos mola ao nível dos reforços horizontais do pilar, para simular a distorção da alma do pilar ao corte. Os elementos de mola posicionados nas extremidades das vigas foram ligeiramente deslocados, exactamente para o local da placa de extremidade. Na Figura 6-13 b), pode observar-se a distorção do painel da alma do pilar, assim com o posicionamento dos elementos de mola para ter em consideração este efeito de translação (drift). Fazendo esta melhoria na simulação numérica, é possível associar a cada elemento mola a lei individualizada de comportamento de cada uma das componentes, ou seja painel da alma do pilar ao corte e placa de extremidade à flexão.

Assim, como se viu no Capítulo 3, com base nos resultados dos ensaios experimentais foi possível individualizar o comportamento hysterético das componentes mais participativas no comportamento global das ligações. Na Figura 3-71 e na Figura 3-72 podem observar-se respectivamente as curvas hysteréticas obtidas experimentalmente para as duas componentes referidas, painel da alma do pilar ao corte e placa de extremidade à flexão para a ligação do tipo J1. Na Tabela 6-4 apresentam-se os parâmetros que permitem simular o comportamento de cada

uma das componentes referidas, para a mesma ligação tipo. Na Figura 6-16 e na Figura 6-17 podem observar-se respectivamente as curvas histeréticas obtidas experimentalmente para as duas componentes referidas, para a ligação do tipo J4, enquanto que na Tabela 6-5 se apresentam os parâmetros que permitem simular o seu comportamento para o mesmo tipo de ligação.

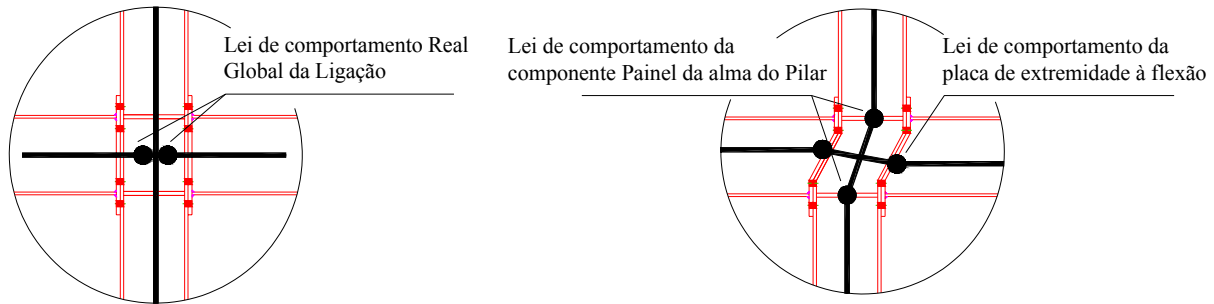


Figura 6-13 – a) Modelo de simulação global da ligação; b) Modelo de simulação da ligação por componentes.

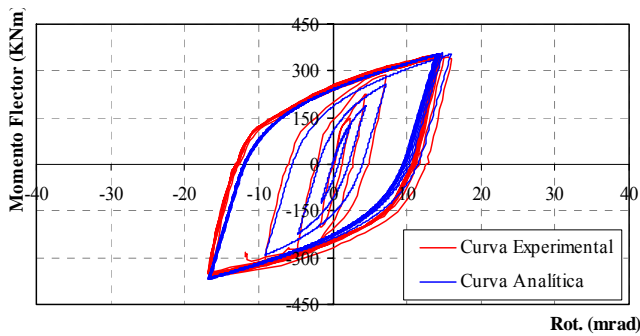


Figura 6-14 – Rotação do painel da alma do pilar para a ligação J 1.3.

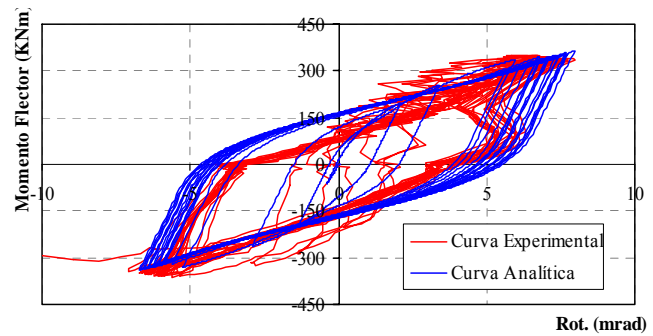


Figura 6-15 – Rotação da placa de extremidade para a ligação J 1.3.

Componente	K_a	M_a	K_{pa}	n_a	K_{ap}	M_{ap}	K_{pap}	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa}
	KNm/rad	KNm	KNm/rad		KNm/rad	KNm	KNm/rad								rad
Painel Alma	80120	318	5500	1	80120	318	5500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
Placa Extrem.	190000	280	18000	1	190000	200	18000	1	10	1	1	0	0	0	0,1
Componente	K_d	M_d	K_{pd}	n_d	K_{dp}	M_{dp}	K_{pdp}	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd}
	KNm/rad	KNm	KNm/rad		KNm/rad	KNm	KNm/rad								rad
Painel Alma	80120	318	5500	1	80120	318	5500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
Placa Extrem.	190000	280	18000	1	190000	200	18000	1	10	1	1	0	0	0	0,1

Tabela 6-4 – Parâmetros de calibração do comportamento histerético das componentes da ligação J1.

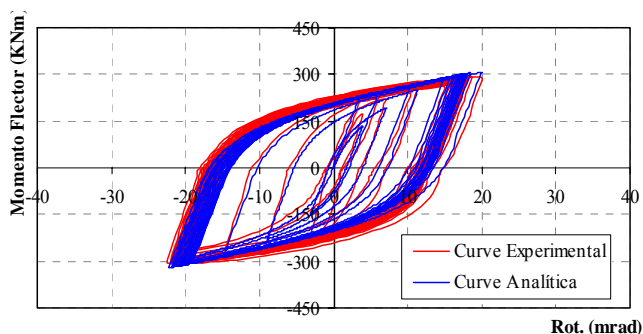


Figura 6-16 – Rotação do painel da alma do pilar para a ligação J 4.3.

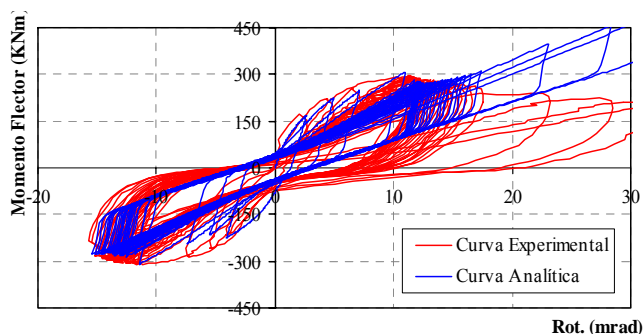


Figura 6-17 – Rotação da placa de extremidade para a ligação J 4.3.

Componente	K_a	M_a	K_{pa}	n_a	K_{ap}	M_{ap}	K_{pap}	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa}
	KNm/rad	KNm	KNm/rad		KNm/rad	KNm	KNm/rad								rad
Painel Alma	60900	260	4000	1	60900	260	4000	1	0	0	0	0	0	0	0,1
Placa Extrem.	130000	240	12000	1	13000	40	12000	1	5	1	1	0	0,1	0	0,1
Componente	K_d	M_d	K_{pd}	n_d	K_{dp}	M_{dp}	K_{pdp}	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd}
	KNm/rad	KNm	KNm/rad		KNm/rad	KNm	KNm/rad								rad
Painel Alma	60900	260	4000	1	60900	260	4000	1	0	0	0	0	0	0	0,1
Placa Extrem.	130000	240	12000	1	13000	40	12000	1	5	1	1	0	0,1	0	0,1

Tabela 6-5 – Parâmetros de calibração do comportamento histerético das componentes da ligação J4.

Como das três estruturas utilizadas neste trabalho, apenas a Estrutura 3, é simulada através de ligações cujo comportamento das componentes foi possível individualizar, apenas esta estrutura será modelada desta forma (Parte III).

6.3 DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES PARA A ANÁLISE DINÂMICA

6.3.1 Acção permanente e sobrecarga

As acções gravíticas e acções sísmicas foram avaliadas e combinadas de acordo com a EN 1990 (2002) e o Eurocódigo 1 (CEN, 2005), adicionando o valor da acção permanente com o valor de dimensionamento da acção sísmica e o valor quase permanente da sobrecarga (foi usado o valor de 0.3 para o coeficiente correspondente de combinação).

Por uma questão de uniformização das acções gravíticas para todas as estruturas estudadas, considerou-se uma acção permanente de 3 KN/m² e uma sobrecarga de 2 KN/m². Considerou-se uma largura de influência de aplicação das cargas, ou seja o espaçamento entre pórticos para a Estrutura 1, Estrutura 2 e Estrutura 3 de 7,5 metros, 5,0 metros e 9,0 metros, respectivamente.

6.3.2 Acção Sísmica

De acordo com o EC8 (CEN, 2005), para realizar análises dinâmicas não lineares a acção sísmica pode ser simulada recorrendo a acelerogramas gerados artificialmente, sendo necessário considerar no mínimo três acelerogramas, compatíveis com o espectro de resposta regulamentar. Assim, foram gerados vinte séries de acelerogramas, de acordo com o espectro de resposta elástico de EC8 (CEN, 2005), Figura 6-18, para um solo do tipo B e um amortecimento crítico de 2%. Definiu-se uma acção sísmica excepcional, para o território nacional, considerando uma aceleração de pico igual a 0,45g, para uma acção sísmica próxima (tipo 1). Considerando as características dinâmicas das estruturas (Tabela 6-6), isto é, comparando as acelerações espectrais do espectro de resposta elástico regulamentar com as obtidas para cada espectro correspondente a cada acelerograma no intervalo de períodos $0,2T_1$ e $2T_1$, conforme o proposto no EC8 (CEN, 2005) e onde T_1 representa o período fundamental da estrutura em causa, com uma verificação mais cuidada no intervalo $T_1-1,7T_1$, foram seleccionados três acelerogramas. Neste trabalho, destes três acelerogramas apenas foi utilizado o mais severo dos gerados artificialmente e conseqüentemente os resultados correspondentes são os envolventes dos resultados máximos obtidos com os outros acelerogramas, como se pode observar no Anexo B. Na Figura 6-18 pode observar-se o espectro de resposta do acelerograma seleccionado, para uma aceleração de pico 0.45g, sobreposto com o espectro de resposta elástico do EC8 (CEN, 2005). A geração dos acelerogramas foi executada através do software Gosca (Denoel, V., 2001), que recorre à decomposição de séries de Fourier. Na Figura 6-19 representa-se o acelerogramas seleccionado.

Ref.	Estrutura	Ligações	Período (seg.)
1A-Eigenvalues	Estrutura 1	Rígida	0,940
1B-Eigenvalues	Estrutura 1	Semi-rígidas elástica	1,064
1C-Eigenvalues	Estrutura 1	Semi-rígida elasto plástica	1,064
1D-Eigenvalues	Estrutura 1	Real	1,078
2A-Eigenvalues	Estrutura 2	Rígida	0,740
2B-Eigenvalues	Estrutura 2	Semi-rígidas elástica	0,878
2C-Eigenvalues	Estrutura 2	Semi-rígida elasto plástica	0,878
2D-Eigenvalues	Estrutura 2	Real	0,878
3A-Eigenvalues	Estrutura 3	Rígida	2,110
3B-Eigenvalues	Estrutura 3	Semi-rígidas elástica	2,654
3C-Eigenvalues	Estrutura 3	Semi-rígida elasto plástica	2,654
3D-Eigenvalues	Estrutura 3	Real com Ligações J1	2,654
3D-Eigenvalues	Estrutura 3	Real com Ligações J4	2,830
3E-Eigenvalues	Estrutura 3	Real-Componentes J1	2,780
3E-Eigenvalues	Estrutura 3	Real-Componentes J4	2,950

Tabela 6-6 – Período fundamental das estruturas.

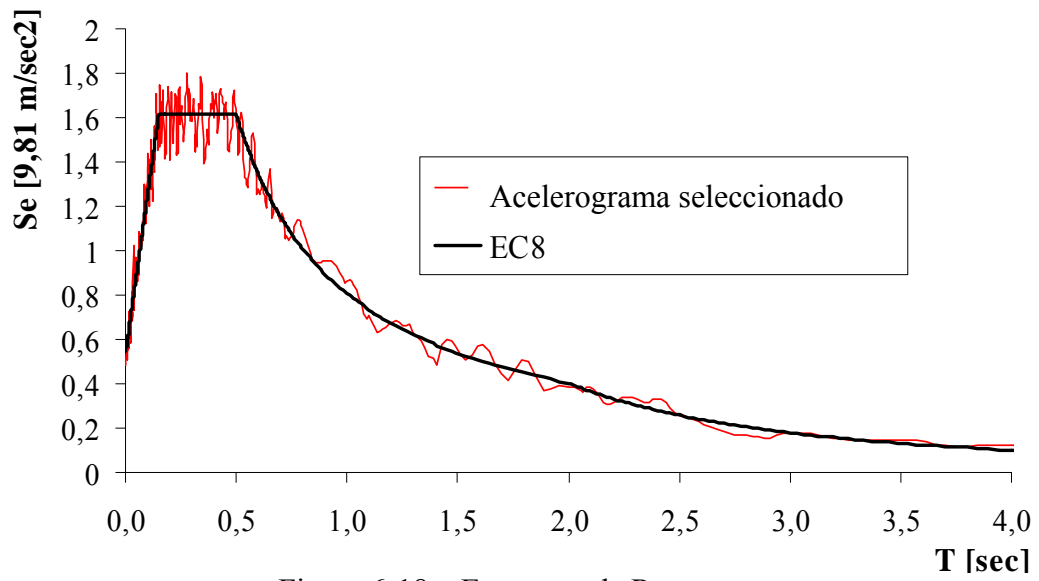


Figura 6-18 – Espectros de Resposta.

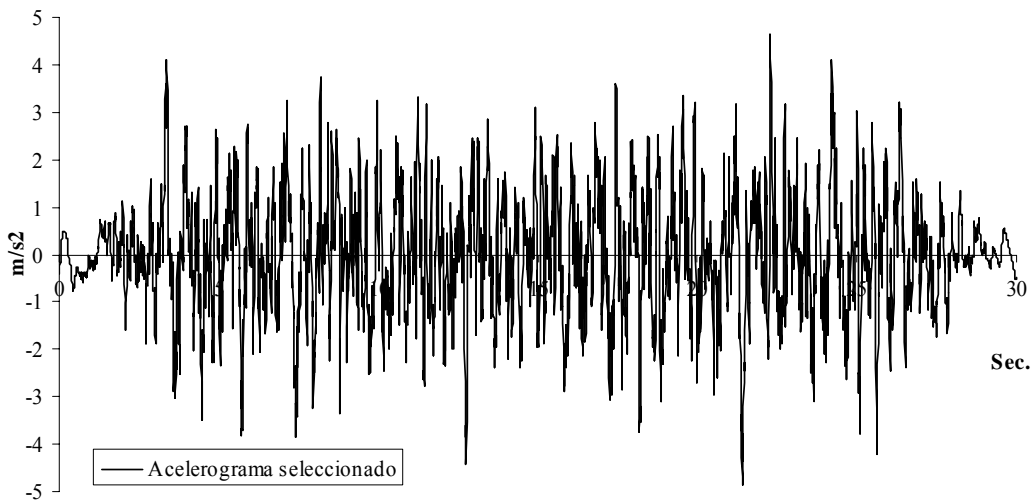


Figura 6-19 – Acelerograma artificial seleccionado.

Parte I – Efeito do Comportamento Histerético da Ligação

6.4 APLICAÇÃO DO MÉTODO N2

Em função da forma como as ligações foram modeladas, e do tipo de análise realizada apresenta-se na primeira coluna da Tabela 6-7 a designação dada nesta parte do estudo a cada uma das análises executadas para as três estruturas estudadas.

Ref.	Estrutura	Ligações	Tipo de Análise
1A-Eigenvalues	Estrutura 1	Rígidas	Valores Próprios
1B-Eigenvalues	Estrutura 1	Semi-rígidas elástica	Valores Próprios
1C-Eigenvalues	Estrutura 1	Semi-rígidas elásto-plástica	Valores Próprios
1D-Eigenvalues	Estrutura 1	Real	Valores Próprios
1A-Din	Estrutura 1	Rígidas	Dinâmica
1B-Din	Estrutura 1	Semi-rígidas elástica	Dinâmica
1C-Din	Estrutura 1	Semi-rígidas elásto-plástica	Dinâmica
1D-Din	Estrutura 1	Real	Dinâmica
1C-Est	Estrutura 1	Semi-rígidas elásto-plástica	Estática
1D-Est	Estrutura 1	Real	Estática
2A-Eigenvalues	Estrutura 2	Rígidas	Valores Próprios
2B-Eigenvalues	Estrutura 2	Semi-rígidas elástica	Valores Próprios
2C-Eigenvalues	Estrutura 2	Semi-rígidas elásto-plástica	Valores Próprios
2D-Eigenvalues	Estrutura 2	Real	Valores Próprios
2A-Din	Estrutura 2	Rígidas	Dinâmica
2B-Din	Estrutura 2	Semi-rígidas elástica	Dinâmica
2C-Din	Estrutura 2	Semi-rígidas elásto-plástica	Dinâmica
2D-Din	Estrutura 2	Real	Dinâmica
2C-Est	Estrutura 2	Semi-rígidas elásto-plástica	Estática
2D-Est	Estrutura 2	Real	Estática
3A-Eigenvalues	Estrutura 3	Rígidas	Valores Próprios
3B-Eigenvalues	Estrutura 3	Semi-rígidas elástica	Valores Próprios
3C-Eigenvalues	Estrutura 3	Semi-rígidas elásto-plástica	Valores Próprios
3D-Eigenvalues	Estrutura 3	Real	Valores Próprios
3A-Din	Estrutura 3	Rígidas	Dinâmica
3B-Din	Estrutura 3	Semi-rígidas elástica	Dinâmica
3C-Din	Estrutura 3	Semi-rígidas elásto-plástica	Dinâmica
3D-Din	Estrutura 3	Real	Dinâmica
3C-Est	Estrutura 3	Semi-rígidas elásto-plástica	Estática
3D-Est	Estrutura 3	Real	Estática

Tabela 6-7 – Designação usada para as estruturas estudadas na Parte I – Efeito da rigidez.

As três estruturas foram primeiramente estudadas recorrendo ao método N2 (Faifar e Fischinger, 1988), proposto no EC8 (CEN, 2005) e já detalhadamente apresentado no Capítulo 1. Com este procedimento pretende-se, por um lado, comparar os resultados das análises não lineares, e por outro lado, garantir à partida que o desempenho estrutural resultante das ligações seleccionadas se situe em regime não linear, para se tirar partido do comportamento histerético das ligações, considerando-as assim como elementos dissipadores de energia.

O método N2 (Faifar e Fischinger, 1988) baseia-se na curva de capacidade resistente da estrutura, definida com base num carregamento monotónico de distribuição linear. Esta curva é posteriormente transposta para uma curva de capacidade resistente de uma estrutura equivalente de 1 grau de liberdade (gl), e a acção sísmica é definida a partir do espectro de resposta regulamentar. Depois de se encontrar a correspondente configuração bi-linear da curva de capacidade resistente do sistema de 1 grau de liberdade, e para a acção sísmica considerada, determina-se o deslocamento objectivo d_t^* da estrutura equivalente e posteriormente o deslocamento de topo da estrutura. Esta configuração bi-linear é caracterizada por definir a mesma área que a curva de capacidade resistente da estrutura equivalente de 1 grau de liberdade.

Finalmente pode avaliar-se o desempenho sísmico estrutural, verificando se a estrutura entra em regime não linear e analisando os valores máximos obtidos em termos de deformação, por exemplo.

Para as três estruturas e para as duas alternativas de comportamento não linear das ligações definiu-se a acção com base no espectro de resposta elástico do EC8 (CEN, 2005), para um solo tipo B e uma aceleração de pico do solo igual a 0,45 g (Figura 6-18).

Na Figura 6-20, Figura 6-21 e Figura 6-22 estão representados os espectros de resposta elásticos considerados, no formato aceleração espectral em função do deslocamento espectral, e as configurações bi-lineares da estrutura equivalente de 1 gl, respectivamente para a Estrutura 1, Estrutura 2 e Estrutura 3, consoante se trate da modelação das ligações em regime elasto-plástico (figuras à esquerda) e com o comportamento real à direita (figuras à direita). Observa-se que todas as três estruturas estão em regime não linear e que, segundo este método e para as acções consideradas, poder-se-ão atingir os deslocamentos horizontais no topo da respectiva estrutura equivalente de 1gl apresentados na Tabela 6-8. Para se encontrarem os deslocamentos de topo correspondentes às respectivas estruturas originais, de acordo com o método N2, os valores apresentados na Tabela 6-8 terão de ser multiplicados pelo factor de transformação 1,204, 1,35 e 1,21, respectivamente para a Estrutura 1, Estrutura 2 e Estrutura 3.

δ_{topo} (mm) [N2]	Estrutura 1	Estrutura 2	Estrutura 3
Lig. Elásto-Plástica	200	212	400
Lig. Comp. Real	207	225	400

Tabela 6-8 – Deslocamentos horizontais no topo da estrutura equivalente de 1 gl.

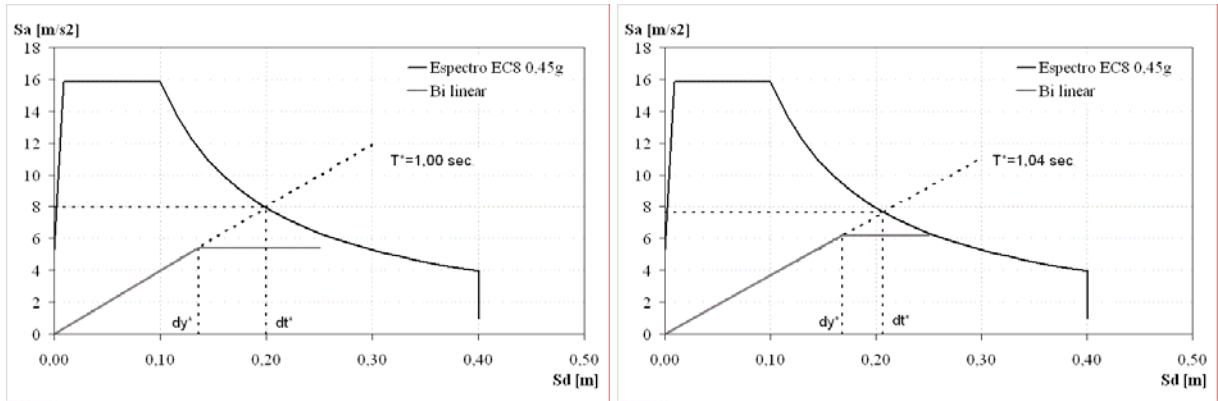


Figura 6-20 – Determinação do deslocamento objectivo, a) Estrutura 1C-Est, b) 1D-Est.

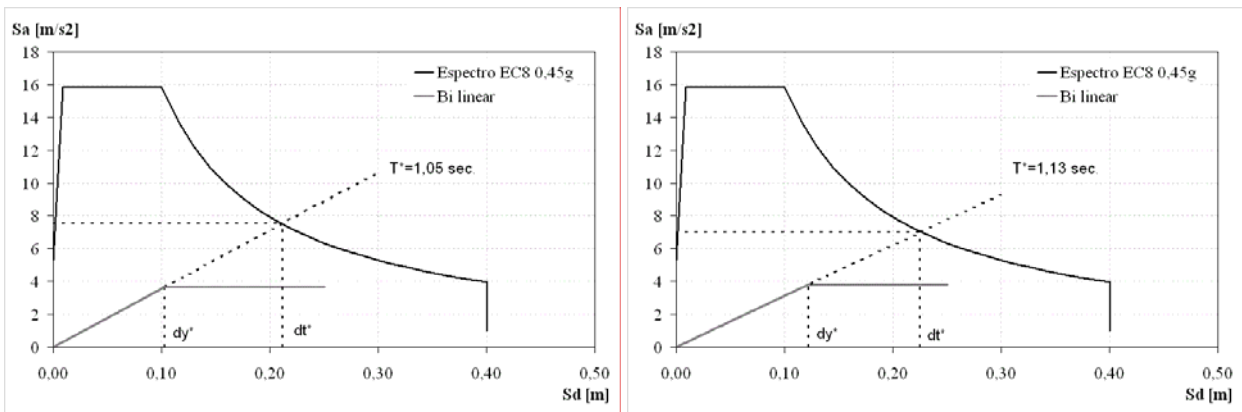


Figura 6-21 – Determinação do deslocamento objectivo, a) Estrutura 2C-Est, b) 2D-Est.

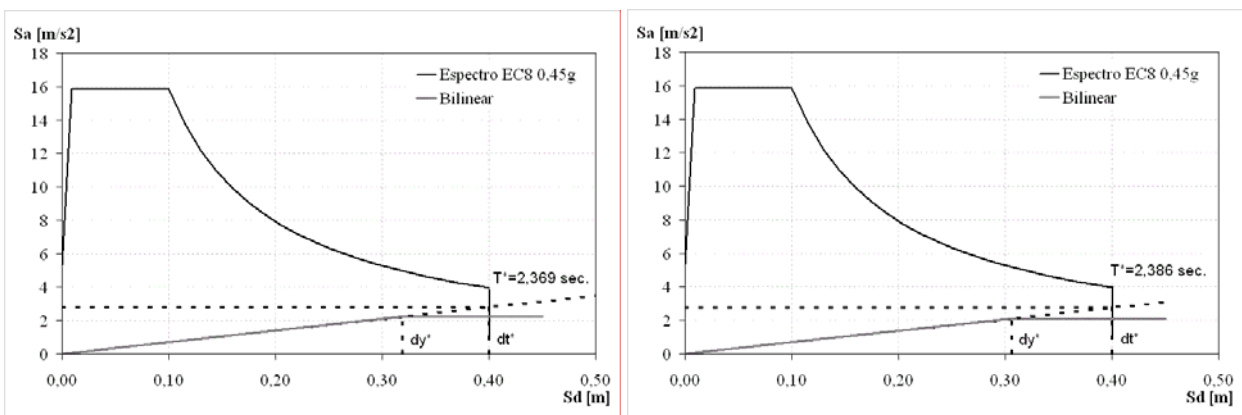


Figura 6-22 – Determinação do deslocamento objectivo, a) Estrutura 3C-Est, b) 3D-Est.

6.5 DESEMPENHO ESTRUTURAL

6.5.1 Estrutura 1

O desempenho estrutural é normalmente aferido através dos valores máximos obtidos, em termos de deslocamentos ou de rotações nas ligações.

Na Tabela 6-9 resumem-se os deslocamentos verificados no topo da Estrutura 1, para as quatro alternativas de ligações.

Análise	δ_{topo} (mm) [dinâmica]	δ_{topo} (mm) [N2]	δ_{topo} (mm) [0,025xh]
1A-Din	330	-	175
1B-Din	350	-	175
1C-Din	160	-	175
1D-Din	130	-	175
1C-Est	-	241	175
1D-Est	-	249	175

Tabela 6-9 – Comparação dos deslocamentos horizontais de topo para a Estrutura 1.

Comparam-se os deslocamentos obtidos pelas quatro análises dinâmicas e pelas duas análises estáticas. Na última coluna representam-se os valores de referência para o estado limite último de resistência (Daniel Grecea *et al.*, 2004). Na Figura 6-23 a) e na Figura 6-23 b) representam-se respectivamente a distribuição dos deslocamentos em altura resultantes da acção dinâmica e acção estática e os respectivos deslocamentos inter-pisos. Verifica-se uma semelhança dos resultados entre as duas análises dinâmicas com ligações elásticas (1A-Din e 1B-Din), entre as duas análises dinâmicas com ligações não lineares (1C-Din e 1D-Din) e entre as duas análises estáticas com ligações não lineares (1C-Est e 1D-Est). Os resultados das duas primeiras análises ultrapassam claramente os limites estabelecidos para os estados limites últimos de resistência, o que numa situação de dimensionamento, resultaria num sobredimensionamento estrutural. Os deslocamentos máximos nos pisos observados nas análises estáticas aproximam-se dos obtidos para as duas análises dinâmicas não lineares, contudo são algo superiores e mesmo assim também vão além dos valores de referência.

Verifica-se que quando se simula a estrutura com ligações que acomodam comportamento não linear, o que lhe permite dissipar mais energia, os deslocamentos horizontais decrescem consideravelmente. As estruturas com ligações rígidas têm menores períodos de vibração (frequências maiores), como se observa na Tabela 6-6, enquanto que as estruturas cujas ligações incorporam comportamento não linear tornam-se menos sensíveis à acção sísmica à medida que entram em regime não linear e que se vão formando as rótulas plásticas, o que implica menores deformações ao nível da translação dos pisos, como se observa na Figura 6-25.

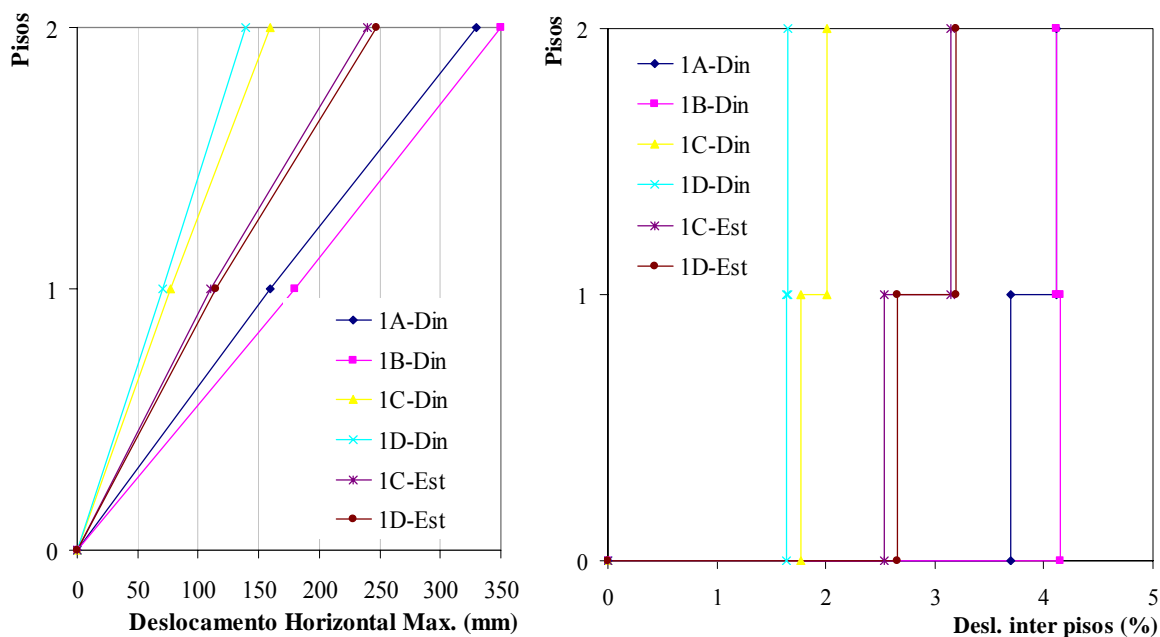


Figura 6-23 – a) Deslocamentos em altura da Estrutura 1, b) Deslocamentos inter-pisos da Estrutura 1.

Na Figura 6-24 representam-se os instantes de tempo em que se formam as rótulas plásticas para a Estrutura 1D-Din. Observa-se que todas as ligações plastificam, à excepção da ligação número 2 e número 16, e de uma forma geral, plastificam logo no início do acelerograma entre os 0,64 segundos e os 3,62 segundos, respectivamente para a ligação número 13 e número 4.

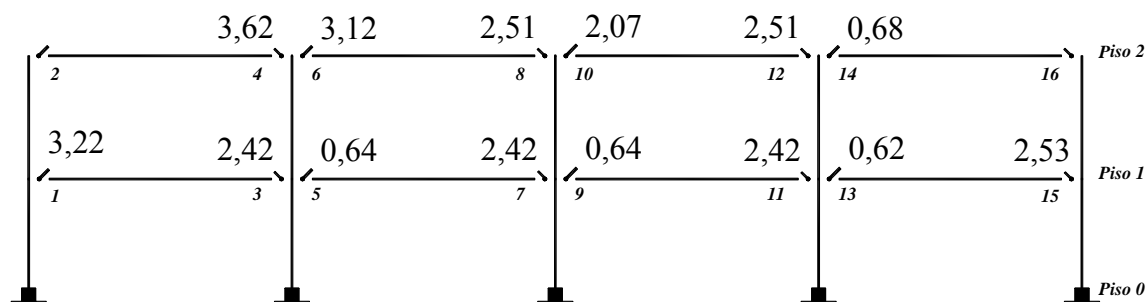


Figura 6-24 – Tempo de Formação das rótulas plásticas da Estrutura 1D-Din. (Segundos).

Como se observa na Figura 6-25, a partir destes instantes iniciais, as trajectórias que definem os deslocamentos máximos no topo do edifício, nas análises não lineares (1C-Din e 1D-Din) começam a afastar-se das análises de comportamento linear (1A-Din e 1B-Din).

De acordo com Chopra (1995), para sistemas estruturais cujos períodos fundamentais se encontram na região do espectro sensível à velocidade o deslocamento do sistema elástico pode ser superior ou inferior ao deslocamento do sistema elasto-plástico. Ambos são dependentes do factor de tensão de cedência normalizada.

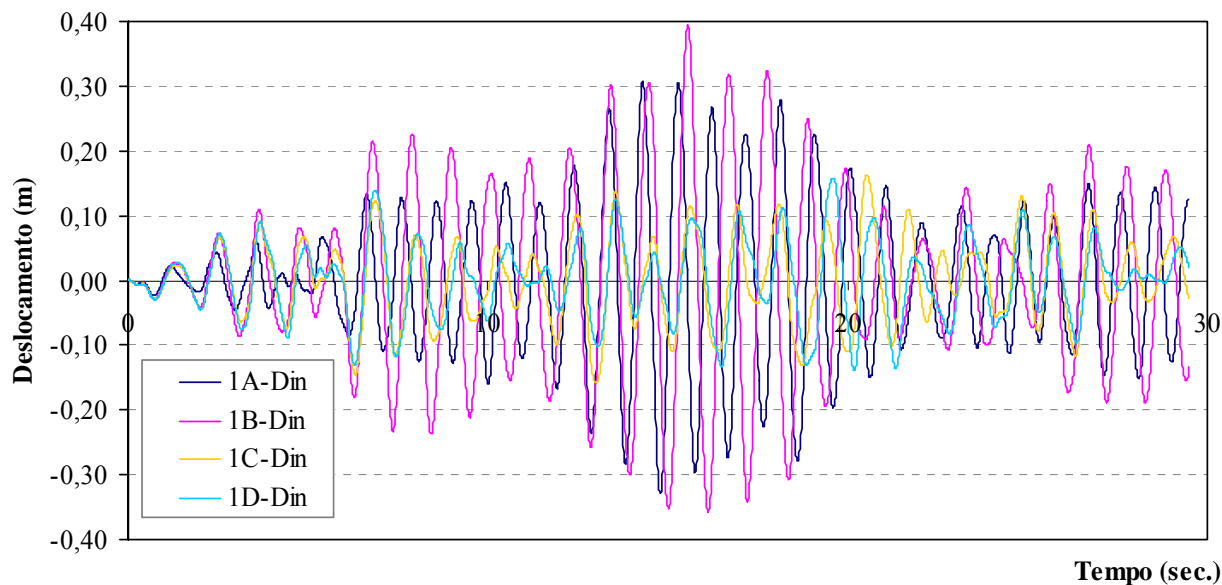


Figura 6-25 – Deslocamentos no topo da Estrutura 1.

Na Figura 6-26 apresentam-se as rotações atingidas em todas as ligações da Estrutura 1D-Din no instante em que são máximas (deslocamentos horizontais máximos). As ligações mais esforçadas são a Ligação 1 (ligação do tipo E9, Simões *et al.*) e a ligação 9 (ligação do tipo E11, Simões *et al.*), atingindo respectivamente aproximadamente -29 mrad e -28 mrad, em regime claramente não linear, como se pode observar pela Figura 6-27.

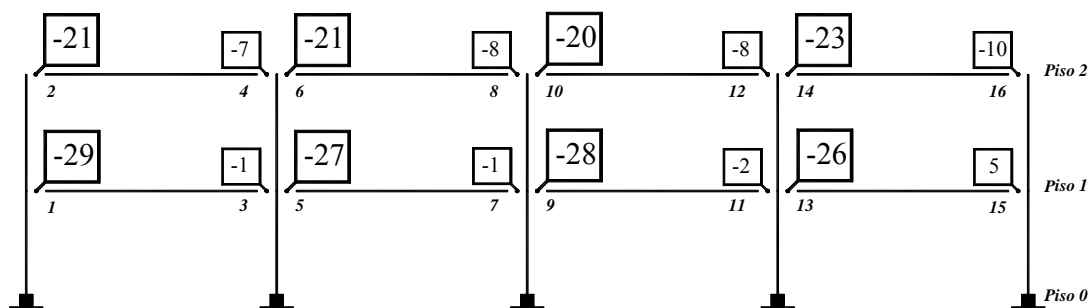


Figura 6-26 – Rotações nas ligações na Estrutura 1D-Din, (mrad).

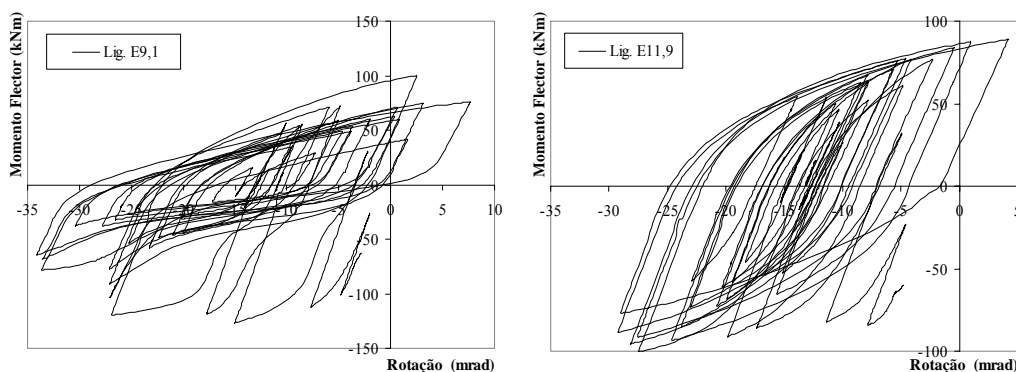


Figura 6-27 – Trajectória histerética da Estrutura 1D-Din, a) Lig. E9,1, b) Lig. E11,9.

Para compreender melhor o efeito do comportamento hysterético da ligação, analisam-se em particular as ligações mais esforçadas do tipo E9 e E11 (Simões *et al.*, 2001), que são respectivamente a ligação E1,9 e E11,9, como se viu.

Na Tabela 6-10 representam-se os esforços, as rotações e o respectivo instante, que corresponde ao momento em que os deslocamentos no topo do edifício são máximos. Para a Estrutura 1A-Din e 1B-Din, repara-se que os esforços atingem valores altos, uma vez que as ligações não condicionam a resistência da estrutura, atingindo estas as resistências dos elementos estruturais adjacentes considerados em regime linear. As rotações nas ligações na primeira estrutura são nulas, uma vez que estas são consideradas de resistência total. As rotações nas ligações da Estrutura 1B-Din são menores que nas duas outras estruturas seguintes. Comparando agora as duas análises não lineares, verifica-se que neste instante de tempo, as ligações E11,9 apresentam um nível de esforço equivalente, enquanto que na ligação E9,1 se verifica uma grande degradação de resistência na estrutura 1D-Din. Esta degradação é claramente devida ao modelo hysterético da ligação considerado, que incorpora degradação de resistência, rigidez e deslizamento, como se observa no respectivo comportamento real da Figura 6-27 a). As rotações observadas são sempre superiores às observadas na estrutura 1C-Din. A ligação E1,9 é a que atinge deformações maiores.

Estrutura	Ligação E1,9		Ligação E11,9		Instante tempo Seg.
	M _{máx} (KNm)	Rot. _{máx} (mrad)	M _{máx} (KNm)	Rot. _{máx} (mrad)	
1A-Din	689,5	0,0	587,45	0,0	14,78
1B-Din	548,3	20,45	260,4	13,83	15,02
1C-Din	-143,2	-26,32	-96,53	-32,13	12,99
1D-Din	-62,1	-34,13	-90,16	-22,90	19,60

Tabela 6-10 – Esforços e rotações máximas nas duas ligações mais esforçadas.

Na Figura 6-28 e Figura 6-29 podem-se observar respectivamente os esforços (momento-flector) e as deformações na ligação E9,1 para as quatro estruturas, enquanto que na Figura 6-30 e na Figura 6-31 se representa a mesma informação para a ligação E11,9. Claramente se observam as mesmas conclusões já referidas para a Tabela 6-4, ou seja, os esforços nas duas segundas estruturas são inferiores às duas primeiras estruturas, enquanto que as deformações são maiores. Comparando a Figura 6-29 com a Figura 6-31 observa-se que o instante em que a estrutura 1D-Din atinge maiores deslocamentos horizontais (aproximadamente 19,60 seg.) é quando a ligação E1,9 atinge maiores rotações, e não é quando a ligação E11,9 atinge maiores rotações, o que leva a considerar a grande relevância do comportamento da ligação tipo E9, no desempenho estrutural.

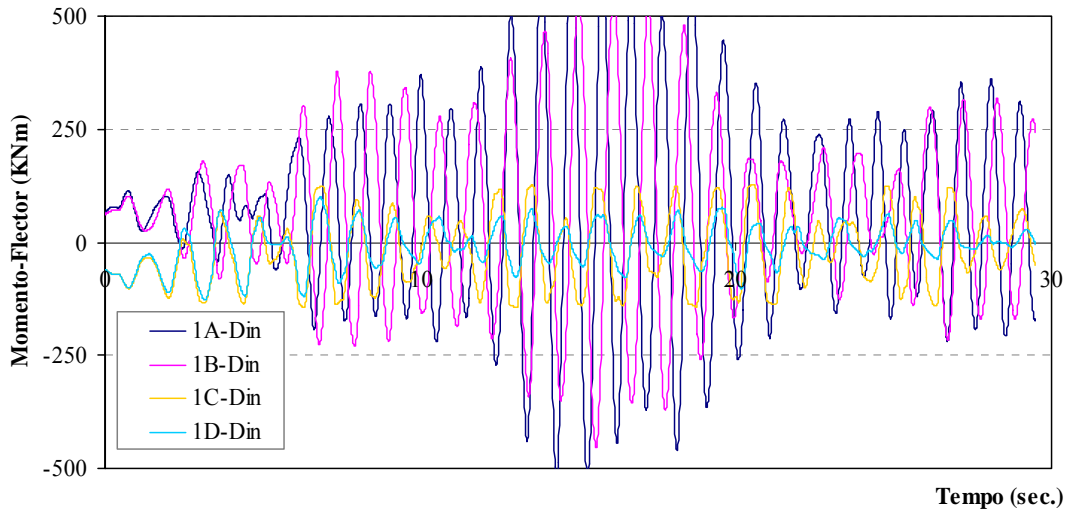


Figura 6-28 – Momento-flector na ligação E9,1.

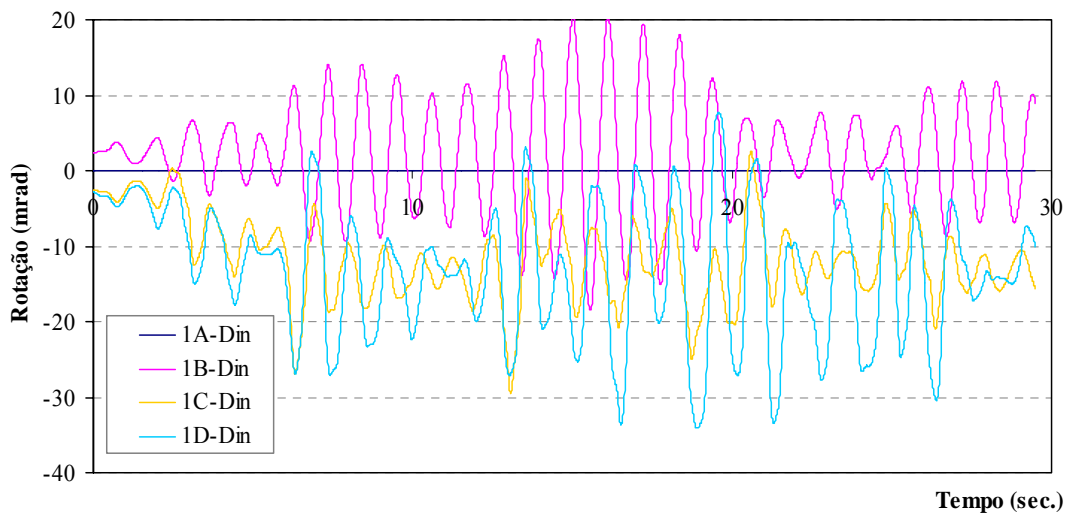


Figura 6-29 – Rotações da ligação E9,1.

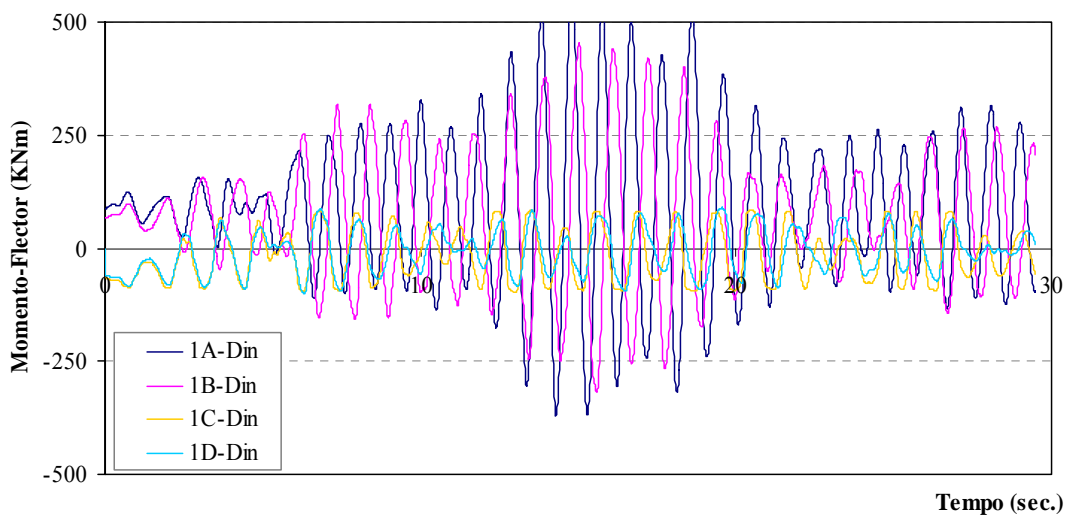


Figura 6-30 – Momento-flector na ligação E11,9.

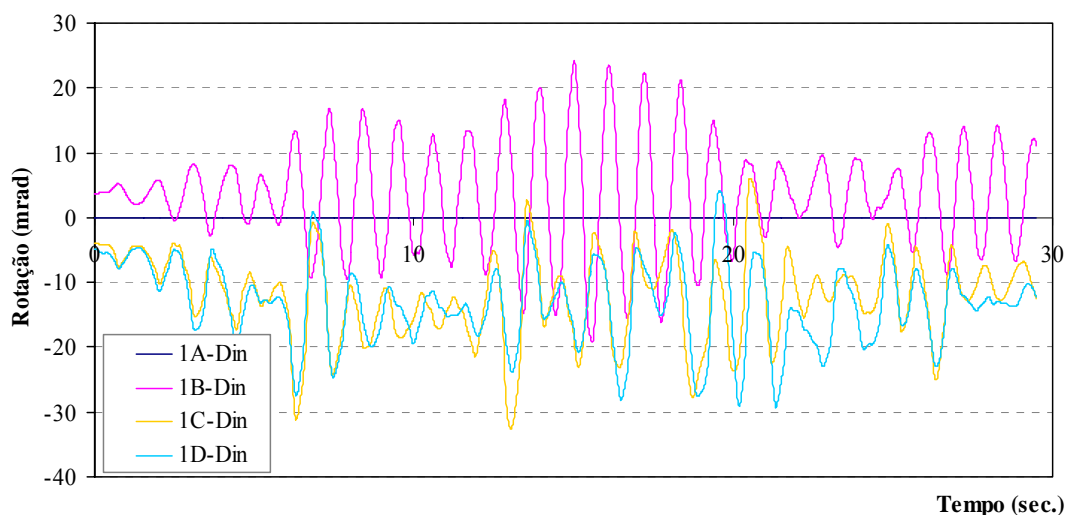


Figura 6-31 – Rotações da ligação E11,9.

Na Figura 6-32 e na Figura 6-33 representam-se, respectivamente os esforços e as rotações para as duas ligações mais esforçadas da Estrutura 1D-Din. Confirma-se que ambas as ligações atingem a cedência (plastificam) logo no início do acelerograma, como já se tinha referido. A ligação E1,9 atinge momentos-flectores acima dos 100 KNm, até aproximadamente os 6 Seg. Em resultado da degradação das suas propriedades mecânicas, a partir deste instante o valor do momento-flector diminui, atingindo o valor de -62,1 KNm para o instante de tempo em que os deslocamentos horizontais são máximos, como se viu na Tabela 6-10. A ligação E11,9 tem um comportamento mais constante, observando-se praticamente o mesmo nível de esforço ao longo do acelerograma, que vai diminuindo à medida que a acção dinâmica também diminui. As rotações observadas, são maiores na ligação E1,9, e a rotação máxima ocorre para o instante de tempo em que os deslocamentos horizontais são máximos.

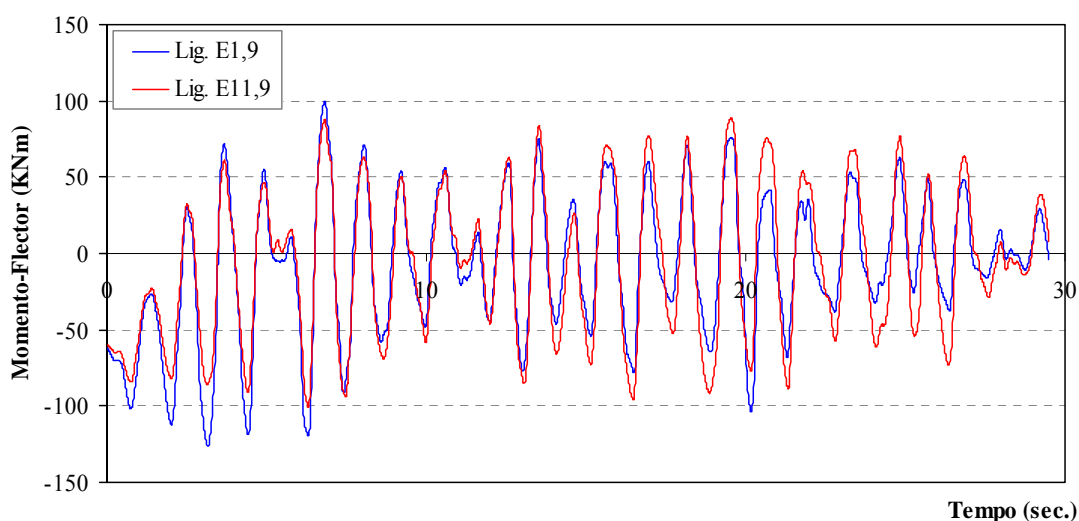


Figura 6-32 – Momento-flector nas ligações indicadas na Estrutura 1D-Din.

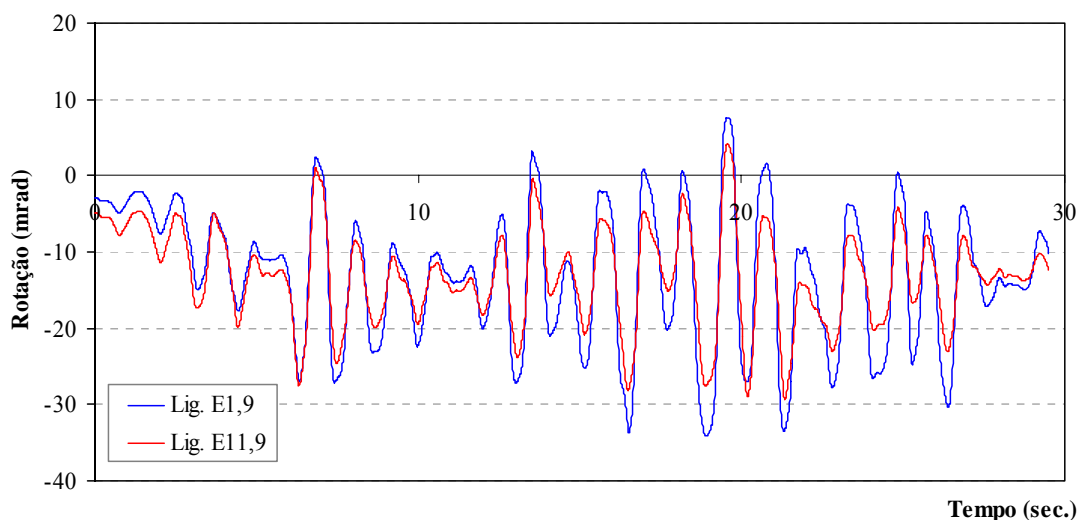


Figura 6-33 – Rotação nas ligações indicadas na Estrutura 1D-Din.

Por último representam-se na Figura 6-34 e na Figura 6-35 o comportamento histerético para as ligações mais esforçadas, para as Estruturas 1C-Din e 1D-Din. Pode-se assim confirmar o bom desempenho do modelo desenvolvido neste trabalho, que dá a trajectória real da ligação (1D-Din), quando comparada com a trajectória histerética definida pelo elemento elásto-plástico (1C-Din) já presente no software utilizado.

Por tudo o que foi demonstrado para a Estrutura 1, e considerando as ligações que a materializam, conclui-se que o modelo histerético das ligações influencia o real desempenho estrutural. Em função da acção sísmica a considerar, considerando ou não o modelo histerético das ligações, a resposta estrutural pode ser diversa. Para conclusões mais gerais será necessário evoluir para estudos paramétricos, variando o tipo de acção sísmica e a tipologia das estruturas.

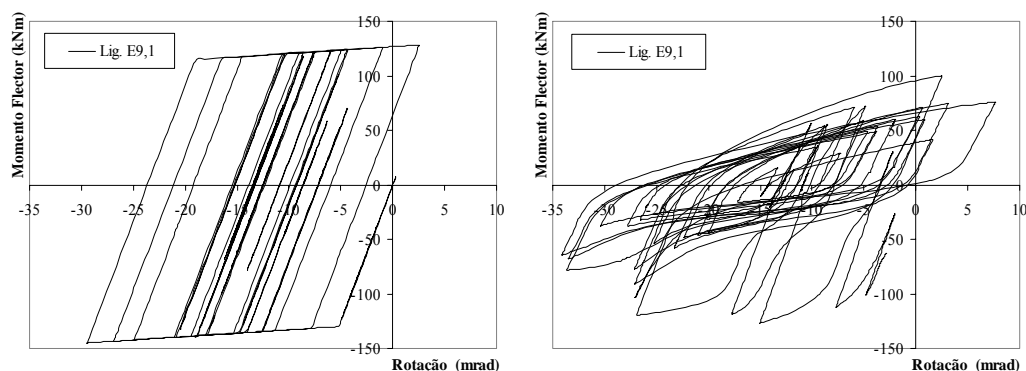


Figura 6-34 – Trajectória histerética da Lig. E9,1, a) Estrutura 1C-Din, b) Estrutura 1D-Din.

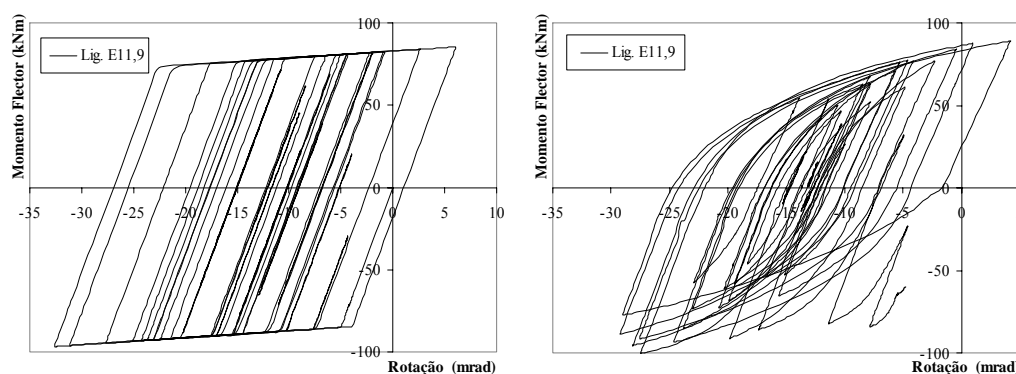


Figura 6-35 – Trajectória histerética Lig. E11,9, a) Estrutura 1C-Din, b) Estrutura 1D-Din.

6.5.2 Estrutura 2

Na Tabela 6-11 resumem-se os deslocamentos verificados no topo da Estrutura 2, para as quatro alternativas de ligações, para as análises dinâmica e estática. Na última coluna representam-se os valores de referência para o estado limite último de resistência (Daniel Grecea *et al.*, 2004), constatando-se que todos os deslocamentos máximos no topo da estrutura estão abaixo do valor de referência.

Análise	δ_{topo} (mm) [dinâmica]	δ_{topo} (mm) [N2]	δ_{topo} (mm) [0,025xh]
2A-Din	258	-	400
2B-Din	270	-	400
2C-Din	165	-	400
2D-Din	120	-	400
2C-Est	-	286	400
2D-Est	-	304	400

Tabela 6-11 – Comparação dos deslocamentos horizontais de topo para a Estrutura 2.

Na Figura 6-36a) e na Figura 6-36 b) representam-se respectivamente a distribuição dos deslocamentos em altura resultantes da acção dinâmica e acção estática e os respectivos deslocamentos inter-pisos. Verifica-se novamente uma semelhança dos resultados entre as duas análises dinâmicas com ligações elásticas (2A-Din e 2B-Din), entre as duas análises dinâmicas com ligações não lineares (2C-Din e 2D-Din) e entre as duas análises estáticas com ligações não lineares (2C-Est e 2D-Est). Se bem que as estruturas analisadas dinamicamente apresentam deslocamentos mais próximos entre si, como se observa na Figura 6-37, verificando-se que as estruturas analisadas pelo método estático apresentam maiores deslocamentos.

Na Figura 6-38 observam-se as rotações atingidas em todas as ligações da Estrutura 2D-Din no instante em que são máximas. Pela observação dos deslocamentos máximos atingidos, assim como pelo valor das rotações nas ligações conclui-se claramente, que a estrutura está sobre dimensionada para as acções consideradas. Uma das ligações mais esforçadas é a ligação 13, cuja resposta histerética se representa na Figura 6-39 a) e Figura 6-39 b), respectivamente para a estrutura simulada com ligações elasto-plásticas e com comportamento real, atingindo valores de deformação da ordem dos 10 mrad.

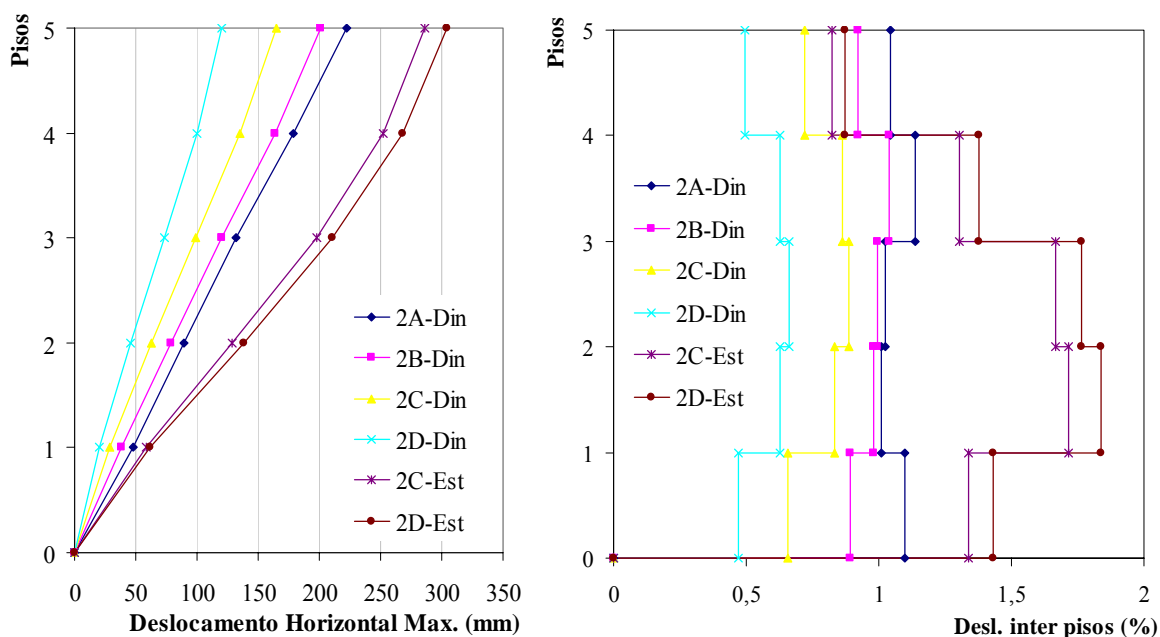


Figura 6-36 – a) Deslocamentos em altura da Estrutura 2, b) Deslocamentos inter-pisos da Estrutura 2.

Lembra-se que o comportamento real das ligações foi admitido, com base no comportamento de uma ligação ensaiada em laboratório (Bursi *et al.*, 2002). Apesar de se concluir que, para este nível de acções, esta ligação é claramente mais resistente e rígida que o necessário, o exercício confirma a utilidade e o bom desempenho do modelo desenvolvido, também quando o comportamento global da estrutura entra pouco em regime não linear.

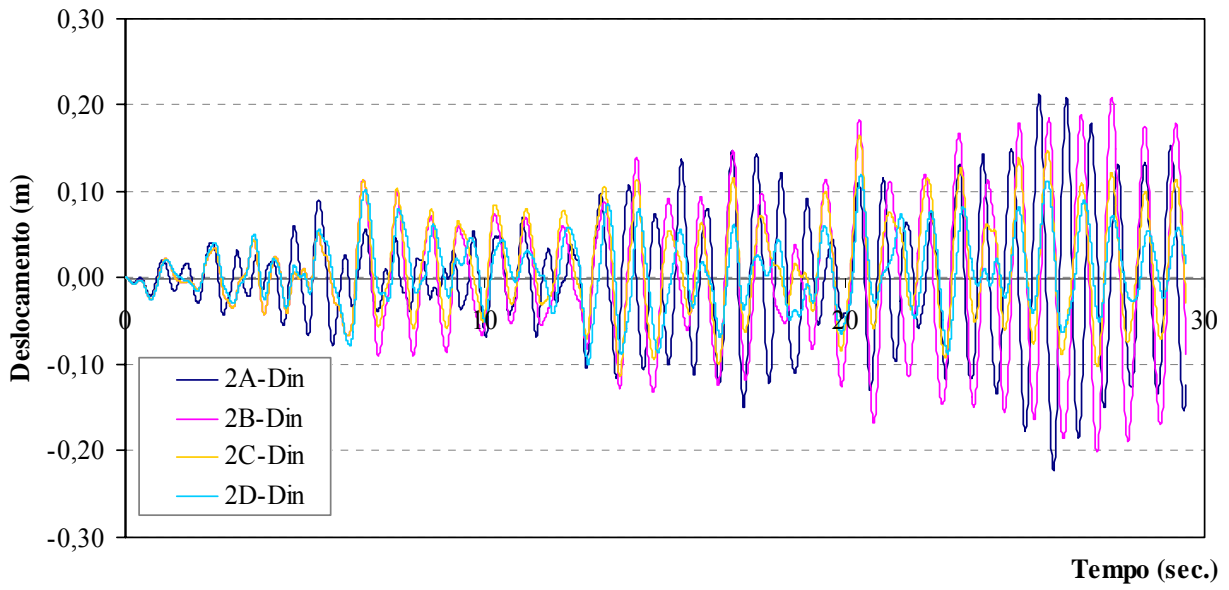


Figura 6-37 – Deslocamentos no topo da Estrutura 2.

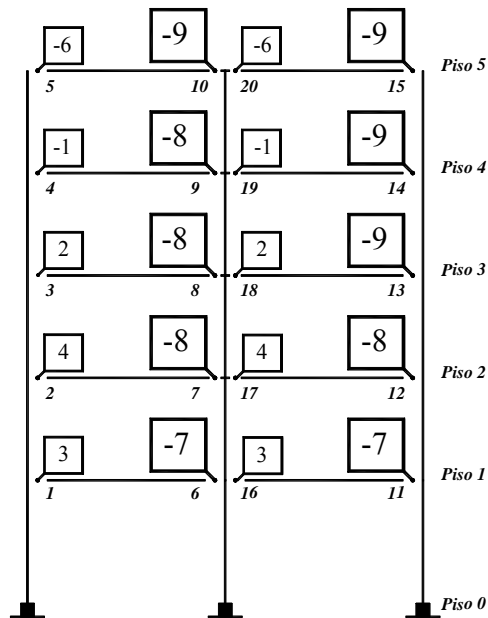


Figura 6-38 – Rotações nas ligações na Estrutura 2D-Din, (mrad).

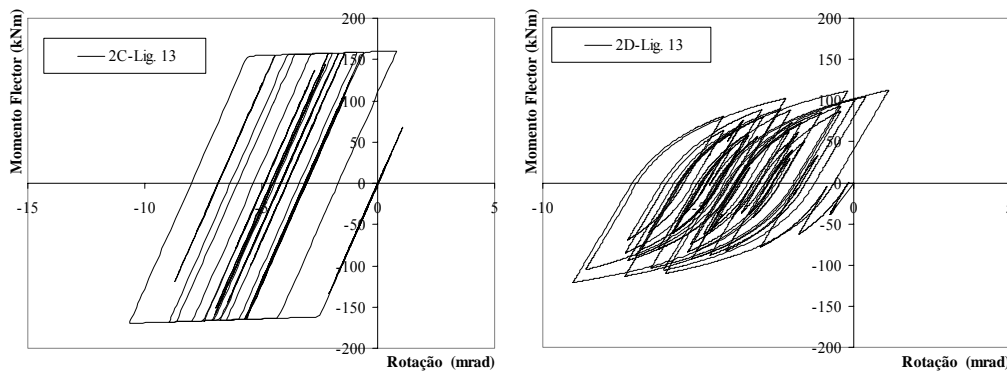


Figura 6-39 – Trajetória histerética, a) Elasto-plástica na Estrutura 2C-Lig. 13, b) Real na Estrutura 2D-Lig. 13.

6.5.3 Estrutura 3

Na Tabela 6-12 apresentam-se em resumo os deslocamentos verificados no topo da Estrutura 3, para as quatro alternativas de ligações e para a análise dinâmica e estática.

Análise	δ_{topo} (mm) [dinâmica]	δ_{topo} (mm) [N2]	δ_{topo} (mm) [0,025xh]
3A-Din	771	-	925
3B-Din	743	-	925
3C-Din	327	-	925
3D-Din	310	-	925
3C-Est	-	484	925
3D-Est	-	484	925

Tabela 6-12 – Comparação dos deslocamentos horizontais de topo para a Estrutura 1.

Na Figura 6-40 a) e na Figura 6-40 b) representam-se respectivamente a distribuição dos deslocamentos em altura resultantes das análises dinâmica e estática e os respectivos deslocamentos inter-pisos. Verifica-se novamente uma semelhança dos resultados entre as duas análises dinâmicas com ligações elásticas (2A-Din e 2B-Din), entre as duas análises dinâmicas com ligações não lineares (2C-Din e 2D-Din) e entre as duas análises estáticas com ligações não lineares (2C-Est e 2D-Est.).

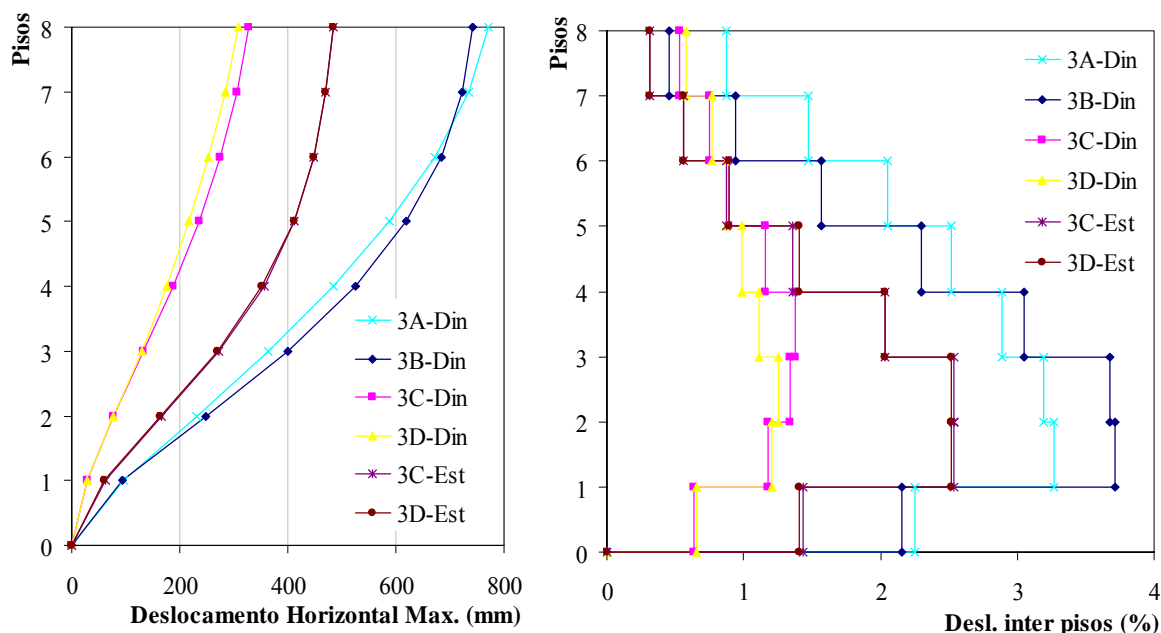


Figura 6-40 – a) Deslocamentos em altura da Estrutura 3, b) Deslocamentos inter-pisos da Estrutura 3.

Nesta parte do estudo, a Estrutura 3 na sua simulação com ligações reais, foi modelada com ligações ensaiadas em laboratório do grupo J1, como já se referiu. Procurou-se aplicar à estrutura uma combinação de acções que fosse coerente com a sua geometria, em particular as acções gravíticas. Da observação dos resultados obtidos, e analisando em especial os resultados da simulação dinâmica não linear, observa-se que o nível de deslocamentos horizontais está bastante abaixo do valor de referência regulamentar. Como já tinha acontecido nas duas estruturas anteriores, e para a mesma acção sísmica, as simulações com ligações não lineares (3C-Din e 3D-Din) são as menos sensíveis à acção dinâmica, têm uma resposta mais amortecida, o que resulta em menores deslocamentos horizontais, como se observa na Figura 6-41.

Na Figura 6-42 observam-se as rotações atingidas em todas as ligações da Estrutura 3D-Din no instante em que são máximas.

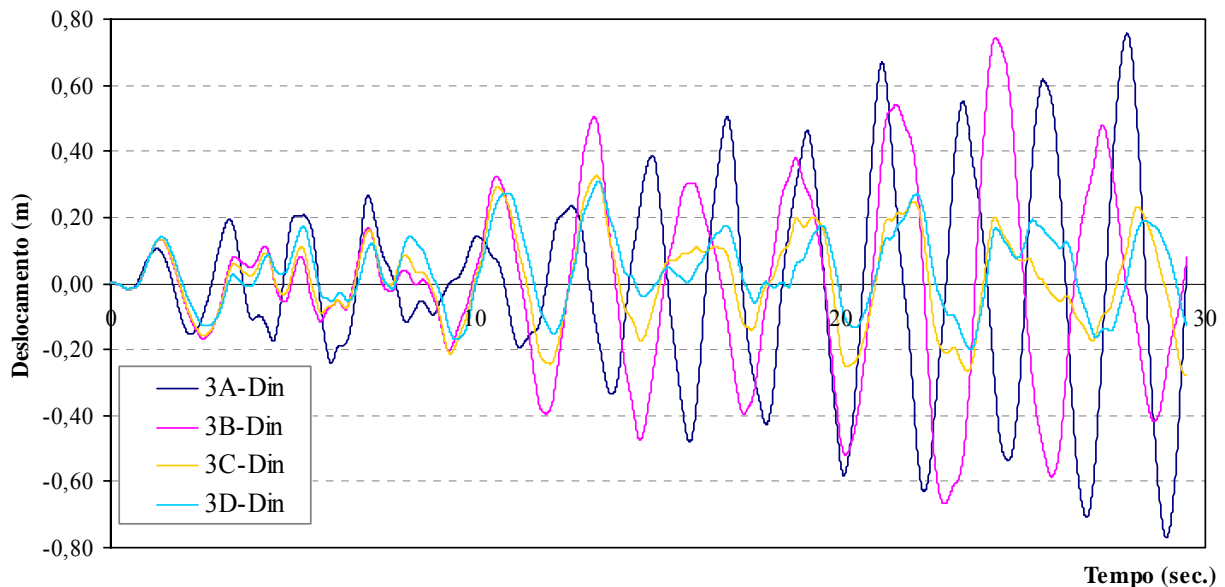


Figura 6-41 – Deslocamentos no topo da Estrutura 3.

As maiores deformações ocorrem ao nível do piso 2 e 3. As rotações máximas observadas são da ordem dos 21 mrad, na ligação número 26 no piso 2. Este nível de rotação observada está de acordo com o máximo aplicado aquando dos ensaios experimentais, como se observa na Figura 6-11.

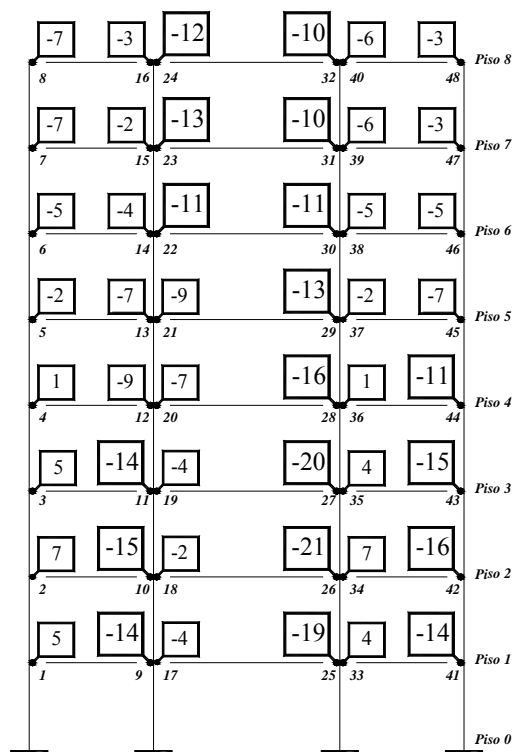


Figura 6-42 – Rotações nas ligações na Estrutura 3D-Din, (mrad).

O esforço axial observado nos pilares mais esforçados é da aproximadamente 2000 kN, um valor um pouco acima do valor de 1200 kN, que foi o valor do esforço axial aplicado a este tipo de ligação quando ensaiada em laboratório (Grupo J2), como se demonstrou na Capítulo 3.

Observando as trajectórias histeréticas da Figura 6-43 a) e da Figura 6-43 b) percebe-se que, as ligações permanecem com deformações negativas. Este comportamento resulta da deformação inicial imposta pelas acções gravíticas, levando a que a trajectória histerética esteja descentrada da origem.

Assim, conclui-se, que o nível de deslocamentos horizontais máximos observados permite ainda um aumento da intensidade da acção sísmica, enquanto que o nível de deformação na ligação a margem de aumento é mais diminuta, considerando que se se aumentar mais a rotação da ligação o seu desempenho cíclico poderá ficar comprometido. Contudo é importante referir que, em laboratório a estratégia de carga aplicada às ligações foi de amplitude completa, o que pode implicar um menor número de ciclos histeréticos para a mesma rotação máxima.

Também nesta estrutura se conclui que é bastante diferente simular o comportamento estrutural através de ligações rígidas de resistência total, semi-rígidas de resistência total, semi-rígidas elasto-plásticas de resistência parcial e de comportamento real, concluindo-se que para este tipo

de ligações (sem deslizamento e sem degradação de resistência e rigidez), se pode obter uma razoável aproximação dos resultados obtidos através da simulação utilizando ligações semi-rígidas elasto-plásticas de resistência parcial e considerando o seu comportamento real.

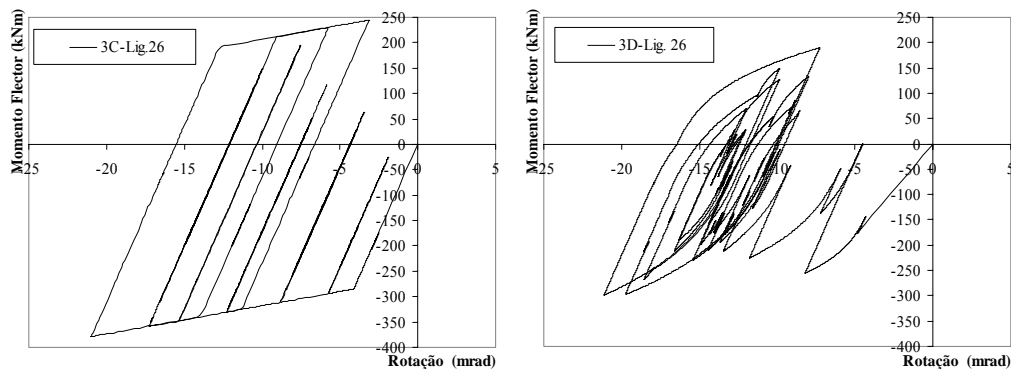


Figura 6-43 – Trajectória histerética, a) Elasto-plástica na Estrutura 3C-Lig. 26, b) Real na Estrutura 3D-Lig. 26.

Parte II – Efeito do Deslizamento

6.6 DESEMPENHO ESTRUTURAL

A partir deste ponto do trabalho procurou-se avaliar mais em profundidade o efeito do deslizamento observado na ligação no desempenho sísmico estrutural. Para a realização deste estudo, foram consideradas unicamente a Estrutura 1 e a Estrutura 3, por serem as duas estruturas em que o comportamento hysterético das respectivas ligações é conhecido, e não idealizado, e por ser possível manipular a modelação do deslizamento.

6.6.1 Estrutura 1

Nesta estrutura a estratégia passou por considerar as ligações sem e com deslizamento, isto é, considerando os respectivos parâmetros referentes ao deslizamento iguais a zero ou com os valores já encontrados aquando da calibração do modelo.

Na Tabela 6-13 apresentam-se os parâmetros de calibração das ligações da Estrutura 1, com e sem deslizamento.

Ligação	K_a KNm/rad	M_a KNm	K_{pa} KNm/rad	n_a	K_{ap} KNm/rad	M_{ap} KNm	K_{pap} KNm/rad	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa} rad
E9	24570	130	600	2	24570	70	600	1	15	0.5	1	15	0,15	0,07	0,1
E9	24570	130	600	2	24570	70	600	1	0	0	0	5	0,15	0	0,1
E11	16500	85	825	2	16500	40	825	1	6	0.15	1	3	0,02	0,05	0,1
E11	16500	85	825	2	16500	40	825	1	0	0	0	3	0,02	0,05	0,1
	K_d KNm/rad	M_d KNm	K_{pd} KNm/rad	n_d	K_{dp} KNm/rad	M_{dp} KNm	K_{pdp} KNm/rad	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd} rad
E9	26810	125	670	2	26810	60	670	1	6	0.2	1	18	0,10	0	0,1
E9	26810	125	670	2	26810	60	670	1	0	0	0	5	0,10	0	0,1
E11	18830	80	940	2	18830	60	940	1	5	0.15	1	1	0,01	0,02	0,1
E11	18830	80	940	2	18830	60	940	1	0	0	0	1	0,01	0,02	0,1

Tabela 6-13 – Parâmetros das ligações E9 e E11, com e sem deslizamento.

Na ligação E9 sem deslizamento, foi ainda necessário diminuir o parâmetro de degradação de rigidez, por forma a que a ligação tivesse um comportamento semelhante ao que se pode observar na Figura 6-44 a) e não entrasse em colapso, fruto da degradação excessiva de rigidez.

Na Figura 6-44 b), observa-se a curva hysterética para a ligação E9 com deslizamento, já apresentada no capítulo anterior.

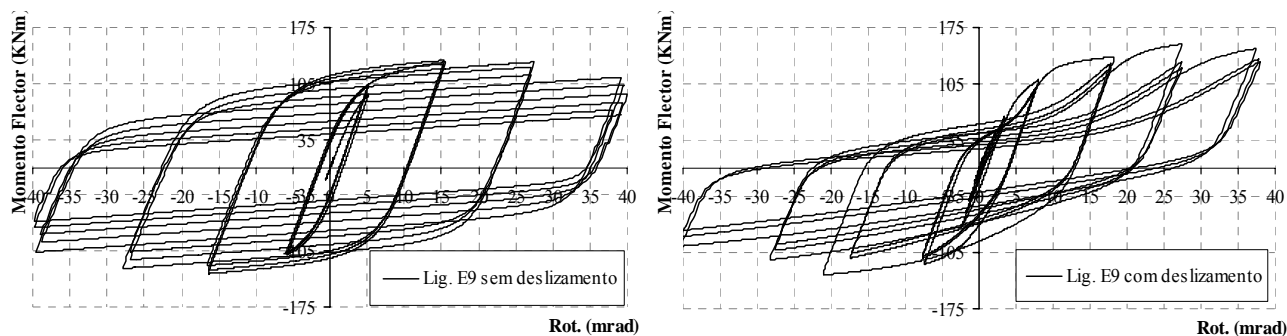


Figura 6-44 – Curva histerética da ligação tipo E9, a) Sem deslizamento, b) Com deslizamento.

Nas Figura 6-45 a) e Figura 6-45 b) representam-se as curvas histeréticas da ligação E11, respectivamente sem deslizamento e com deslizamento.

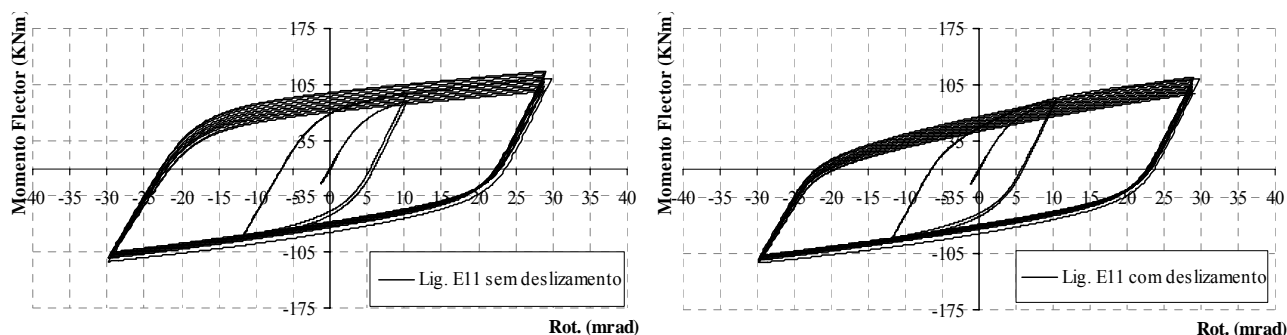


Figura 6-45 – Curva histerética da ligação tipo E11, a) Sem deslizamento, b) Com deslizamento.

Observa-se que a ligação E9, é muito mais influenciada por fenómenos de deslizamento do que a ligação E11. Podendo considerar-se mesmo que a ligação E11 os fenómenos de deslizamento são reduzidos e apenas algo observáveis para momentos positivos.

Como resultado da forma de simulação das ligações, resultam duas análises denominadas de Estrut. 1A2 e Estrut. 1B2, querendo referenciar respectivamente a Estrutura 1 com ligações sem deslizamento Parte 2 e Estrutura 1 ligações com deslizamento Parte 2. A acção sísmica é a mesma da considerada na secção anterior para esta estrutura e está escalada para uma aceleração de pico de 0,45g

Na Figura 6-46 a) apresentam-se graficamente os deslocamentos em. Conclui-se que para esta acção sísmica existe um agravamento na ordem dos 10%, no deslocamento horizontal máximo do topo da estrutura 1.

Na Figura 6-47 representa-se a história dos deslocamentos no topo da Estrutura 1, quando se consideram as ligações E9 e E11, sem e com deslizamento. Na Figura 6-48 e na Figura 6-49

representam-se a evolução dos valores dos momentos-flectores ao longo do tempo, respectivamente na Ligação E9,1 e E11,9. Na Figura 6-50 e na Figura 6-51 representam-se, para as mesmas análises, respectivamente os valores das rotações das ligações E9,1 e E11,9, de acordo com a numeração atribuída às ligações na Figura 6-1.

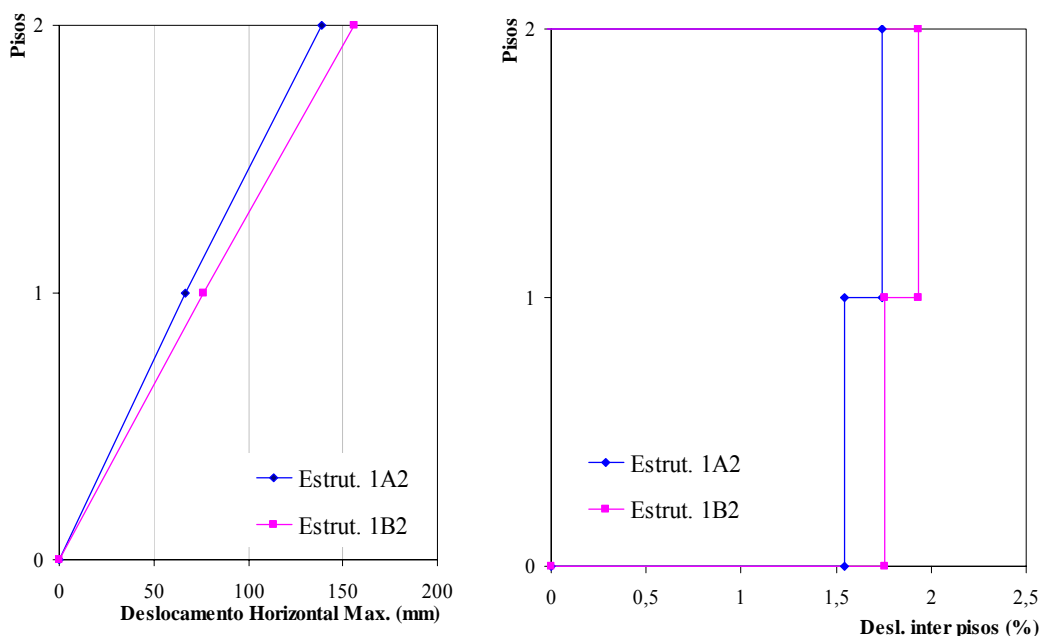


Figura 6-46 – a) Deslocamentos em altura da Estrutura 1, b) Deslocamentos inter-pisos da Estrutura 1.

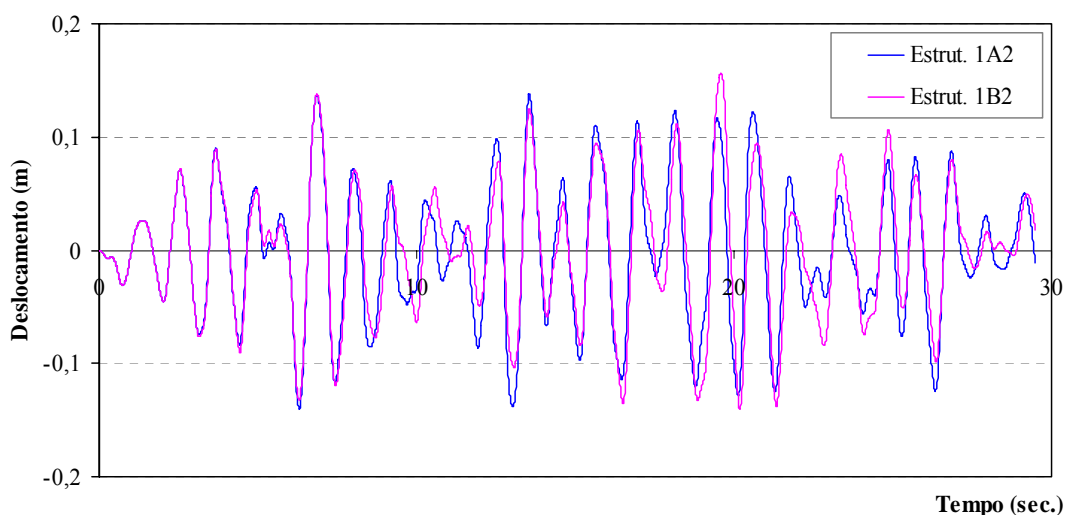


Figura 6-47 – Deslocamentos do topo da Estrutura 1.

Relativamente aos deslocamentos na Estrutura 1, observa-se que durante o primeiro terço da aplicação da carga, não se verifica qualquer influência nos dois modelos considerados. O mesmo já não acontece durante o segundo terço da carga, em especial no instante próximo dos 20 segundos, onde os deslocamentos atingem os valores máximos e são observados na Estrut. 1B1

(ligações com deslizamento). Relativamente à resistência na ligação E9,1 observa-se que a partir dos 5 segundos existe um decréscimo para a ligação com deslizamento, como seria de esperar, em resultado da degradação das suas propriedades mecânicas. A trajectória dos momentos-flectores da ligação E11,9 permanece coincidente para as duas estruturas uma vez que esta ligação tem pouco deslizamento.

Na trajectória das rotações, observa-se que a ligação E9, é a mais responsável pelo agravamento dos deslocamentos de topo da estrutura, porque, como se pode observar na Figura 6-50, entre o instante de tempo de 15 e 20 segundos onde a estrutura atinge o nível de deformação máxima, as rotações na ligação com deslizamento afastam-se bastante das rotações da ligação sem deslizamento. Na ligação E11, para o mesmo intervalo de tempo, onde presumivelmente o carregamento atinge mais intensidade, as rotações também se afastam, contudo não tanto como na ligação E9.

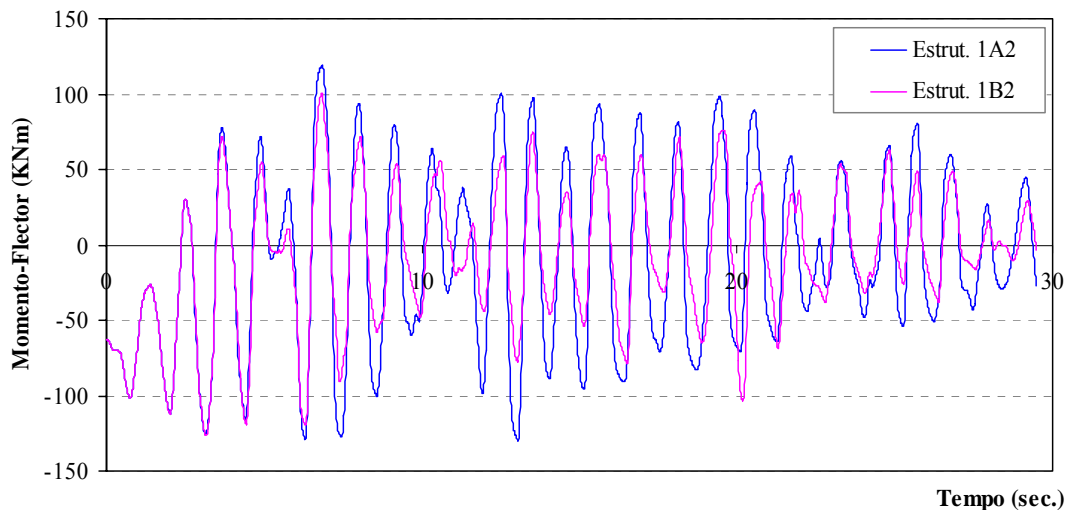


Figura 6-48 – Momento-flector na ligação E9,1.

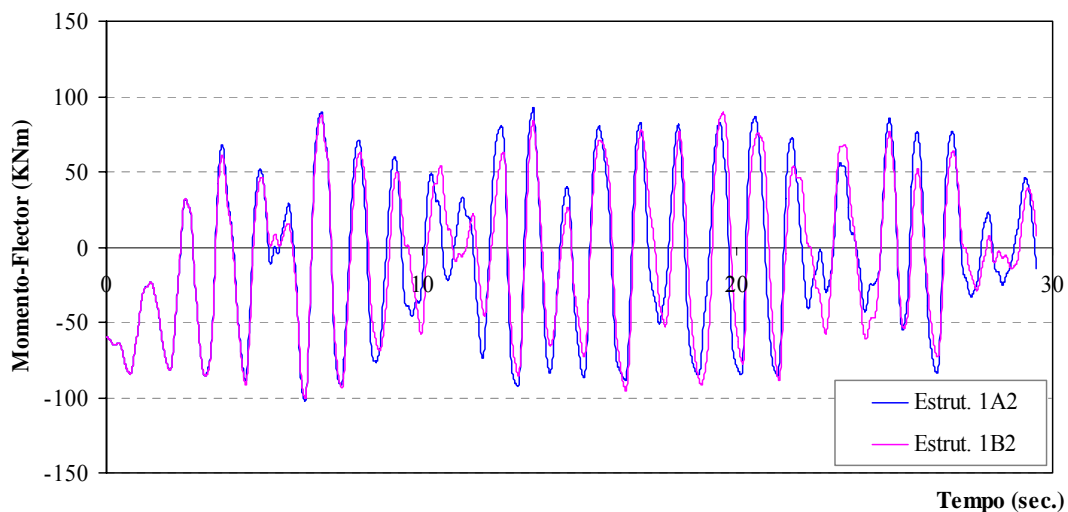


Figura 6-49 – Momento-flector na E11,9.

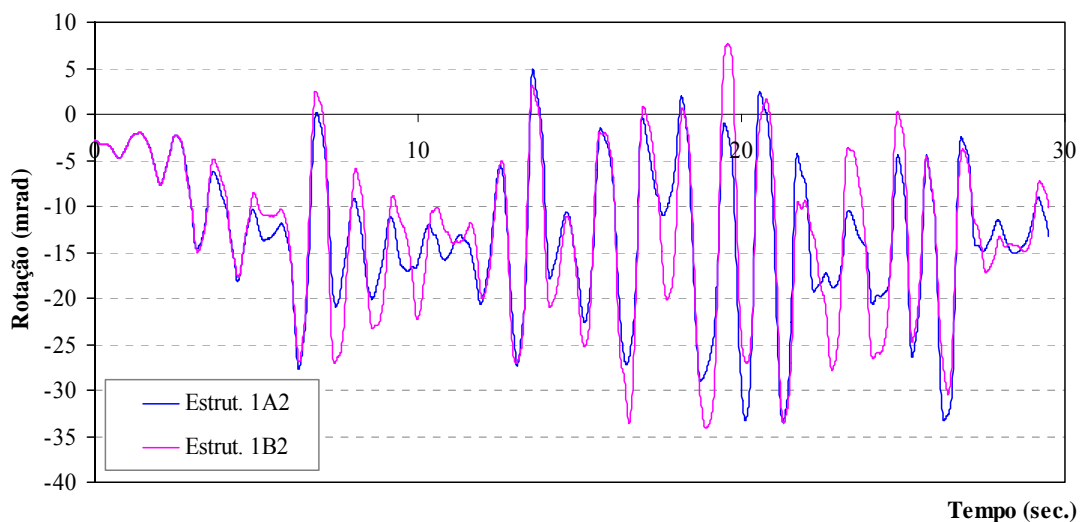


Figura 6-50 – Rotações da ligação E9,1.

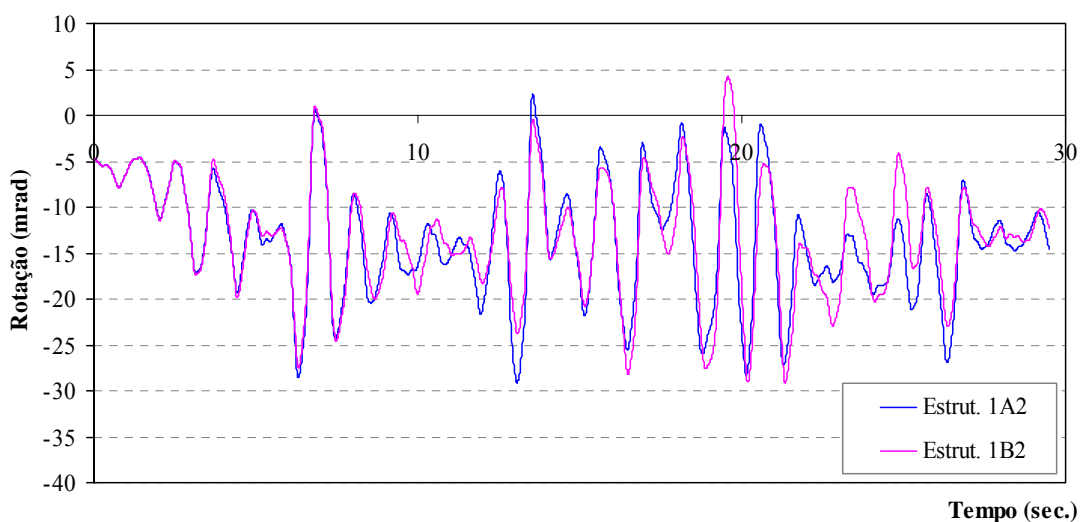


Figura 6-51 – Rotações da ligação E11,9.

Na Figura 6-52 a) e b) apresentam-se o resultado do comportamento real da ligação E9,1, sem e com deslizamento respectivamente. Na Figura 6-53a) e b) apresentam-se as mesmas curvas para a ligação E11,9.

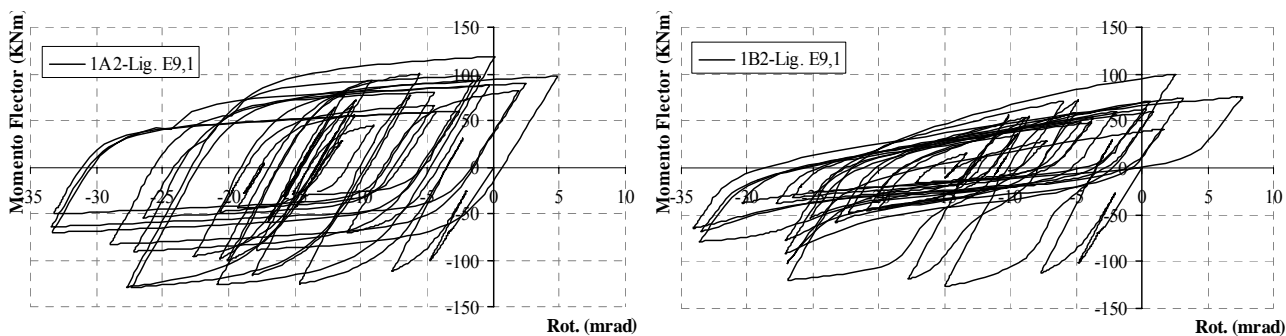


Figura 6-52 – Curva histerética real da ligação E9,1, a) Sem deslizamento, b) Com deslizamento.

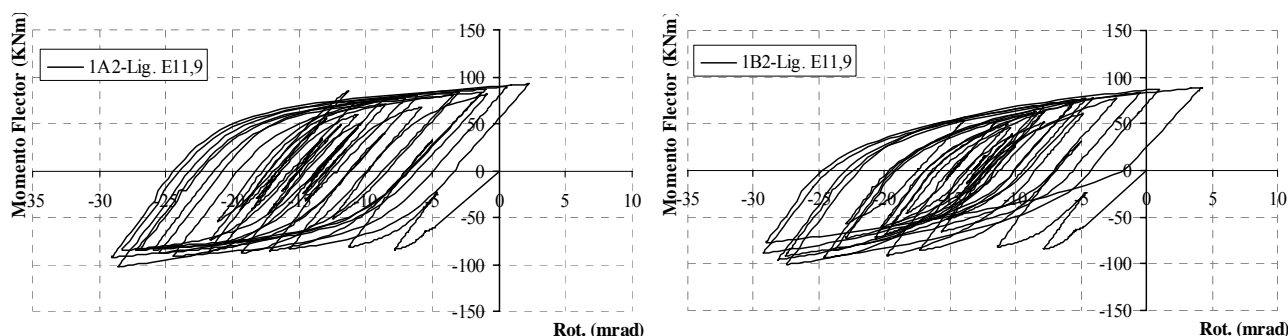


Figura 6-53 – Curva histerética real da ligação E11,9, a) Sem deslizamento, b) Com deslizamento.

Mais uma vez se conclui, que a ligação E9, é muito influenciada pelo deslizamento, o mesmo já não acontece com a ligação E11, cuja influência, apesar de existir é muito inferior.

De referir que as ligações E9, estão apenas aplicadas nos pilares externos da Estrutura 1, sendo que todas as ligações internas são do tipo E11. Caso estas ligações internas fossem mais sensíveis a fenómenos de deslizamento, seria de esperar que os deslocamentos no topo da estrutura resultassem mais agravados.

6.6.2 Estrutura 3

A Estrutura 3, atendendo às suas características geométricas, é a estrutura onde o deslizamento ao nível das ligações poderá ter um efeito mais notório no desempenho estrutural e, com base nos resultados obtidos a partir dos ensaios laboratoriais, optou-se nesta secção por considerar a ligação do Grupo J4 para simular as ligações da Estrutura 3.

Da mesma forma realizaram-se as análises considerando as ligações sem e com deslizamento (Estrut. 3A2 e Estrut. 3B2), cujos parâmetros estão definidos na Tabela 6-14.

Ligação	K_a	M_a	K_{pa}	n_a	K_{ap}	M_{ap}	K_{pap}	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa}
	KNm/rad	KNm	KNm/rad		KNm/rad	KNm	KNm/rad								rad
J4 Sem	50000	245	4000	1	50000	120	4000	1	0	0	0	3	0	0	0.1
J4 Com	50000	245	4000	1	50000	120	4000	1	10	0.1	1	3	0	0	0.1
	K_d	M_d	K_{pd}	n_d	K_{dp}	M_{dp}	K_{pdp}	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd}
	KNm/rad	KNm	KNm/rad		KNm/rad	KNm	KNm/rad								rad
J4 Sem	50000	245	4000	1	50000	120	4000	1	0	0	0	3	0	0	0.1
J4 Com	50000	245	4000	1	50000	120	4000	1	10	0.1	1	3	0	0	0.1

Tabela 6-14 – Parâmetros de calibração da ligação J4 sem e com deslizamento.

Na Figura 6-54 a) e b) representam-se respectivamente as curvas analíticas correspondentes às relações Momento-Rotação, sem e com deslizamento. Conclui-se desde já que, embora a ligação

do Grupo J4 seja de todas as ligações ensaiadas a que maior deslizamento apresenta, é mesmo assim um valor baixo de deslizamento.

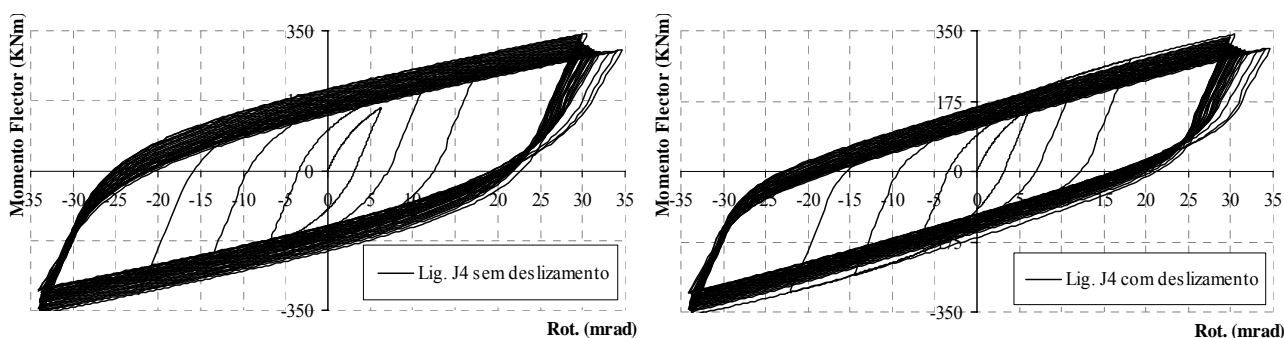


Figura 6-54 – Curva histerética da ligação tipo J4, a) Sem deslizamento, b) Com deslizamento.

Na Figura 6-55 a) e Figura 6-55 b) representam-se, respectivamente os deslocamentos em altura e os deslocamentos inter-pisos. Observa-se claramente que o efeito do deslizamento, para este tipo de ligações é claramente desprezável. Os deslocamentos atingidos estão aquém dos limites regulamentarmente admitidos.

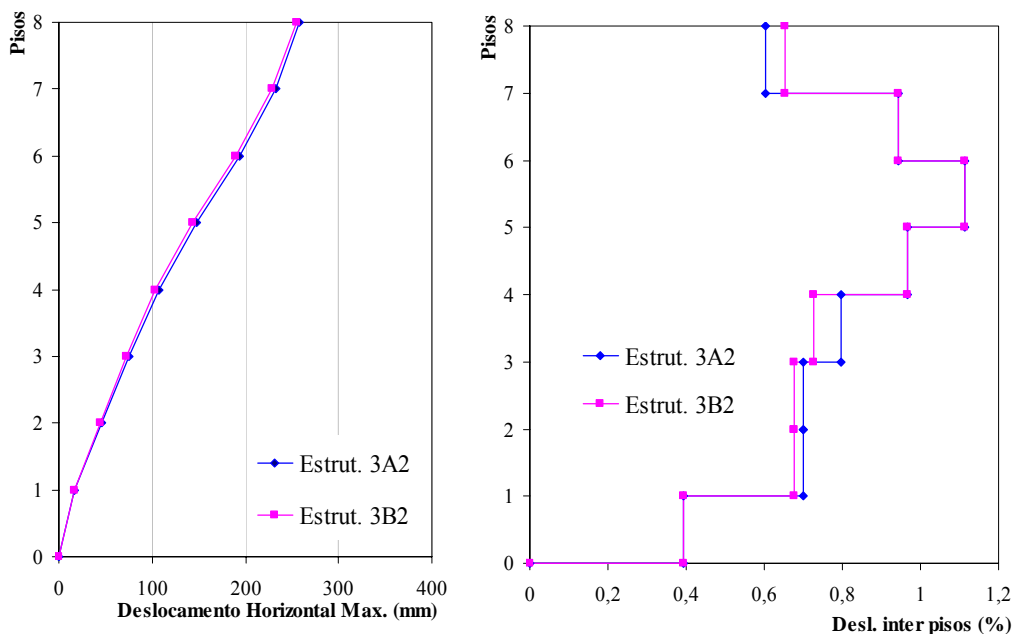


Figura 6-55 – a) Deslocamentos em altura da Estrutura 3, b) Deslocamentos inter-pisos da Estrutura 3.

Na Figura 6-56 apresenta-se o valor de deslocamentos no topo da Estrutura 3 ao longo do tempo para a acção sísmica considerada. Observa-se que as duas trajectórias são praticamente coincidentes, o que mais uma vez leva a concluir que para esta estrutura, e para as ligações consideradas, o nível de deslizamento das ligações, não influencia o desempenho estrutural.

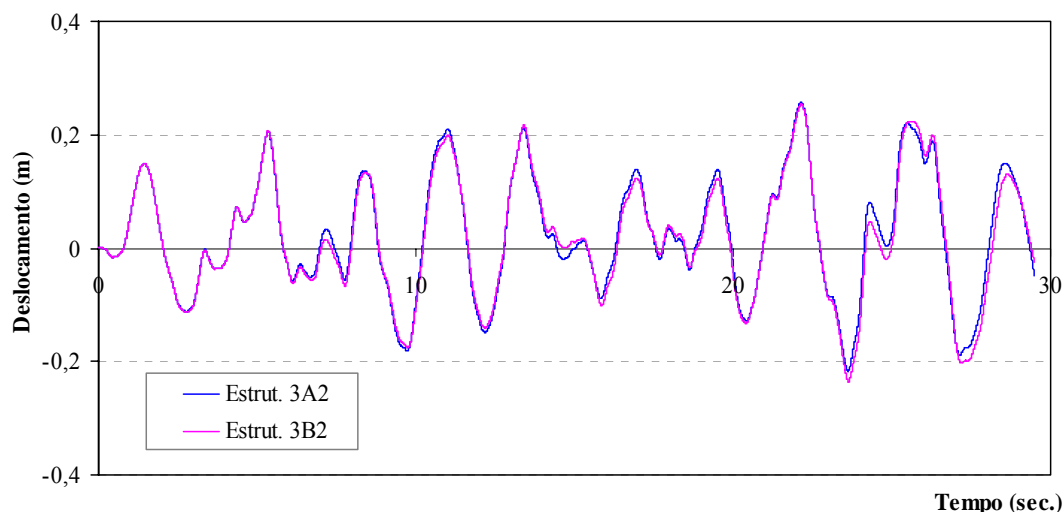


Figura 6-56 – Deslocamentos do topo da Estrutura 3.

Analisando a ligação mais esforçada, verifica-se que em relação ao valor dos momentos-flectores e das rotações atingidas a conclusão é idêntica. Ou seja, considerando as duas leis de comportamento hysterético das ligações os resultados revelam uma influência do deslizamento praticamente inexistente no desempenho sísmico estrutural.

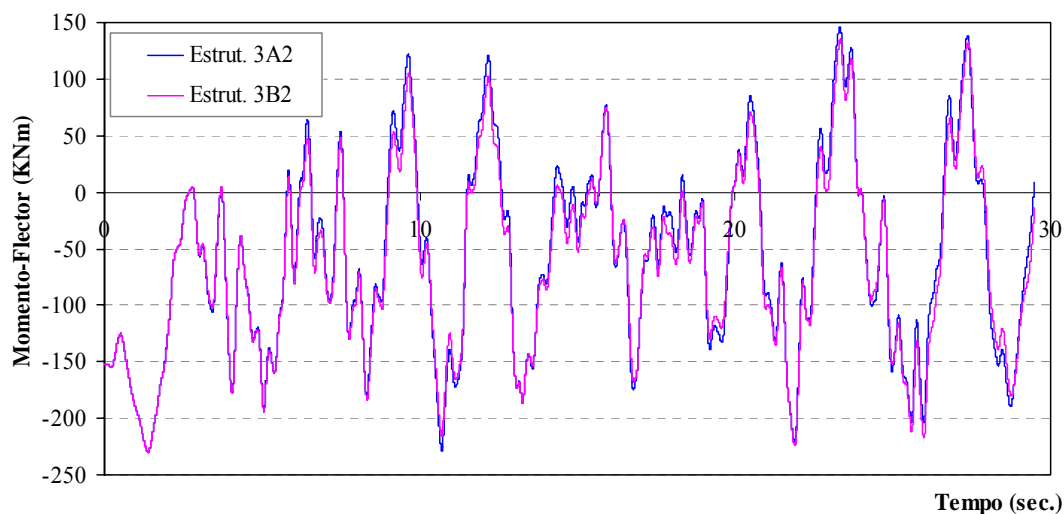


Figura 6-57 – Momento-flector na ligação 26.

Na Figura 6-59 a) e b) representam-se as curvas hysteréticas resultantes do carregamento dinâmico considerado, para a ligação 26, de acordo com a numeração apresentada na Figura 6-42, respectivamente para as ligações sem e com deslizamento. Observa-se que o comportamento é bastante semelhante para ambos os casos analisados, justificando a não influência do deslizamento no desempenho sísmico da Estrutura 3.

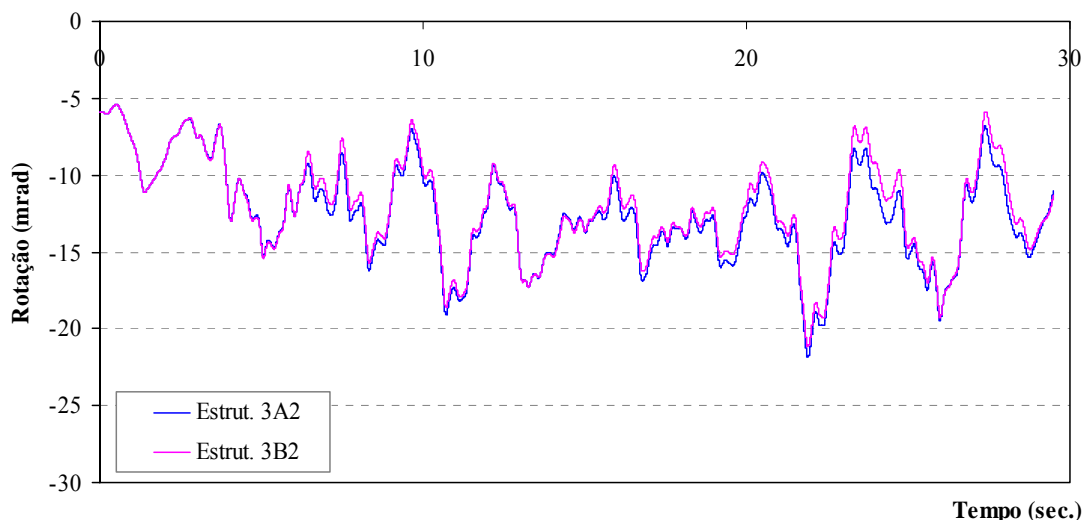


Figura 6-58 – Rotações da ligação 26.

Na realidade a diferença entre a energia dissipada pela ligação sem deslizamento e com deslizamento é praticamente imperceptível, observando-se duas trajetórias praticamente idênticas.

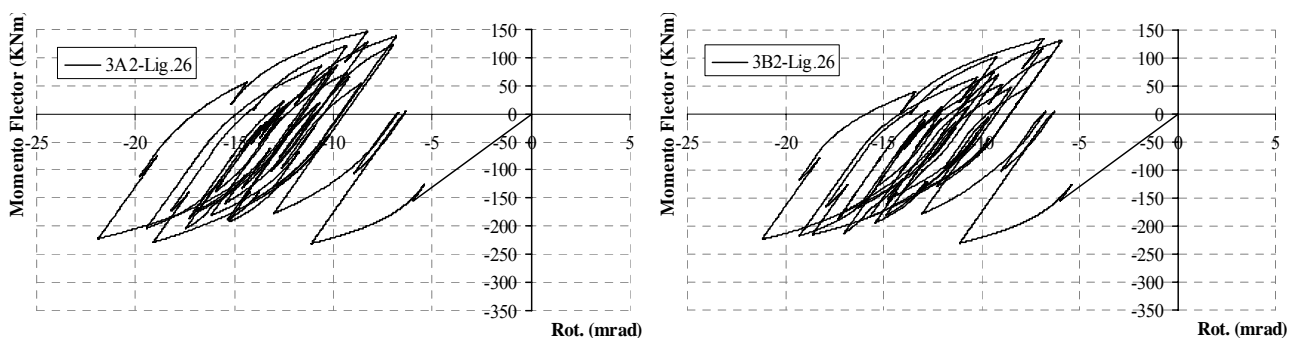


Figura 6-59 – Curva histerética real da ligação 26, a) Sem deslizamento, b) Com deslizamento.

Parte III – Influência da Distorção do Painel da Alma do Pilar

6.7 DESEMPENHO ESTRUTURAL

O objectivo desta secção é estudar a influência da distorção do painel da alma do pilar ao corte. Para tal foi necessário individualizar o comportamento desta componente e o comportamento da componente placa de extremidade à flexão. Este trabalho foi feito através dos ensaios laboratoriais, e os parâmetros que permitem simular o comportamento de cada uma destas componentes estão representadas na Tabela 6-4 e na Tabela 6-5, respectivamente para as ligações do tipo J1 e J4.

6.7.1 Estrutura 3 com ligações do tipo J1

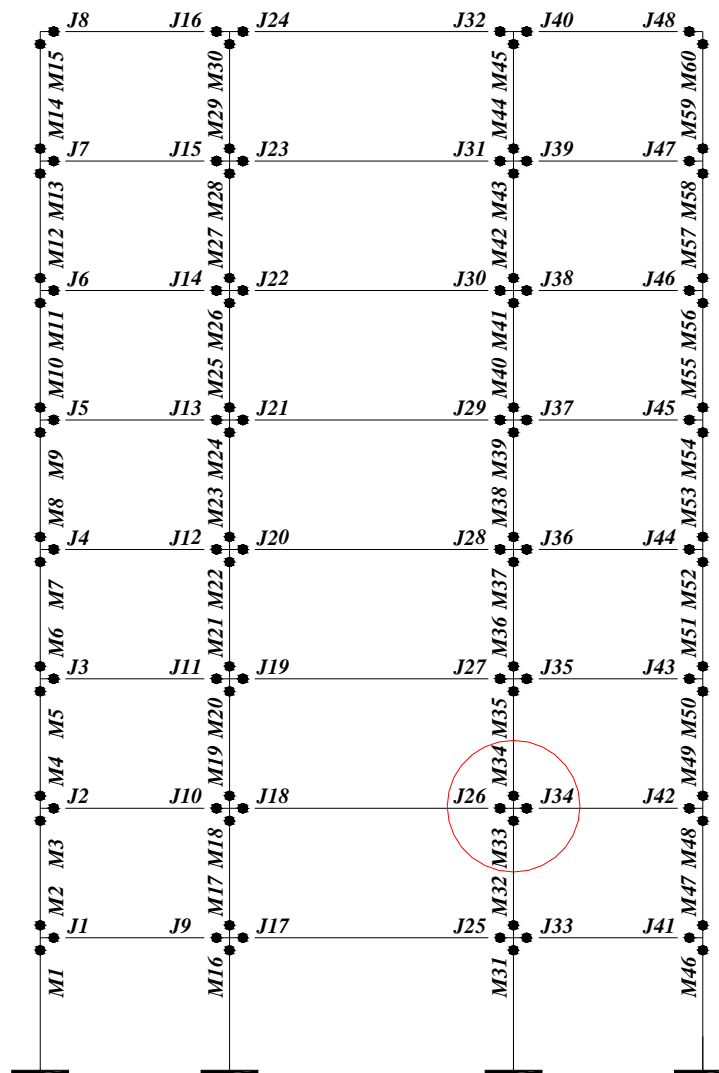


Figura 6-60 – Representação esquemática da modelação alternativa da Estrutura 3.

Para levar a efeito o estudo proposto, fez-se uma modelação mais discreta das ligações, para se poder fazer uso das leis individualizadas de comportamento histerético das componentes mais participativas na deformação da ligação e também para de uma forma indirecta se poder incorporar a translação resultante da deformação da ligação (ver Figura 6-13 b). Assim, na Figura 6-60 representa-se esta discretização onde estão definidos todos os elementos de mola considerados nesta nova forma de modelação estrutural, a qual se vai designar Estrut. 3D3-J1 (Estrutura 3, análise dinâmica, parte III e com ligações do tipo J1) e cujos resultados se comparam com os obtidos a partir da análise equivalente da Parte I Estrut. 3D-Din.

Na Figura 6-61 a) e na Figura 6-61 b) representam-se respectivamente os deslocamentos em altura e os deslocamentos inter-pisos para as duas análises referidas.

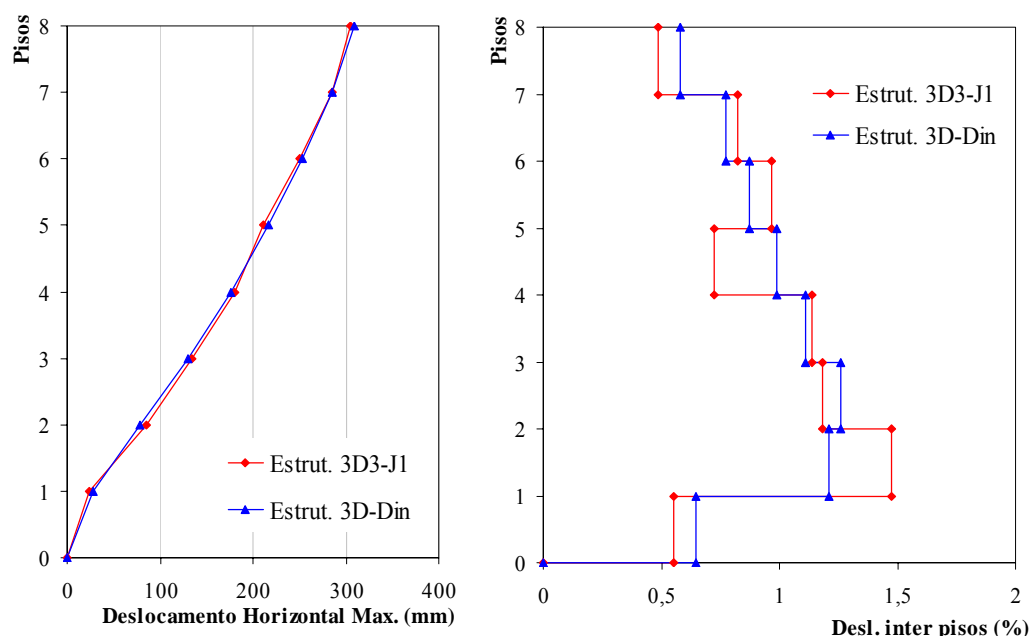


Figura 6-61 – Estrutura 3 com ligações do tipo J1, a) Deslocamentos em altura, b) Deslocamentos inter-pisos.

Na Figura 6-62 representa-se a história dos deslocamentos no topo da estrutura para as duas simulações. Observa-se que para este tipo de ligações e para a acção dinâmica considerada, o efeito da distorção da alma do pilar não produz efeitos ao nível dos deslocamentos máximos da estrutura. A evolução dos deslocamentos no topo do edifício ao longo do tempo para as duas análises é praticamente coincidente, apresentando apenas um troço entre os 10 e os 20 segundos onde se observa alguma diferença.

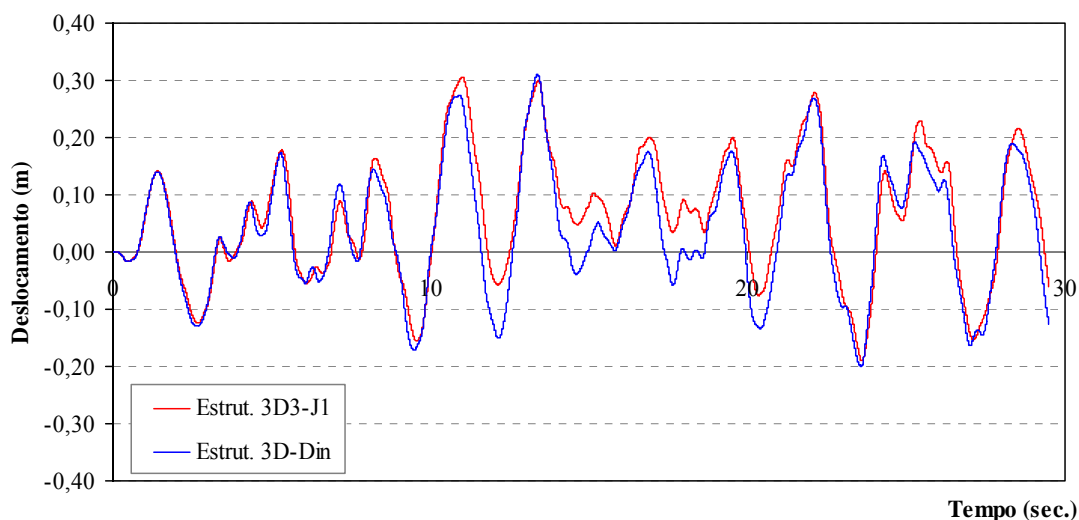


Figura 6-62 – Deslocamentos do topo da Estrutura 3.

Na Figura 6-63 e na Figura 6-64 representam-se as rotações nos quatro elementos que representam a ligação mais esforçada assinalada na Figura 6-60.

Se se observar a Figura 3-71 e a Figura 3-72 conclui-se que as amplitudes de deformação do painel da alma do pilar ao corte nos ensaios laboratoriais são de aproximadamente -15 mrad e 15 mrad, respectivamente para deformações negativas e positivas, enquanto que as amplitudes de deformação da placa de extremidade à flexão variam entre aproximadamente -8 mrad e 8 mrad, respectivamente para deformações negativas e positivas.

Quando se observam as rotações máximas da ligação analisada da Estrutura 3D3-J1, observa-se que o painel da alma do pilar atinge valores da ordem dos 13 e -13 mrad, respectivamente para a ligação M33 e M34, valores que estão dentro dos obtidos experimentalmente. A mesma conclusão pode ser retirada da placa de extremidade, como representado na Figura 6-64.

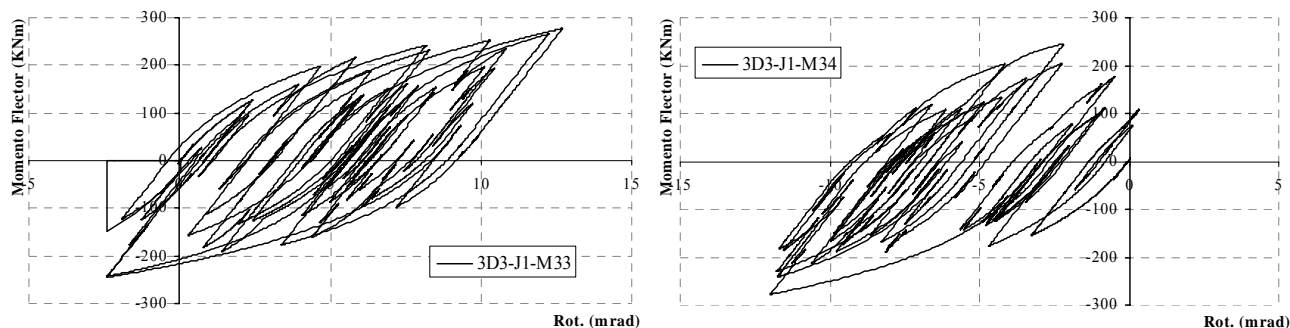


Figura 6-63 – Curva histerética real da Estrutura 3D3-J1, a) ligação M33, b) ligação M34.

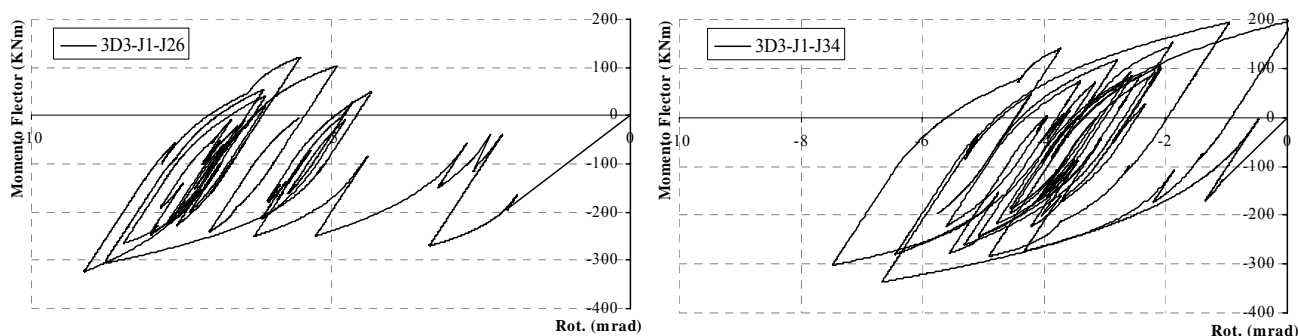


Figura 6-64 – Curva histerética real da Estrutura 3D3-J1, a) ligação J26, b) ligação J34.

6.7.2 Estrutura 3 com ligações do tipo J4

Considerando agora a estrutura 3 constituída com as ligações do tipo J4, fez-se uma nova simulação a que se atribuiu a referência Estru.3D3-J4 cujos resultados são comparados com a simulação equivalente da Parte II cuja referência é Estrut.3B2. Na Figura 6-65 a) e na Figura 6-66 b) podem observar-se respectivamente os deslocamentos em altura e os deslocamentos inter-pisos. Na Figura 6-66 representam-se a história dos deslocamentos no topo do edifício. Observando os deslocamentos máximos atingidos no topo do edifício, verifica-se um acréscimo de aproximadamente 10%, considerando a distorção da alma do pilar ao corte (Estrut. 3D3-J4).

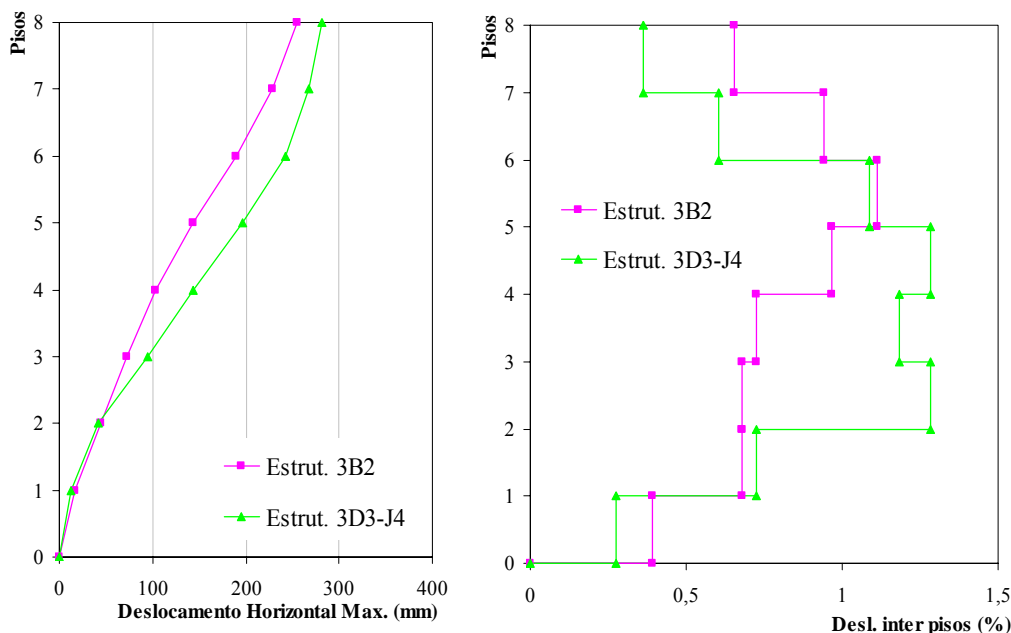


Figura 6-65 – a) Deslocamentos em altura da Estrutura 3, b) Deslocamentos inter-pisos da Estrutura 3.

Observando a evolução dos deslocamentos no topo do edifício ao longo do tempo, constata-se que na generalidade da trajetória estes são menores para a Estrutura 3D3-J4, à excepção do deslocamento máximo que é maior como se comprova pela observação dos resultados obtidos no instante 25,96 segundos.

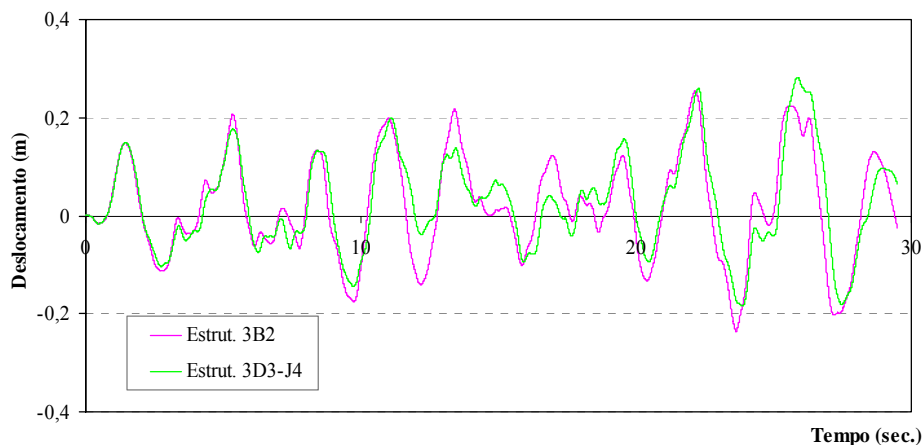


Figura 6-66 – Deslocamentos do topo da Estrutura 3.

Na Figura 6-67 e na Figura 6-68 representam-se as curvas histeréticas para a ligação assinalada na Figura 6-60. Observa-se claramente o efeito de deslizamento nos elementos que simulam a placa de extremidade. As deformações observadas nas duas componentes estão abaixo dos valores observados nos ensaios experimentais.

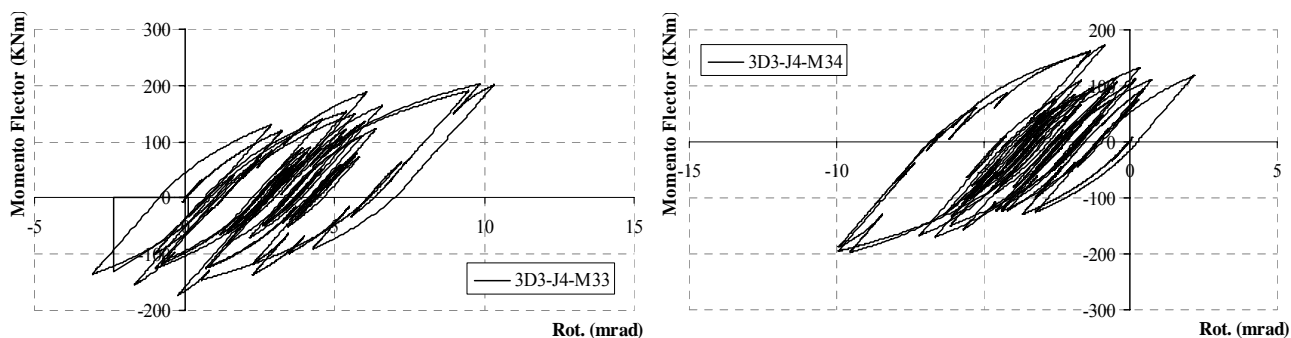


Figura 6-67 – Curva histerética real da Estrutura 3D3-J4, a) ligação M33, b) ligação M34.

Para se perceber melhor a influencia da distorção do painel da alma do pilar ao corte, uma vez que da simulação que acaba de ser apresentada parece dar a entender, que essa influencia poderá resultar num agravamento nos deslocamentos máximos, realizou-se mais uma simulação, considerando a componente placa de extremidade à flexão sem deslizamento. Para tal, nesta nova simulação com a referência 3D3-J4i os parâmetros respectivos ao deslizamento desta componente foram considerados nulos.

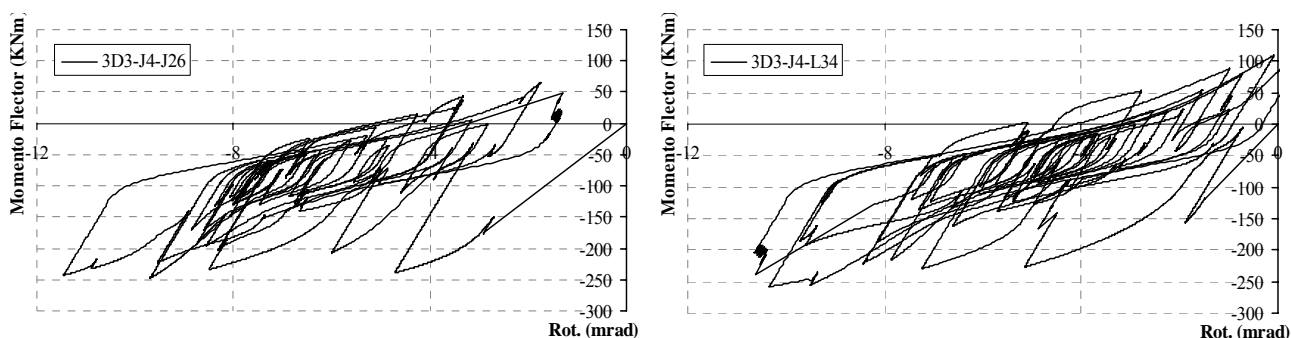


Figura 6-68 – Curva histerética real da Estrutura 3D3-J4, a) ligação J26, b) ligação J34.

Na Figura 6-69 representa-se o valor dos deslocamentos no topo do edifício ao longo do tempo, para esta nova simulação comparando os resultados obtidos com a modelação anterior. Verifica-se que de uma forma geral os deslocamentos para a estrutura com a componente placa de extremidade com deslizamento tem deslocamentos menores, apresentando o deslocamento máximo ligeiramente superior.

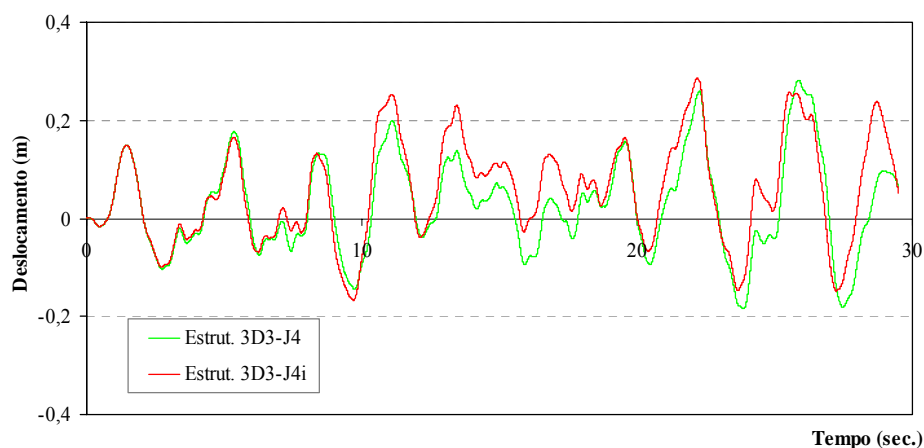


Figura 6-69 – Deslocamentos do topo da Estrutura 3.

Analisando em detalhe a ligação assinalada na Figura 6-60, observa-se que, para a estrutura com a placa de extremidade sem deslizamento (3D3-J4i), de uma forma geral e ao longo do tempo, o esforço observado no painel da alma do pilar é maior. Contudo em determinados instantes, nomeadamente nos instantes em que ocorrem os deslocamentos máximos (23,95 e 25,95 segundos), verifica-se uma inversão no acelerograma. Os esforços no painel da alma do pilar, nesse instante, para a estrutura com a placa de extremidade com deslizamento, são maiores, como se assinala na Figura 6-70 e na Figura 6-71. As rotações são sempre maiores na placa de extremidade com deslizamento (3D3-J4), como se observa na Figura 6-76 e na Figura 6-77 respectivamente para as Ligações J26 e J34.

É importante referir que, em função do reduzido número de simulações executadas, as conclusões obtidas não podem ser generalizadas. No entanto, é importante referir que com este estudo se observa uma redistribuição de esforços para o painel da alma do pilar no instante em que ocorrem os deslocamentos máximos, isto na estrutura com placa de extremidade com deslizamento. Este comportamento pode ajudar a justificar o aumento dos deslocamentos máximos observados no topo da estrutura quando se considera a influencia da distorção do painel a alma do pilar ao corte e quando a placa de extremidade tem um nível de deslizamento apreciável, como acontece com a ligação do Grupo J4, e se observou na Figura 6-66.

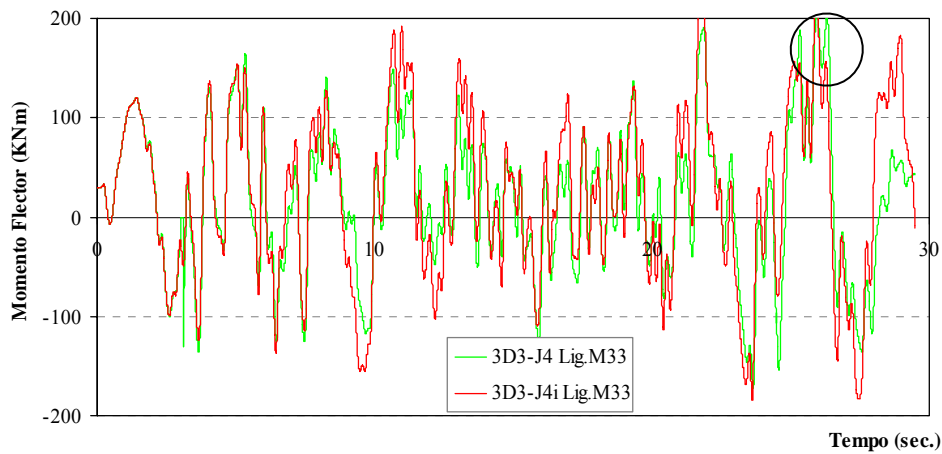


Figura 6-70 – Momento-flector na ligação M33.

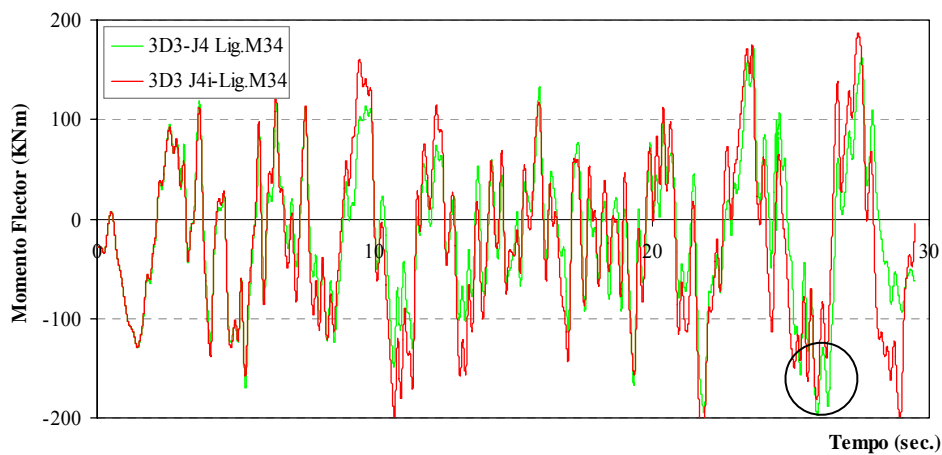


Figura 6-71 – Momento-flector na ligação M34.

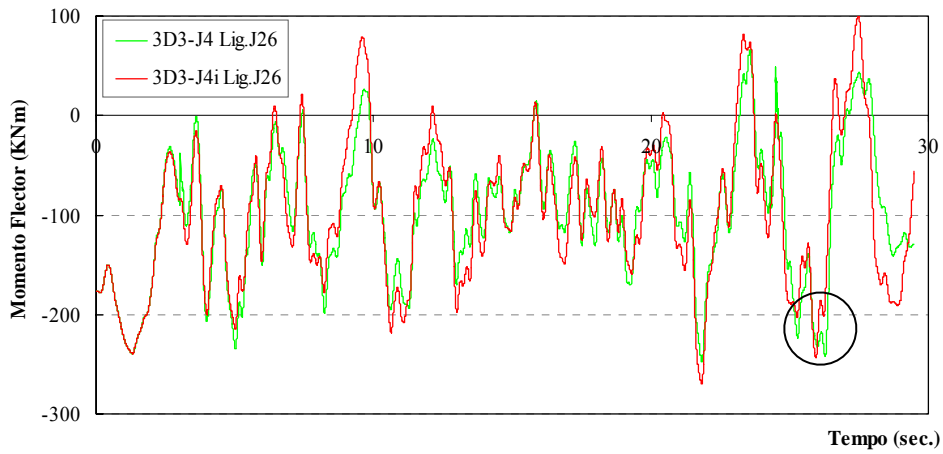


Figura 6-72 – Momento-flector na ligação J26.

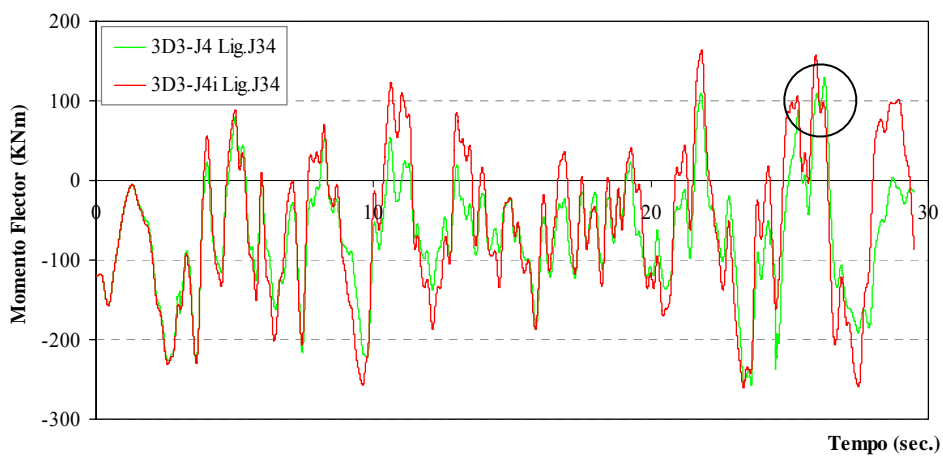


Figura 6-73 – Momento-flector na ligação J34.

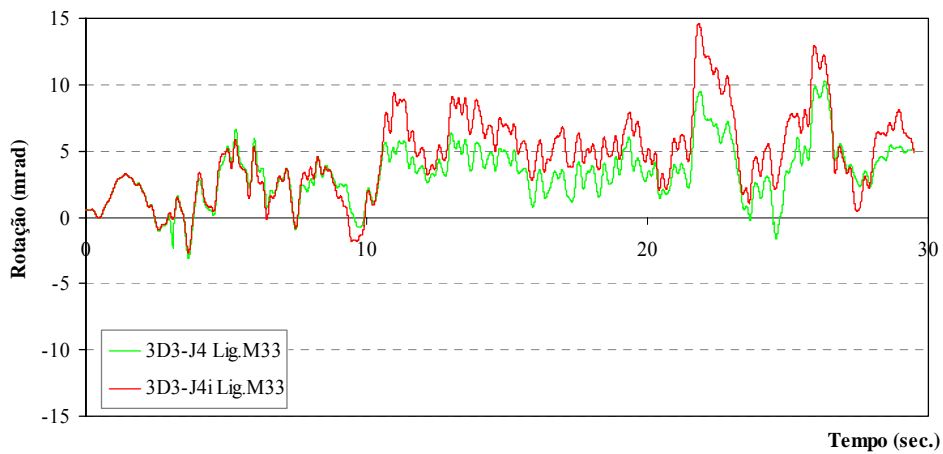


Figura 6-74 – Rotações na ligação M33.

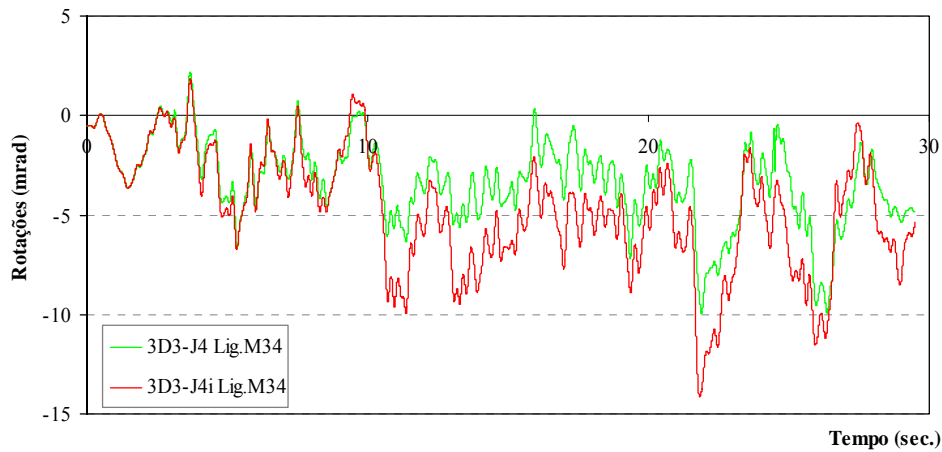


Figura 6-75 – Rotações na ligação M34.

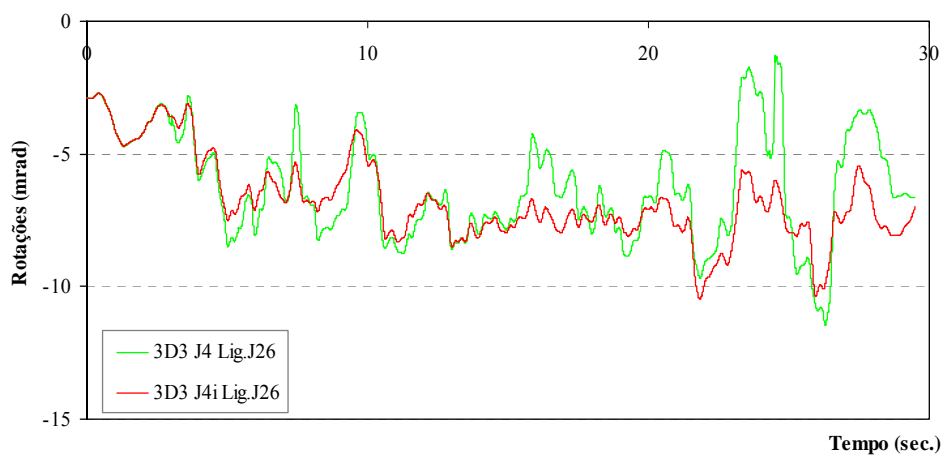


Figura 6-76 – Rotações na ligação J26.

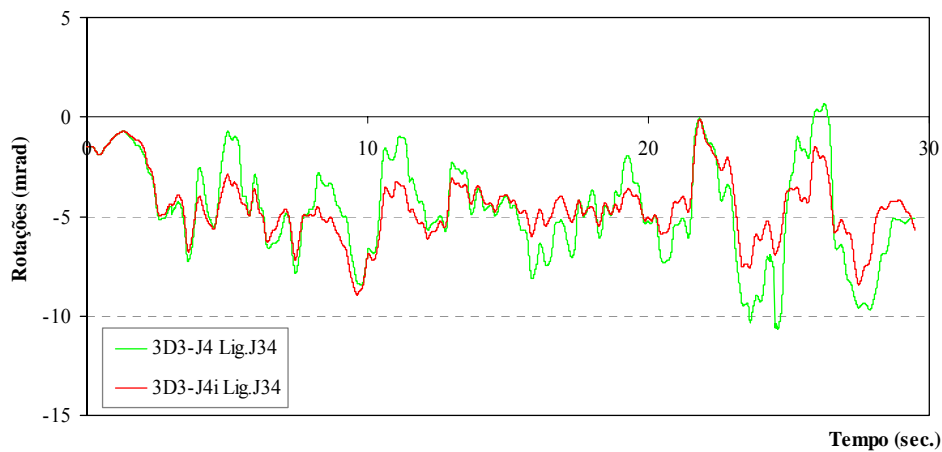


Figura 6-77 – Rotações na ligação J34.

Por último, interessa comparar as duas análises feitas para a Estrutura 3, considerando as ligações do Grupo J1 (Estrut. 3D3-J1) e do Grupo J4 (Estrut. 3D3-J4). Os resultados em termos de deslocamentos no topo da estrutura ao longo do tempo devido à actuação do mesmo

acelerograma podem ser observados na Figura 6-78. Os deslocamentos nos pisos e inter-pisos podem ser comparados na Figura 6-79 a) e na Figura 6-79 b), respectivamente.

Para a ação considerada, observa-se um acréscimo de aproximadamente 7,5%, nos valores dos deslocamentos horizontais máximos no topo do edifício, quando se comparam a Estrutura 3D3-J1 e a Estrutura 3D3-J4. A estrutura com as ligações do tipo J1 é uma estrutura mais rígida e ao mesmo tempo mais resistente ao nível de esforços suportados pela ligação.

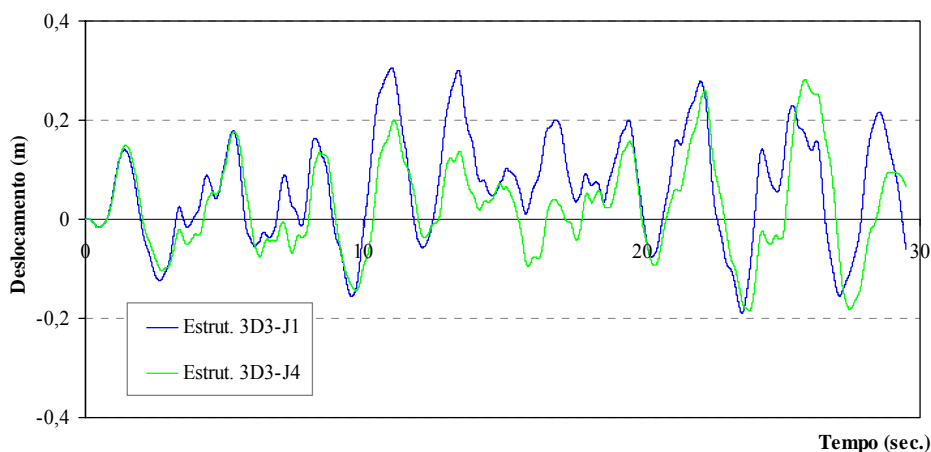


Figura 6-78 – Deslocamentos do topo da Estrutura 3.

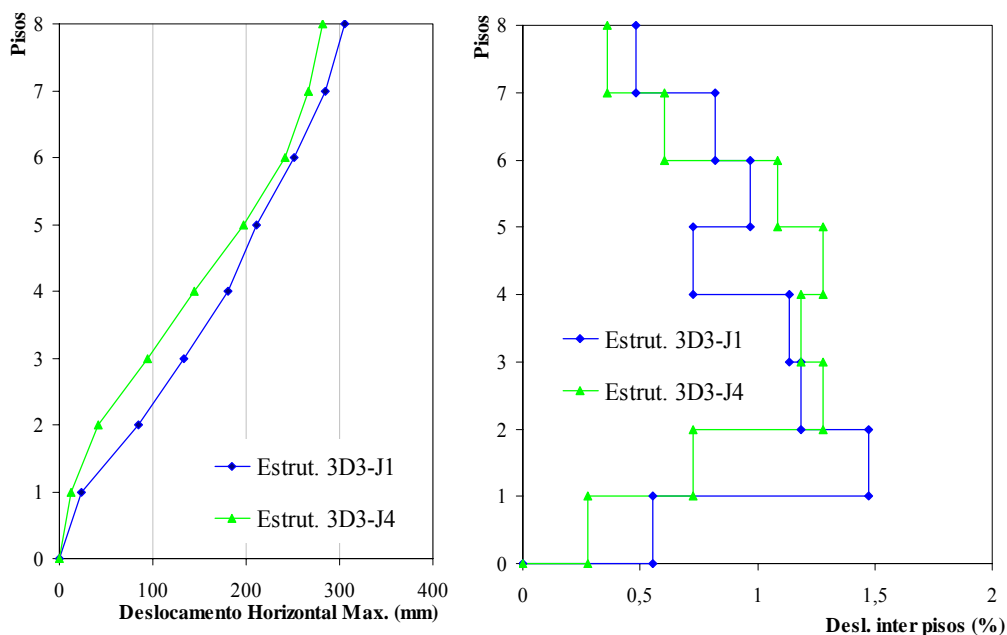


Figura 6-79 – a) Deslocamentos em altura da Estrutura 3, b) Deslocamentos inter-pisos da Estrutura 3.

6.8 SÍNTESE

Neste capítulo apresenta-se o desempenho do modelo implementado através do estudo da influência do comportamento real das ligações no desempenho sísmico global de três estruturas.

Foram consideradas três tipologias de estruturas. A Estrutura 1, uma estrutura baixa com maior desenvolvimento em largura, a Estrutura 2, uma estrutura estreita com maior desenvolvimento em altura e a Estrutura 3 que pretende simular um edifício real de maior envergadura.

O estudo dividiu-se em três Partes. A Parte I onde se estuda em particular a influência do comportamento hysterético da ligação no desempenho estrutural, recorrendo a análises dinâmicas não lineares e análises estáticas não lineares. Na Parte II, estuda-se a influência do deslizamento observado ao nível das ligações no desempenho estrutural da Estrutura 1 e Estrutura 3 submetidas a acções dinâmicas não lineares. Na Parte III estudou-se a influência da distorção do painel da alma do pilar ao corte.

Na Parte I estudou-se a influência do modelo hysterético no comportamento global da estrutura, concluindo-se claramente que o modelo hysterético implementado apresenta um bom desempenho para simular o comportamento real das ligações. Para as acções consideradas e para as estruturas analisadas, à medida que se evolui na modelação da ligação na direcção do seu comportamento real, o desempenho estrutural apresenta respostas diversas.

Na Parte II, verificou-se a influência do deslizamento observado ao nível das ligações no desempenho sísmico das estruturas. Conclui-se que se as ligações que materializam uma determinada estrutura forem consideravelmente afectadas por fenómenos de deslizamento, como acontece com as ligações da Estrutura 1, onde essa influência pode ser significativa.

Na Parte III, com o modelo implementado, tentou-se também perceber a influência da distorção do painel da alma do pilar ao corte. Considerando estas conclusões reservadas, observou-se que a distorção do painel da alma do pilar ao corte pode influenciar o desempenho estrutural, nomeadamente quando a componente placa de extremidade à flexão apresenta um grau de deslizamento apreciável, como acontece com as ligações do Grupo J4.

CAPÍTULO 7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

Com a elaboração deste trabalho procurou-se contribuir de uma forma sustentada, por um lado para o conhecimento do comportamento individualizado de ligações metálicas e por outro lado a implementação de um modelo numérico que permitisse estudar a influência do comportamento real das ligações metálicas no comportamento global das estruturas metálicas quando solicitadas a acções sísmicas.

A metodologia adoptada assenta no cumprimento de três etapas bem estruturadas ao longo do período de trabalho. A primeira etapa foi preenchida com o desenvolvimento e posterior calibração de um modelo numérico, que permite reproduzir o comportamento real das ligações. Esse modelo foi depois incorporado num software de cálculo automático, que permite a análise global da estrutura.

Na segunda etapa, iniciada um pouco mais tarde, foi constituída pela elaboração e execução de um programa de ensaios experimentais, dividido em quatro séries de ensaios, perfazendo um total de 13 ensaios. Estes ensaios experimentais, a par de ensaios experimentais de outros autores permitiram a calibração do modelo anteriormente implementado.

A terceira e última etapa teve por objectivo aferir o bom desempenho do modelo implementado quando se estuda a influência do comportamento real das ligações metálicas no comportamento global das estruturas.

7.1.1 Etapa 1

Na primeira etapa do trabalho fez-se a implementação e calibração do modelo a partir dos resultados obtidos com as ligações ensaiadas, considerando o seu comportamento global e as duas componentes mais participativas, o painel da alma do pilar ao corte e a placa de extremidade à flexão. Os parâmetros de calibração do modelo para as ligações ensaiadas são os apresentados na Tabela 7-1, Tabela 7-2 e na Tabela 7-3, respectivamente para o comportamento global e para as componentes referidas.

Neste ponto apresentou-se também a implementação numérica do modelo hysterético a ligações metálicas e mistas de outros autores. O modelo foi aplicado a treze ensaios de ligações metálicas e mais nove ensaios de ligações mistas de outros autores, demonstrando um bom desempenho como ficou provado.

Ligação	K_a KNm/rad	M_a KNm	K_{pa} KNm/rad	n_a	K_{ap} KNm/rad	M_{ap} KNm	K_{pap} KNm/rad	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa} rad
J1	69500	285	5500	1	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0,1
J2	69500	285	5500	1	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0,1
J3	100000	336	6500	1	0	0	0	0	0	0	0	10	0	0	0,1
J4	50000	245	4000	1	50000	120	4000	1	10	0,1	1	3	0	0	0,1
	K_d KNm/rad	M_d KNm	K_{pd} KNm/rad	n_d	K_{dp} KNm/rad	M_{dp} KNm	K_{pdp} KNm/rad	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd} rad
J1	69500	285	5500	1	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0,1
J2	69500	285	5500	1	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0,1
J3	100000	336	6500	1	0	0	0	0	0	0	0	10	0	0	0,1
J4	50000	245	4000	1	50000	120	4000	1	10	0,1	1	3	0	0	0,1

Tabela 7-1 – Parâmetros de calibração das curvas hysteréticas do comportamento global das ligações ensaiadas.

Ligação	K_a KNm/rad	M_a KNm	K_{pa} KNm/rad	n_a	K_{ap} KNm/rad	M_{ap} KNm	K_{pap} KNm/rad	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa} rad
J1	80120	318	5500	1	80120	318	5500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
J2	80120	318	5500	1	80120	318	5500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
J3	110111	392	6500	1	110111	392	6500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
J4	60901	260	4000	1	60901	260	4000	1	0	0	0	0	0	0	0,1
	K_d KNm/rad	M_d KNm	K_{pd} KNm/rad	n_d	K_{dp} KNm/rad	M_{dp} KNm	K_{pdp} KNm/rad	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd} rad
J1	80120	318	5500	1	80120	318	5500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
J2	80120	318	5500	1	80120	318	5500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
J3	110111	392	6500	1	110111	392	6500	1	0	0	0	0	0	0	0,1
J4	60901	260	4000	1	60901	260	4000	1	0	0	0	0	0	0	0,1

Tabela 7-2 – Parâmetros de calibração das curvas hysteréticas da componente alma da coluna ao corte.

Ligação	K_a KNm/rad	M_a KNm	K_{pa} KNm/rad	n_a	K_{ap} KNm/rad	M_{ap} KNm	K_{pap} KNm/rad	n_{ap}	t_{1a}	t_{2a}	C_a	i_{Ka}	i_{Ma}	H_a	E_{maxa} rad
J1	190000	280	18000	1	190000	200	18000	1	10	1	1	0	0	0	0,1
J2	190000	280	18000	1	190000	200	18000	1	10	1	1	0	0	0	0,1
J3	190000	330	18000	1	190000	120	18000	1	10	1	0,7	0	0	0	0,1
J4	130000	240	12000	1	13000	40	12000	1	5	1	1	0	0,1	0	0,1
	K_d KNm/rad	M_d KNm	K_{pd} KNm/rad	n_d	K_{dp} KNm/rad	M_{dp} KNm	K_{pdp} KNm/rad	n_{dp}	t_{1d}	t_{2d}	C_d	i_{Kd}	i_{Md}	H_d	E_{maxd} rad
J1	190000	280	18000	1	190000	200	18000	1	10	1	1	0	0	0	0,1
J2	190000	280	18000	1	190000	200	18000	1	10	1	1	0	0	0	0,1
J3	190000	330	18000	1	190000	120	18000	1	10	1	0,7	0	0	0	0,1
J4	130000	240	12000	1	13000	40	12000	1	5	1	1	0	0,1	0	0,1

Tabela 7-3 – Parâmetros de calibração das curvas hysteréticas da componente placa de extremidade à flexão.

Apresentam-se na Tabela 7-4 e na Tabela 7-5 os parâmetros de calibração do modelo para as ligações metálicas de outros autores, respectivamente para os tramos ascendentes e tramos descendentes.

Test N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
K_a KNm/rad	78000	35000	63751	79370	19000	10210	4550	4300	20000	9800	12500	32263	16254
M_a KNm	80	120	400	400	50	70	60	25	38	52	55	75	142
K_{pa} KNm/rad	800	1000	1	1	300	300	100	300	900	900	300	900	1000
n_a	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	1
K_{ap} KNm/rad	78000	35000	0	0	19000	10210	4550	0	0	0	12500	32263	16254
M_{ap} KNm	55	80	0	0	25	15	5	0	0	0	15	50	50
K_{pap} KNm/rad	800	1000	0	0	300	200	100	0	0	0	300	900	1000
n_{ap}	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1	1
t_{1a}	15	1	0	0	10	15	20	0	0	0	20	15	15
t_{2a}	0,3	0,3	0	0	0,3	0,3	0,3	0	0	0	0,3	0,3	0,3
C_a	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1	1
i_{Ka}	60	10	40	40	0	0	0	0	0	0	30	30	10
i_{Ma}	0,02	0	0,03	0,05	0,03	0	0	0	0,03	0,04	0	0	0
H_a	0	0,02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E_{maxa} rad	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

Tabela 7-4 – Parâmetros para os tramos ascendentes, para ligações metálicas de outros autores.

Test N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
K_d KNm/rad	97500	35000	63751	79370	30500	10210	3550	4300	20000	9800	20100	32263	16254
M_d KNm	80	130	400	400	50	65	50	21	30	52	50	75	142
K_{pd} KNm/rad	800	1000	1	1	300	300	150	300	900	900	300	900	1000
n_d	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	1
K_{dp} KNm/rad	97500	35000	0	0	30500	10210	3550	4300	2000	0	20100	32263	16254
M_{dp} KNm	50	80	0	0	20	10	5	10	30	0	10	50	50
K_{pdp} KNm/rad	800	1000	0	0	300	300	100	300	900	0	300	900	1000
n_{dp}	1	1	0	0	1	1	1	1	2	0	1	1	1
t_{1d}	10	1	0	0	10	15	20	0	0	0	20	15	15
t_{2d}	0,3	0,3	0	0	0,3	0,3	0,3	0	0	0	0,3	0,3	0,3
C_d	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1	1
i_{Kd}	60	10	30	30	0	0	0	0	0	0	0	30	10
i_{Md}	0,2	0	0,03	0,05	0,03	0	0	0	0,03	0,04	0	0	0
H_d	0	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
K_d KNm/rad	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

Tabela 7-5 – Parâmetros para os tramos descendentes, para ligações metálicas de outros autores.

Na Tabela 7-6 e na Tabela 7-7 apresentam-se os parâmetros de calibração do modelo para as ligações mistas de outros autores, respectivamente para os tramos ascendentes e tramos descendentes.

Ensaio N°	1	2	3	4	5/6	7	8	9**	Valor de Ref.
K_a KNm/rad	24570	36950	16500	34400	36870	27648	32697	102500	K_y^+
M_a KNm	130	200	85	117	170	170	210	240	$1,2 \times M_y^+$
K_{pa} KNm/rad	600	1025	825	1700	1100	1000	1300	3000	$0,03 \times K_y^+$
n_a	2	2	2	2	2	2	2	2	2
K_{ap} KNm/rad	24570	36950	16500	34400	36870	27648	32697	102500	K_y^+
M_{ap} KNm	70	140	40	60	100	100	120	1**	$0,65 \times M_a$
K_{pap} KNm/rad	600	1025	825	1700	1100	1000	1300	3000	$0,03 \times K_y^+$
n_{ap}	1	1	1	1	1	1	1	1	1
t_{1a}	15	10	6	10	15	15	15	15	$6 < \dots < 15$
t_{2a}	0,5	0,5	0,15	0,15	0,5	0,1	0,1	0,2	$0,15 < \dots < 0,5$
C_a	1	1	1	1	1	1	1	1	1
i_{Ka}	15	20	3	15	25	30	15	25	$3 < \dots < 25$
i_{Ma}	0,15	0,25	0,02	0,01	0,10	0	0	0,4	$0,01 < \dots < 0,25$
H_a	0,07	0,09	0,05	0,02	0,02	0,04	0,03	0,02	$0,01 < \dots < 0,09$
E_{maxa} rad	0,1	0,1	0,1	0,1	1	0,01	0,1	0,1	0,1

Tabela 7-6 – Parâmetros para os tramos ascendentes, para ligações metálicas e mistas de outros autores.

Ensaio N°	1	2	3	4	5/6	7	8	9**	Valor de Ref.
K_d KNm/rad	26810	40830	18830	36220	37920	16987	35118	75050	K_y^-
M_d KNm	125	170	80	118	167	160	190	175	$1,2 \times M_y^-$
K_{pd} KNm/rad	670	1020	940	1800	1140	425	1300	3250	$0,03 \times K_y^-$
n_d	2	2	2	2	2	2	2	2	2
K_{dp} KNm/rad	26810	40830	18830	36220	37920	16987	35118	75050	K_y^-
M_{dp} KNm	60	75	60	60	110	90	100	110	$0,65 \times M_d$
K_{pdp} KNm/rad	670	1020	940	1800	1140	425	1300	3250	$0,03 \times K_y^-$
n_{dp}	1	1	1	1	1	1	1	1	1
t_{1d}	6	15	5	20	20	15	15	20	$5 < \dots < 20$
t_{2d}	0,2	0,5	0,15	0,15	0,2	0,1	0,1	0,5	$0,15 < \dots < 0,5$
C_d	1	1	1	1	1	1	1	1	1
i_{Kd}	18	20	1	5	15	0	10	15	$1 < \dots < 20$
i_{Md}	0,10	0,11	0,01	0,01	0,10	0	0	0,01	$0,01 < \dots < 0,11$
H_d	0	0	0,02	0	0	0	0	0	0
E_{maxd} rad	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

Tabela 7-7 – Parâmetros para os tramos descendentes, para ligações metálicas e mistas de outros autores.

Em conclusão e em resultado da aplicação do modelo às ligações metálicas ensaiadas no âmbito deste trabalho e de outros autores podem desde já assumir-se alguns pressupostos:

- i) Para as ligações com placa de extremidade duplamente estendida (reconhecidas à partida como tendo um bom desempenho sísmico), os 15 parâmetros ascendentes são idênticos aos 15 parâmetros descendentes.
- ii) Os parâmetros que resultam da curva de comportamento monotónico (K_a , M_a , K_{pa} , K_d , M_d , K_{pd}), podem se obtidos com alguma precisão pela aplicação do método das componentes do EC3-1-8 (CEN, 2005 d), para a tipologia de ligações referida nesta secção do trabalho apresentado.
- iii) Para ligações que não apresentem deslizamento, e sem degradação de rigidez, como as ligações de placa de extremidade estendida com enrijecedores transversais na alma do pilar, ao nível dos banzos da viga, são apenas necessários 6 parâmetros. Destes, os três primeiros podem ser obtidos usando o método das componentes, o quarto (factor de ajustamento à curva) é normalmente 1 ou 2. O último é normalmente igual a 0,1 rad. O parâmetro que define a degradação de resistência (i_{Ma}), é facilmente conseguido através de um valor médio com base num suficiente número de ensaios.

A influência do deslizamento é um aspecto crucial no estabelecimento dos parâmetros do modelo apresentado. Para as ligações de placa de extremidade este aspecto é claramente notório. Por isso é pragmático caminhar-se no sentido de se aplicarem cada vez mais ligações metálicas standard, cujo comportamento cíclico esteja definido e conhecido à partida.

Fez-se ainda a verificação de alguns dos requisitos que as ligações dissipativas semi-rígidas e/ou de resistência devem obedecer segundo o EC8 (CEN, 2005 d). Verificou-se que estas ligações verificam alguns dos requisitos, concluindo-se que estas ligações podem ser usadas de uma forma segura em regiões sísmicas, ressalvando-se sempre uma apreciação mais sustentada, com base em estudos paramétricos que procurem estabelecer até que intensidade sísmica estas possam ser utilizadas.

7.1.2 Etapa 2

Nos ensaios experimentais dos provetes à tracção observou-se que:

- ✓ Os valores médios obtidos para a tensão de cedência do aço andam à volta de 20 % a mais relativamente ao respectivo valor nominal, enquanto que comparando os valores médios e nominais do módulo de elasticidade e da tensão última o desvio é significativamente menor, na ordem dos 2% e entre e 2% a 8% respectivamente;
- ✓ O valor médio obtido para a tensão de rotura dos parafusos foi de sensivelmente 15% superior ao respectivo valor nominal.

Através dos ensaios à tracção confirmam-se os valores nominais para as propriedades do material.

Nos ensaios experimentais das ligações da série J1, observou-se que:

- ✓ A ligação J1.1 rompeu pela placa de extremidade, para uma deformação de 70 mrad. 75% da rotação da ligação é dependente da deformabilidade do painel da alma do pilar, enquanto que a placa de extremidade é responsável em 20 %.
- ✓ Do estudo metalográfico realizado a uma amostra recolhida nesta ligação, percebe-se que a fractura teve início na zona afectada pelo calor (ZAC), com comportamento dúctil no início e menos dúctil na parte final;
- ✓ A ligação J1.3 rompeu de uma forma gradual, no ciclo 18 podia já observar-se algum destacamento do cordão de soldadura relativamente ao banzo da viga, acabando por romper à passagem pelo ciclo 22, para momentos negativos, na interface cordão de soldadura placa de extremidade. Nesta trajectória histerética a ligação dissipou energia no valor de 293979,45 KNm×mrad, atingiu uma deformação máxima entre -24 e 20 mrad a que correspondem os valores de resistência de -361 KNm e +351 KNm, respectivamente;
- ✓ A ligação J1.2 completou 82 ciclos, e rompeu à passagem do ciclo 83º com o mesmo modo de rotura do ensaio anterior, ou seja na interface cordão de soldadura placa de extremidade. Dissipou 435156,50 KNm×mrad de energia, um valor significativamente superior ao observado na ligação anterior, devido às menores amplitudes de carregamento aplicadas. Atingiu uma deformação máxima entre -20 e 16 mrad a que correspondem os valores de resistência de -327 KNm e +340 KNm, respectivamente.

- ✓ A ligação J1.4 completou 28 ciclos e rompeu pelo mesmo modo das ligações anteriores à passagem do ciclo seguinte, para momentos negativos, dissipando 201945,9 KNm×mrad de energia. Atingiu uma deformação máxima entre -26 e 20 mrad a que correspondem os valores de resistência de -361 KNm e +343 KNm, respectivamente.
- ✓ Nas ligações J1.2, J1.3 e J1.4, a energia dissipada pelo painel da alma do pilar representa 83 % do total da energia dissipada.

Nos ensaios experimentais das ligações da série J2, verificou-se que:

- ✓ A ligação J2.1 rompeu pela placa de extremidade, para uma deformação de 96 mrad. Também nesta ligação 75% da rotação da ligação é dependente da deformabilidade do painel da alma do pilar, enquanto que a placa de extremidade é responsável pelos restantes 20 %.
- ✓ A rotura da ligação J2.3 aconteceu no semi-ciclo 54 (ciclo 27), para momentos positivos, dissipando 382944,9 KNm×mrad de energia, atingindo uma deformação máxima entre -28 e 19 a que correspondem os valores de resistência de -358 KNm e 368 KNm, respectivamente. O modo de rotura observado foi o descolamento do banzo inferior da viga da placa de extremidade na interface do cordão de soldadura.
- ✓ A rotura da ligação J2.2 verificou-se no semi-ciclo 54 (ciclo 27), para momentos positivos, novamente pela ligação do cordão de soldadura com o banzo da viga. A ligação dissipou 368537,7 KNm/mrad de energia atingindo as deformações máximas de -23,50 mrad e 20,78 mrad a que corresponde respectivamente um esforço de flexão na ligação de -352,69 KNm e 365,19 KNm.
- ✓ Nas ligações J2.3 e J2.3 a energia dissipada pelo painel da alma do pilar representa 80 % do total da energia dissipada.
- ✓ As ligações desta série têm a mesma constituição geométrica que as ligações anteriores, variando a aplicação do esforço axial no pilar, 80 Ton para os ensaios J2.1 e J2.3, e 120 Ton. no ensaio J2.2.

A principal diferença entre estas duas séries de ensaios consiste na aplicação de esforço axial no pilar unicamente nos modelos da série J2. Do estudo do comportamento global dos modelos ensaiados da Série J1 e J2 pode resumir-se a informação conforme apresentada na Tabela 7-8.

Ensaio	Tipo	Esforço Axial (KN)	Estratégia de Carga	K_{ij} (KNm/mrad)	$-M_{rd}$ (KNm)	$+M_{rd}$ (KNm)	n.º de ciclos	$-Rot_{max}$ (mrad)	$+Rot_{max}$ (mrad)	Energia (KNm×mrad)
J1.1	Monotón.	0	Monotónica	69500	-	288	-	-	+70	24994
J1.2	Cíclico	0	Estratégia 2	69500	-327	+340	83	-20	+16	435156
J1.3	Cíclico	0	Estratégia 1	69500	-361	+351	22	-24	+20	293979
J1.4	Cíclico	0	Aleatória	69500	-361	+343	28	-26	+20	201946
J2.1	Monotón.	800	Monotónica	51501	-	288	-	-	+96	34992
J2.2	Cíclico	1200	Estratégia 1	51501	-353	365	27	-24	+21	368538
J2.3	Cíclico	800	Estratégia 1	51501	-358	368	27	-28	+19	382945

Tabela 7-8 – Resumo do estudo do comportamento global das ligações.

Da comparação dos dois ensaios monotónicos conclui-se que a principal influência do esforço axial no pilar resulta na diminuição da rigidez inicial da ligação de 69500 KNm/mrad para 51501 KNm/mrad, o que representa um decréscimo de aproximadamente 26 %. A resistência máxima teórica da ligação (determinada segundo o EC3) não sofre alteração, mas a partir de aproximadamente os 25 mrad, o gráfico do ensaio monotónico com o esforço axial no pilar (J2.1), afasta-se da trajectória do modelo J1.1.

Conclui-se claramente que, quando o pilar tem um esforço axial de pelo menos 18 % da sua resistência plástica, este não tem deformação elástica.

Em todos os ensaios procurou-se saber qual a componente que mais intervém na deformação total da ligação. Dos ensaios monotónicos conclui-se que é o painel da alma do pilar que contribui com aproximadamente 75 % dessa deformação, ficando a restante contribuição praticamente a cargo da placa de extremidade.

Os modos de rotura observados em ambos os ensaios monotónicos foram através da ligação cordão de soldadura placa de extremidade, iniciando-se essas roturas pela zona afectada pelo calor, como se comprova pelo estudo metalográfico apresentado.

Dos ensaios cíclicos, conclui-se que quanto menor é a deformação submetida à ligação, mais ciclos esta completa e maior é a respectiva energia dissipada.

O esforço axial aplicado ao pilar, não influencia a resistência cíclica da ligação, uma vez que a componente crítica é a placa de extremidade ou os banzos da viga, conclusão esta justificável pela energia dissipada e número de ciclos que a ligação completa antes da rotura, para carregamentos semelhantes.

A contribuição do painel da alma do pilar, mesmo quando o esforço axial atinge valores da ordem dos 27 % da resistência plástica da sua secção, continua a ser significativa, observando-se uma pequena diminuição da contribuição do painel da alma do pilar de 83% sem esforço axial no pilar para 80 % quando se aplica esforço axial no pilar.

Os modos de rotura observados são diferentes, embora para tão poucos ensaios realizados, não se possa retirar uma conclusão objectiva. Nos ensaios cíclicos sem esforço axial no pilar a rotura deu-se pela ligação cordão de soldadura e placa de extremidade, enquanto que nos ensaios cíclicos com esforço axial a rotura observou-se entre o cordão de soldadura e um dos banzos da viga (por sinal sempre o banzo inferior da viga).

Nos ensaios experimentais das ligações da série J3, observou-se que:

- ✓ A contribuição da deformabilidade do painel da alma do pilar na rotação total da ligação foi de 66%, enquanto que a placa de extremidade é responsável em 29 %.
- ✓ A ligação J3.3 rompeu à passagem do ciclo 13, para momentos positivos, por descolamento do banzo inferior da viga. Na trajectória histerética a ligação dissipou energia no valor de 195075KNm×mrad, atingiu uma deformação máxima entre -20 e 24 mrad a que correspondem os valores de resistência de -408,6 KNm e +427,6 KNm, respectivamente;
- ✓ A ligação J3.2 e rompeu à passagem do ciclo 26º pela placa de extremidade inferior. Dissipou 215156 KNm×mrad de energia. Atingiu uma deformação máxima entre -20 e 16 mrad a que correspondem os valores de resistência de -407,3 KNm e +412,0 KNm, respectivamente.
- ✓ Nas ligações J3.2 e J3.3, a energia dissipada pelo painel da alma do pilar representa respectivamente 71% e 67% do total da energia dissipada.

Nos ensaios experimentais das ligações da série J4, verificou-se que:

- ✓ A ligação J4.1 por um dos parafusos traccionados da primeira linha, para uma deformação superior a 100 mrad. A deformabilidade do painel da alma do pilar representa 72% da rotação total da ligação enquanto que a placa de extremidade 21%.

- ✓ A rotura da ligação J4.3 aconteceu quando se completaram 34 ciclos para momentos positivos, dissipando 505611 KNm×mrad de energia, atingindo uma deformação máxima entre -34 e 32 a que correspondem os valores de resistência de -300 KNm e 280 KNm, respectivamente. Rompeu pela placa de extremidade inferior à flexão.
- ✓ A rotura da ligação J4.2 verificou-se no ciclo 54, também para momentos positivos, por descolamento do banzo inferior da viga. A ligação dissipou 448850 KNm/mrad de energia atingindo as deformações máximas de -27 mrad e 30 mrad a que corresponde respectivamente um esforço de flexão na ligação de -255 KNm e 230 KNm.
- ✓ Nas ligações J4.2 e J4.3, a energia dissipada pelo painel da alma do pilar representa respectivamente 75% e 77% do total da energia dissipada.

A principal diferença entre as ligações destas duas séries de ensaios consiste na sua constituição geométrica, variando a secção do pilar e a secção da viga. O nível de aperto dos parafusos também foi diferente como se referiu. Do estudo do comportamento global dos modelos ensaiados da série J3 e J4 pode resumir-se a informação apresentada na Tabela 7-9.

Ensaio	Tipo	Estratégia de Carga	K_{ij} (KNm/mrad)	- M_{rd} (KNm)	+ M_{rd} (KNm)	n.º de ciclos	-Rot. _{max} (mrad)	+Rot. _{max} (mrad)	Energia (KNm×mrad)
J3.1	Monotón.	Monotónica	100000	-	336	-	-	47	19550
J3.2	Cíclico	Estratégia 2	100000	-407	412	26	-20	16	215156
J3.3	Cíclico	Estratégia 1	100000	-409	428	13	-20	24	195075
J4.1	Monotón.	Monotónica	36000	-	248	-	-	100	39698
J4.2	Cíclico	Estratégia 1	36000	-255	230	54	-27	30	448850
J4.3	Cíclico	Estratégia 1	36000	300	280	34	-34	32	505611

Tabela 7-9 – Resumo do estudo do comportamento global das ligações.

É importante referir, que as deformações atingidas pelas ligações nos ensaios cíclicos, foram deformações impostas, de acordo com as duas estratégias de carga definidas no Cap. 2. O que quer dizer que embora na maioria dos ensaios cíclicos não se tivessem atingido deformações superiores a 25 mrad, não quer dizer que as ligações não suportem tais amplitudes de deformação, como se pode confirmar pelos respectivos ensaios monotónicos. Bastaria para tal alterar a estratégia de carregamento.

7.1.3 Etapa 3

Na etapa três, fazendo uso do modelo implementado analisaram-se três estruturas metálicas, solicitadas uma acção sísmica tipo 1 e com uma aceleração de pico igual a 0,45g.

Estudou-se a influência do modelo histerético no comportamento global da estrutura. Com os resultados obtidos concluiu-se claramente que o modelo histerético implementado apresenta um bom desempenho para simular o comportamento real das ligações. Para as acções consideradas e para as estruturas analisadas, à medida que se evolui na modelação da ligação na direcção do seu comportamento real, o desempenho estrutural apresenta respostas diversas.

Estudou-se a influência do deslizamento observado ao nível das ligações no desempenho sísmico das estruturas. Concluiu-se que se as ligações que materializam uma determinada estrutura forem consideravelmente afectadas por fenómenos de deslizamento, como acontece com as ligações da Estrutura 1, essa influência pode ser significativa. Com o modelo implementado, tentou-se também perceber a influência da distorção do painel da alma do pilar ao corte. Considerando estas conclusões reservadas, observou-se que a distorção do painel da alma do pilar ao corte, pode influenciar o desempenho estrutural, nomeadamente quando a componente placa de extremidade à flexão apresenta um grau de deslizamento apreciável, como acontece com as ligações do Grupo J4.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Os estudos que se propõem para o futuro, podem enveredar pelas duas vias trabalhadas neste trabalho. Por um lado, deve-se considerar a realização de mais ensaios experimentais de ligações metálicas, com especial relevo para outras geometrias, nomeadamente alterando a distância da primeira linha de parafusos, permitindo assim maior flexão à placa de extremidade, para aumentar a ductilidade da ligação.

Todos os ensaios executados no âmbito deste trabalho estão perfeitamente caracterizados, tanto mecanicamente como geometricamente, o que permite a sua modelação e calibração pelo Método dos Elementos Finitos. Com a realização desta etapa, pode-se mais facilmente variar a geometria das ligações, por forma a conhecer o comportamento histerético de um leque mais vasto de ligações, com o objectivo de conseguir mais facilmente a definição dos parâmetros de calibração do modelo Richard-Abbott modificado modificado (Della Corte *et al.*, 2000) implementado neste trabalho.

A outra via a ser desenvolvida, tem que ver com a utilização da ferramenta numérica implementada, que permite a realização de vastos estudos paramétricos, para estabelecer limites de utilização de determinadas ligações metálicas em função da intensidade sísmica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abolmaali, A., Kukreti, A.R. e Razavi, H. (2003). Hysteresis behaviour of semi-rigid double web angle steel connections. *Journal of Constructional Steel Research* 59, 1057-1082.
- Adey, B.T., Grondin, G.Y. e Cheng, J.J.R. (1998). Extended end Plate Moment Connections Under Cyclic Loading. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 46, N.º 1-3.
- Amadio, C., Benussi, F. e Noe, S. (1994). Behaviour of unbraced semi-rigid composite frames under seismic actions. In *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas – STESSA '94*. Edited by F. M. Mazzolani and V. Gioncu, E& FN SPON, London, pp 535-546.
- Antoniou, S., e Pinho, R. (2004). Development and verification of a displacement-based adaptative pushover procedure. *J. Earthquake Eng.*, 8(5), 643-661.
- Antoniou, S., Rivithakis, A., e Pinho, R. (2000). Development and verification of a fully adaptative pushover procedure. *Proc., 12th European Conf. on Eq. Engineering*, London, Paper N.º 822.
- ATC24 procedure – Applied Technology Council (ATC). (1992). Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures, ATC24, Redwood City, CA.
- ATC-40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1& 2, Applied Technology Council, CA 94065.
- Aydinoglu, M. N. (2003). An incremental response analysis procedure based on inelastic spectral displacement for multi-mode seismic performance evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1(1), 3-36.
- Bernuzzi, C., Zandonini, R. e Zanon, P. (1996). Experimental Analysis and Modelling of Semi-rigid Steel Joints under Cyclic Reversal Loading. *Journal of Constructional Steel Research* Vol. 38(2), 95-123.
- Bertero, V. V. (1992). Major issues and future directions in earthquake – resistant design. In *10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, 19-24 July, Balkema, Rotterdam, 6407-6444.
- Broderick, B.M. e Thomson, A.W. (2002). The response of flush joints under earthquake loading. *Journal of Constructional Steel Research* 58, 1161-1175.
- BS 5950 Structural use of steelwork in building: Part 1: Code of practice for design in simple and continuous construction: hot rolled sections, London, *British Standard Institution*, 1990.
- BS 5950 Structural use of steelwork in building: Part 8: Code of practice for fire resistant design, London, *British Standard Institution*, 1990.
- Bursi, O.S. e Ferrario, F. (2003) Computational Models for the Low-Cycle Fatigue Behaviour of Composite Members and Joints. In *Progress in Civil and Structural Engineering Computing*. Edited by Topping B. H. V., Saxe_Coburg Publications, Stirling, Scotland, pp. 119-148.

- Bursi, O.S., Ferrario, F. e Fontanari, V. (2002). Non-linear analysis of the low-cycle fracture behaviour of isolated Tee stub connections. *Computers & Structures*. 80, 2333-2360.
- Bursi, O.S., Lucchesi, D., Salvatore, W. (2003). Partial-Strength Beam-to-Column Joints for High Ductile Steel-Concrete Composite Frames. *In Proceedings of the ninth International Conference on Civil and Structural Engineering Computing*. Edited by Topping B. H. V. Civil-Comp Press, Stirling, Scotland.
- Chopra, Anil K., (1995) Dynamics of Structures. Theory and applications to earthquake engineering.
- Calado, L. (2003). Comportamento sísmico de ligações viga-coluna. Caracterização baseada na experimentação. *In IV Congresso de Construção Metálica e Mista*. Lisboa, 4 e 5 de Dezembro, pp. 645-656.
- CEN (2001a). Eurocode: Basis of Structural Design, *European Committee for Standardization*, Brussels.
- CEN (2001b). Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1-1: General Actions – Densities, Self-weight, Imposed Loads for Buildings, *European Committee for Standardization*, Brussels.
- CEN (2005a). Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-1: General Rules for Buildings, EN-1993-1-1, *European Committee for Standardization*, Brussels.
- CEN (2005b). Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-8: Design of Joints, EN-1993-1-8, *European Committee for Standardization*, Brussels.
- CEN (2005c). Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings. Commission of the European Communities, Brussels.
- CEN (2005d). Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, seismic actions and Rules for Buildings, EN-1998-1, *European Committee for Standardization*, Brussels.
- Chen, S.J., Yeh, C.H. e Chu, J.M. (1996). Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 122(11), 1292-1299. November.
- Cheng, F.Y., Lu, L. W. e Ger, J. F. (1992). Observations on behaviour of tall steel building under earthquake excitations. SSRC 1992 Annual Technical Session, Earthquake Stability Problems in Eastern North America, Pittsburg, 6-7 April 1992, 15-16.
- COP The Connection Program. Version 2005 R2.
- Daniel Grecea, Florea Dinu, Dan Dubina (2004). Performance criteria for MR steel frames in seismic zones. *Journal of Construction Steel Research*, 60, 739-749.
- De Martino, A., Faella, C. e Mazzolani, F.M. (1984). Simulation of Beam-to-Column Joint Behaviour under Cyclic Loads. *Costruzioni Metalliche* 6, 346-356.
- Della Corte, G., De Matteis, G. e Landolfo, R. (2000). Influence of Connection Modelling on Seismic Response of Moment Resisting Steel Frames. In: Mazzolani F.M., (ed.). *Moment resistant connections of steel buildings frames in seismic areas*, E. & F.N. Spon, London.

- Delphi 7. (2002). Borland Software Corporation.
- Denoel, V. (2001) Generation of Spectrum Compatible Accelerograms, Research Report, Université de Liège (Belgique)
- Dubina, D., Ciutina, A.L. e Stratan, A. (2001). Cyclic Tests of Double-Sided Beam-to Column Joints. *Journal of Structural Engineering*, 127(2), 129-136. February.
- Dubina, D., Ciutina, A.L. e Stratan, A. (2002). Cyclic testes on bolted steel and composite double-sided beam-to-column joints. *Steel and Composite Structures*, 2(2), 147-160.
- Dunai, L., Kovács, N. e Calado, L. (2004). Analysis of bolted end-plate joints: Cyclic test and standard approach. In *Proceedings of the V International Workshop in Connections in Steel Structures*. Amsterdam, 191-200. June 3-4.
- ECCS. Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements Under Cyclic Loads. *N. 45*
- Elnashai, A. S. (2000). Advanced static inelastic (pushover) analisys for seismic design and assessment. *The George Penelis Symp. On Concrete and Masonry Structures*, Aristotle Univ. of Thessaloniki, Thessaloniki, Greece, 23-34.
- Elnashai, A.S., e Elgazouli, A.Y. (1994). Seismic Behaviour of Semi-rigid Steel Frames. *Journal of Constructional Steel Research*. 29, 149-174.
- Elnashai, A.S., Elgazouli, A.Y. e Denesh-Ashtiani, F.A. (1998). Response of Semirigid Steel Frames to Cyclic and Earthquake Loads. *Journal of Structural Engineering*, 124(8), 857-867. August.
- EN 10002-1: 1990: Metallic materials – Tensile tenting – Part 1: Methods of test at ambient temperature, July 2001. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- EN 10025-1: 2004E: Hot rolled products of structural steels – Part 1: General technical delivery conditions, November 2004. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- EN 10025-2: 2004E: Hot rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels, November 2004. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- EN 1990, Eurocode. 2005. Basis of Structural Design. Commission of the European Communities, Brussels.
- EN 1990. (2002). Basis of structural design. Commission of the European Communities, Brussels.
- EN 1991-1-1, Eurocode 1. 2005. Actions on Structures – Part 1-1: General Actions – Densities, Selft weight, imposed loads for buildings. Commission of the European Communities, Brussels.

- Ermopoulos, J.Ch., Vayas, I., Petrovits, N.E., Sofianopoulos, D.S. and Spanos, C. (1995). Cyclic behaviour of composite beam-to-column bolted joints. *In Steel Structures – Eurosteel '95*. Edited by Kounadis, A. N., Balkera, A. A., Rotterdam, pp 205-210.
- Faella. C. Piluso, V., Rizzano, G. (1995). Reliability of Eurocode 3 Procedures for Predicting Beam-to-Column Joint Behaviour, Third International Conference on Steel and Alluminium Structures. Istanbul, May.
- Faella. C. Piluso, V., Rizzano, G. (1996). Some Proposals to Improve EC3-Annex J Approach for Predicting the Moment Rotation Curve of Extended End Plate Connections. *Costruzioni Metallique*, N.º 4, July-August.
- Faella. C. Piluso, V., Rizzano, G. (2000). Structural Steel SemiRigid Connections, Theory, Design and Software. CRC Press LLC. N. W. Corporate Blvd., Boca Raton, Florida 33431.
- Fajfar, P e Fischinger, M. (1988). N2-A Method for Non Linear Seismic Analysis of Regular Structures, Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan.
- FEMA-273. (1997). NEHRP – Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, Buildings Seismic Safety Council, Washington, D.C., October 1997.
- FEMA-356. (2000). Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of buildings, American Society of Civil Engineering, Reston, Virginia, November 2000.
- Fielding, D. J. e Huang, J.S. (1971). Shear on Beam-to-Column Connections, *Welding Journal*, 50(7), July, Research Supplement, 313, 326.
- Filippou F. C., Popov, E. P. e Bertero, V. V. (1983). Effect of Bond deterioration on Hysteretic behaviour of reinforced concrete joints. *Report Nº UCB/EERC-83/19*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Ger, J. F. e Cheng, F. Y. (1992). Collapse assessment of a tall building damaged by 1985 Mexico earthquake. In 10th World Conference on Earthquake Engineering, (ed. G. Duma), Vienna, 28 August – 2 September 1994, Balkema, Rotterdam, 51-59.
- Ger, J. F., Cheng, F. Y. e Lu, L. W. (1993). Collapse behaviour of Pino Suarez building during 1985 Mexico City earthquake. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 199, Nº 3, 852-870.
- Gioncu, V. e Mazzolani F. M. (2002). Ductility of Seismic Resistant Steel Structures. Spon Press, 11 New Fetter Lane, London EC4P 4EE.
- Grecea, D., Dinu, F., Dan Dubina. (2004a). Performance criteria for MR steel frames in seismic zones. *Journal of Construction Steel Research*, 60, 739-749.
- Grecea, D., Stratan, A., Ciutina, A. e Dubina, D. (2004b). Rotational capacity of MR beam-to-column joints under cyclic loading. In Proceedings of the V International Workshop in Connections in Steel Structures. Amsterdam, 141-154. June 3-4.
- Gupta, B. e Kunnath, S. K. (2000). Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra*, 16 (2), 367-391.

- Housner, G. M. (1956). Limit design of structures to resist earthquakes. The First World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, California, 5.1-5.11.
- Housner, G. M. (1959). Behaviour of structures during earthquakes. *Journal of Engineering Mechanical Division*, Vol. 85, N.º 4, 109-129.
- Japanese Society of Steel Structures (1997). Kobe earthquake damage to steel moment connections and suggested improvement. JSSC Technical Report, Nº 39.
- Jaspart, J.P. (1991). Etude de la Semi-Rigidite des Noeuds Poutre-Colonne et son Influence sur la Resistance et la Stabilité des Ossatures in Acier. Ph. D. Thesis, University of Liege.
- Jaspart, J.P. (2000). General Report: Session on Connections. *Journal of Constructional Steel Research* 55, 69-89.
- Korol, R.M., Ghobarah, A. e Osman, A. (1990). Extended End-Plate Connections Under Cyclic Loading: Behaviour and Design. *Journal of Constructional Steel Research* 16, 253-280.
- Krawinkler, H., Bertero. V.V. e Popov, E. P. (1971). Inelastic Behaviour of Steel Beam-to-Column Subassemblages, report UCB/EERC-71/7, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Krawinkler, H., Bertero. V.V. e Popov, E. P. (1973). Further Studies on Seismic Behaviour on Steel Beam-Column Subassemblages, report UCB/EERC-73/27, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Kukreti, A.R. e Abolmaali, A.S. (1999). Moment-Rotation Hysteresis Behaviour of Top and Seat Angle Steel Frame Connections. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 125(8), 810-820. August.
- Lee, S.J. e Lu, L.W. (1989). Cyclic Tests of Full-Scale Composite Joint Subassemblages. *Journal of Structural Engineering*. Vol 115, N.º 8, August.
- Leon, R.T. (1990). Semi-rigid Composite Construction. *Journal of Constructional Steel Research*. 15, 99-120.
- Leon, R.T., Hajjar, J.F. e Gustafsun, M.A. (1998). Seismic Response of Composite Moment-Resisting Connections. I: Performance. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 124, N.º 8, August.
- Leon, R.T., Hu, J.W. e Schrauben, C. (2004). Rotational capacity and demand in top-seat angle connections subjected to seismic loading. In Proceedings of the V International Workshop in Connections in Steel Structures. Amsterdam, 201-209. June 3-4.
- Liew, J.Y.R., Teo, T.H. and Shanmugam, N.E. (2004). Composite joints subject to reversal of loading – Part 1: experimental study. *Journal of Constructional Steel Research* 60, 221-246.
- Lu, L.W., Ricles, J.M., Mao, C. e Fisher, J.W. (2000). Critical issues in achieving ductile behaviour of welded moment connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 55, 325-341.

- Mazzolani, F.M. (1988). Mathematical model for semi-rigid joints under cyclic loads. In R. Bjorhovde et al. (eds) *Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength and Design*, Elsevier Applied Science Publishers, London, 112-120.
- Mele, E., Calado, L. and De Luca, A. (1999). Cyclic behaviour of beam-to-column welded connections. *Advanced in Steel Structures - ICASS'99*. Vol. I, In Shen, Z. Y. et al. (eds.), 323-330.
- Miranda, E. (1993). Evaluation of site – dependent inelastic seismic design spectra. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, N.º 5, 1319-1338.
- Newmark, N. M. e Hall, W. J. (1969). Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. *Proc. of 4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 2 (B-4), 37-50.
- Nogueiro P (2000). Influência do comportamento real das ligações em pórticos metálicos de travessas inclinadas, Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra.
- Nogueiro, P., Simões da Silva, L. e Bento, R. (2003). Influence of joint slippage on the cyclic response of steel frames, paper 66, in Topping, B.H.V. (ed.), *Proceedings of 9th International Conference on Civil and Structural Engineering Computing*, Civil-Comp Press, Stirling, United Kingdom.
- Nogueiro, P., Simões da Silva, L., Bento, R. e Simões, R. (2007). *Numerical implementation and calibration of a hysteretic model with pinching for the cyclic response of steel joints*. *Advanced Steel Construction an International Journal*. Volume 3, Number 1, 459-484. March.
- Nogueiro, P., Simões da Silva, L., Rita Bento, Simões, R. (2005). Numerical Implementation and Calibration of a Hysteretic Model with Pinching for the Cyclic Response of Steel and Composite Joints. in *Fourth International Conference on Advanced in Steel Structures ICASS 05*. Shangai, China.
- Plumier, A. (1983). Recommended testing procedure for evaluating earthquake resistance of structural elements. *European Convention for Constructional Steelwork*, Technical Committee 13. Brussels, Belgium.
- Plumier, A. e Schleich, J.B. (1993). Seismic Resistance of Steel and Composite Frame Structures. *Journal of Constructional Steel Research*. 27, 159-176.
- Popov, E.P. (1994). Development of U. S. Codes. *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 29, 191-207.
- Popov, E.P. (1987). Panel Zone Flexibility in Seismic Moment Joints. *Journal of Constructional Steel Research*. 8, 91-118.
- Popov, E.P. e Bertero, V.V. (1973). Cyclic loading of steel beams and connections. *Journal Struct. Div.*, ASCE, 99 (6), 1189-1204.
- Popov, E.P. e Petersson, H. (December 1978). Cyclic metal plasticity; experiments and theory, *J. Engng Mech. Div.*, ASCE, 104. N° EM6, Proc. Paper 14257,1371-87.

- Popov, E.P. e Pinkey, R.B. (1968). Cyclic loading of steel beams and connections subjected to inelastic strain reversals. Bull N.º 3, (Nov.), American Iron And Steel Institute, Washington, D.C.
- Pradhan, A.M., e Bouwkamp, J.G. (1994). Structural performance aspects on cyclic behaviour of the composite beam-column joints. In *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas – STESSA'94*. Edited by F. M. Mazzolani and V. Gioncu, E& FN SPON, London, pp 221-230.
- Ramberg, W. e Osgood, W.R. (1943). “Description of stress-strain curves by three parameters”. Monograph N.º 4, Pubblicazione Italsider, Nuova Italsider, Genova.
- REAE (1986). Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios, INCM, Lisboa.
- Richard, R.M. e Abbott, B.J. (1975). Versatile Elasto-Plastic Stress-Strain Formula. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE* 101, EM4, 511-515.
- SAC Joint Venture. (1997). Protocol for fabrication, inspection, tenting and documentation of beam-column connection tests and other experimental specimens. Rep. No. SAC/BD-97/02, Sacramento, Calif.
- SeismoStruct. (2008). "Computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures" [online]. Available from URL: <http://www.seismosoft.com>
- Sheikh, T.M., Deierlein, G.G., Yura, J.A. e Jirsa, J.O. (1989). Beam-Column Moment Connections for Composite Frames. Part 1. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 115, N.º 11, November.
- Shen, J., Astaneh-Asl, A. (1999). Hysteretic behaviour of bolted-angle connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 51, 201-218.
- Simões da Silva L, Helena Gervásio (2007). Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados, CMM.
- Simões da Silva, L., Simões, R. e Cruz, P. V “Experimental behaviour of end-plate beam-to-column composite joints under monotonical loading”, *Engineering Structures*, 2001, 23 (11), pp. 1383-1409.
- Simões, R., Simões da Silva, L. e Cruz, P. (2001). Cyclic behaviour of end-plate beam-to-column composite joints. *International Journal of Steel and Composite Structures* 1(3), 355-376.
- Simões, Rui. (2000). Comportamento de Ligações Mistas Viga-pilar sob Acções estáticas e Cíclicas. Tese de Doutoramento apresentada na Faculdade de ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
- Slutter, R.G. (1981). Test of Panel Zone Behaviour in Beam-Column Connections, Report N.º 200.81.403.1 Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, PA.
- Stajadinovic, B., Goel, S.C., Lee, K.H., Margarian, A.G. e Choi, J.H. (2000). Parametric Tests on Unreinforced Steel Moment Connections. *Journal of Structural Engineering*. 126(1), 40-49. January.

- Summer, E.A. e Murray, T.M. (2002). Behaviour of Extended End-Plate Moment Connections Subjected to Cyclic Loading. *Journal of Structural Engineering*, 128(4), 501-508. April.
- Takanashi, K. e Nakashima, M. (1994). Stability considerations on seismic performance of steel structures. Proc. Of SSRC conference, Link between Research and Practice, Bethlehem, 21-22 June 1994, Lehigh University, 119-132.
- Tsai, K.C., Wu, S. e Popov, E.P. (1995). Experimental Performance of Seismic Steel Beam-Column Moment Joints. *Journal of Structural Engineering*. 121(6), 925-931. June.
- Velestos, A. e Newmark, N.M. (1960). Effect of inelastic behaviour on response of simple system to earthquake motions. Proc. 2th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 855-912.
- Yee, Y. L., Melchers, R. E. (1986). Moment-Rotation Curves for Bolted Connections. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 112, January.
- Yorgun, C. e Bayramoglu, G. (2001). Cyclic tests for welded-plate sections with end-plate connections. *Journal of Constructional Steel Research*. 57, 1309-1320.
- Yu, Q.S.K. e Uang, C.M. (2001). Effects of near-fault loading and lateral bracing on the behaviour of RBS moment connections. *International Journal of Steel and Composite Structures* 1(1), 145-158.

ANEXO A


```
1  unit Main;
2
3  interface
4
5  uses
6  Windows, Messages, SysUtils, Classes, Graphics, Controls, Forms, Dialogs,
7  ActnList, TeEngine, Series, ExtCtrls, TeeProcs, Chart, Grids, StdCtrls, OtherLib,
8  Menus, TeeEdit, ClipBrd, ImgList;
9
10 type
11 TMainForm = class(TForm)
12   grpBox1: TGroupBox;
13   Splitter1: TSplitter;
14   crtInput: TChart;
15   Graph: TFastLineSeries;
16   ActionList1: TActionList;
17   ViewZoomIn1: TAction;
18   ToolsOptions1: TAction;
19   CopyImage1: TAction;
20   CopyValues1: TAction;
21   FilePrint1: TAction;
22   EditSelectAll1: TAction;
23   ViewZoomOut1: TAction;
24   FilePrintPreview1: TAction;
25   ChartPreviewer1: TChartPreviewer;
26   ChartEditor1: TChartEditor;
27   PopupMenu1: TPopupMenu;
28   PopUpCopySelection1: TMenuItem;
29   N2: TMenuItem;
30   PopUpSelectAll1: TMenuItem;
31   PopupMenu2: TPopupMenu;
32   PopUpZoomIn2: TMenuItem;
33   PopUpZoomOut2: TMenuItem;
34   N6: TMenuItem;
35   PopUpCopy2: TMenuItem;
36   N7: TMenuItem;
37   PrintPreview1: TMenuItem;
38   PopUpPrint2: TMenuItem;
39   N8: TMenuItem;
40   PopUpOptions2: TMenuItem;
41   PrintDialog: TPrintDialog;
42   MainMenu1: TMainMenu;
43   File1: TMenuItem;
44   Print1: TMenuItem;
45   PrintPreview2: TMenuItem;
46   N1: TMenuItem;
47   FileExit1: TAction;
48   Exit1: TMenuItem;
49   Edit1: TMenuItem;
50   CopyChart1: TMenuItem;
51   N3: TMenuItem;
52   CopySelection1: TMenuItem;
53   SelectAll1: TMenuItem;
54   ImageList: TImageList;
55   View1: TMenuItem;
56   ZoomIn1: TMenuItem;
57   ZoomOut1: TMenuItem;
58   Tools1: TMenuItem;
59   GraphOptions1: TMenuItem;
60   btnRefresh: TButton;
61   EditMatPrp: TEdit;
62   Label1: TLabel;
63   Label2: TLabel;
64   EditStages: TEdit;
65   grdData: TStringGrid;
66   ToolsSample1: TAction;
67   SampleStainHistory1: TMenuItem;
```

```

68 Marker: TPointSeries;
69 Label3: TLabel;
70 EditIterations: TEdit;
71 EditPaste1: TAction;
72 PasteSelection1: TMenuItem;
73 N4: TMenuItem;
74 PasteSelection2: TMenuItem;
75 N5: TMenuItem;
76 Button1: TButton;
77 procedure grdDataKeyPress(Sender: TObject; var Key: Char);
78 procedure FormCreate(Sender: TObject);
79 procedure FormShow(Sender: TObject);
80 procedure ViewZoomIn1Execute(Sender: TObject);
81 procedure ViewZoomOut1Execute(Sender: TObject);
82 procedure ToolsOptions1Execute(Sender: TObject);
83 procedure CopyImage1Execute(Sender: TObject);
84 procedure CopyValues1Execute(Sender: TObject);
85 procedure EditSelectAll1Execute(Sender: TObject);
86 procedure FilePrintPreview1Execute(Sender: TObject);
87 procedure FilePrint1Execute(Sender: TObject);
88 procedure FileExit1Execute(Sender: TObject);
89 procedure EditMatPrpChange(Sender: TObject);
90 procedure EditStagesChange(Sender: TObject);
91 procedure grdDataExit(Sender: TObject);
92 procedure grdDataSelectCell(Sender: TObject; ACol, ARow: Integer;
93 var CanSelect: Boolean);
94 procedure btnRefreshClick(Sender: TObject);
95 procedure ToolsSample1Execute(Sender: TObject);
96 procedure EditIterationsChange(Sender: TObject);
97 procedure EditPaste1Execute(Sender: TObject);
98 procedure Button1Click(Sender: TObject);
99
100 private
101 LF : array[0..10000] of real;
102 Time : array[0..10000] of real;
103 Rows : integer;
104 DataNo: integer;
105 procedure InitCrv2Form;
106 procedure SetChartValues;
107 procedure SetDataValues;
108 procedure ValuesValidate;
109 procedure UpdateAll;
110 procedure SetGridRows;
111 function RowComplete(Row: integer): integer;
112 procedure FillGridGaps;
113 procedure RemoveLine;
114 procedure SetStress(Strain: real; var Stress: real);
115 procedure CalcStress(Ka, Ma, Kpa, Na, Kap, Map, Kpap, Nap, t1a, t2a, Ca, iKa, iMa, Ha, Emaxa, Kd, Md,
116 Kpd, Nd, Kdp, Mdp, Kpdp, Ndp, t1d, t2d, Cd, iKd, iMd, Hd, Emaxd, StrnO, StrsO, Strn: real;
117 var Strs, Told1, Eold1, Told2, Eold2, Told3, Eold3, StrnIncr, StrnIncrOld, Eold1_Old, Told1_Old,
118 Eold2_Old, Told2_Old, Told3_Old, Told4_Old, Told5_Old, Told6_Old, E1max, E2max,
119 Aiold1, Aiold2, Aiold3, Aiold4, Aiold5, Aiold6, Aiold8, Aiold9, ATotal, ATotal_i, ATotal_ii,
120 ATotalOld, Ap, Ap1, An, Ai, A1p1, A2p1, A1p2, A2p2, A3p2, A4p2, A1n1, A2n1, A3n1,
121 A4n1, Eold3_Old, Eold4_Old, Eold5_Old, Eold6_Old: real; var Cycle, parameter: Integer;
122 var UpdateCycle: boolean);
123 procedure SetStiffness( var Stiffness: real);
124 procedure CalcStiffness( StrnO, StrsO, Strn, Strs, ka, kd : real; var ET: real);
125 procedure IniCalcs;
126 procedure Update;
127 procedure RunAll;
128 public
129 Strn, Strs, Stff: array of real;
130 dtStep: real;
131 end;
132
133 const
134 NomeFich='Results.txt';

```



```

199 t1d := MatPrp[23]; // empirical parameter related to the pinching
200 t2d := MatPrp[24]; // empirical parameter related to the pinching
201 Cd := MatPrp[25]; // empirical parameter related to the pinching
202 iKd := MatPrp[26]; // empirical coefficient related to the stiffness damage rate
203 iMd := MatPrp[27]; // empirical coefficient related to the strength damage rate
204 Hd:= MatPrp[28]; // empirical coefficient defining the level of isotropic hardening
205 Emaxd := MatPrp[29]; // maximum value of deformation reached in the loading history
206
207 // establish the temporary variables
208 StrnO := StressData[0]; // old strain
209 StrsO := StressData[1]; // old stress
210 Told1 := StressData[4];
211 Eold1 := StressData[5];
212 Told2 := StressData[6];
213 Eold2 := StressData[7];
214 Told3 := StressData[8];
215 Eold3 := StressData[9];
216 StrnIncr := StressData[10];
217 StrnIncrOld := StressData[11];
218 Eold1_Old := StressData[12];
219 Told1_Old := StressData[13];
220 Eold2_Old := StressData[14];
221 Told2_Old := StressData[15];
222 Told3_Old := StressData[16];
223 Told4_Old := StressData[17];
224 Told5_Old := StressData[18];
225 Told6_Old := StressData[19];
226 E1max := StressData[20];
227 E2max := StressData[21];
228 Aiold1:= StressData[22];
229 Aiold2:=StressData[23];
230 Aiold3:=StressData[24];
231 Aiold4:=StressData[25];
232 Aiold5:=StressData[26];
233 Aiold6:=StressData[27];
234 Aiold8:=StressData[28];
235 Aiold9:=StressData[29];
236 ATotal:=StressData[30];
237 ATotal_i:=StressData[31];
238 ATotal_ii:=StressData[32];
239 ATotalOld:=StressData[33];
240 Ap:=StressData[34];
241 Ap1:=StressData[35];
242 An:=StressData[36];
243 Ai:=StressData[37];
244 Ap1:=StressData[38];
245 Ap2:=StressData[39];
246 Ap2:=StressData[40];
247 Ap2:=StressData[41];
248 Ap2:=StressData[42];
249 Ap2:=StressData[43];
250 An1:=StressData[44];
251 An1:=StressData[45];
252 An1:=StressData[46];
253 An1:=StressData[47];
254 Eold3_Old := StressData[48];
255 Eold4_Old := StressData[49];
256 Eold5_Old := StressData[50];
257 Eold6_Old := StressData[51];
258 Cycle := Round(StressData[52]); //SA
259 parameter := Round(StressData[53]); //SA
260 StressData[2] := Strain;
261
262 if StressData[54]=1 then
263     UpdateCycle := true
264 else
265     UpdateCycle := false;

```



```

266
267 // Find the new stress 'Strs'
268 CalcStress (Ka, Ma, Kpa, Na, Kap, Map, Kpap, Nap, t1a, t2a, Ca, iKa, iMa, Ha, Emaxa, Kd, Md, Kpd, Nd,
269            Kdp, Mdp, Kppd, Ndp, t1d, t2d, Cd, iKd, iMd, Hd, Emaxd, StrnO, StrsO, Strain, Stress, Told1,
270            Eold1, Told2, Eold2, Told3, Eold3, StrnIncr, StrnIncrOld, Eold1_Old, Told1_Old, Eold2_Old,
271            Told2_Old, Told3_Old, Told4_Old, Told5_Old, Told6_Old, E1max, E2max, Aiold1, Aiold2,
272            Aiold3, Aiold4, Aiold5, Aiold6, Aiold8, Aiold9, ATotal, ATotal_i, ATotal_ii, ATotalOld,
273            Ap, Ap1, An, Ai, A1p1, A2p1, A1p2, A2p2, A3p2, A4p2, A1n1, A2n1, A3n1, A4n1, Eold3_Old,
274            Eold4_Old, Eold5_Old, Eold6_Old, Cycle, parameter, UpdateCycle);
275
276 StressData[3] := Stress;      // new stress
277 StressData[4] := Told1;
278 StressData[5] := Eold1;
279 StressData[6] := Told2;
280 StressData[7] := Eold2;
281 StressData[8] := Told3;
282 StressData[9] := Eold3;
283 StressData[10] := StrnIncr;
284 StressData[11] := StrnIncrOld;
285 StressData[12] := Eold1_Old;
286 StressData[13] := Told1_Old;
287 StressData[14] := Eold2_Old;
288 StressData[15] := Told2_Old;
289 StressData[16] := Told3_Old;
290 StressData[17] := Told4_Old;
291 StressData[18] := Told5_Old;
292 StressData[19] := Told6_Old;
293 StressData[20] := E1max;
294 StressData[21] := E2max;
295 StressData[22] := Aiold1;
296 StressData[23] := Aiold2;
297 StressData[24] := Aiold3;
298 StressData[25] := Aiold4;
299 StressData[26] := Aiold5;
300 StressData[27] := Aiold6;
301 StressData[28] := Aiold8;
302 StressData[29] := Aiold9;
303 StressData[30] := ATotal;
304 StressData[31] := ATotal_i;
305 StressData[32] := ATotal_ii;
306 StressData[33] := ATotalOld;
307 StressData[34] := Ap;
308 StressData[35] := Ap1;
309 StressData[36] := An;
310 StressData[37] := Ai;
311 StressData[38] := A1p1;
312 StressData[39] := A2p1;
314 StressData[40] := A1p2;
315 StressData[41] := A2p2;
316 StressData[42] := A3p2;
317 StressData[43] := A4p2;
318 StressData[44] := A1n1;
319 StressData[45] := A2n1;
320 StressData[46] := A3n1;
321 StressData[47] := A4n1;
322 StressData[48] := Eold3_Old;
323 StressData[49] := Eold4_Old;
324 StressData[50] := Eold5_Old;
325 StressData[51] := Eold6_Old;
326 StressData[52] := Cycle;
327 StressData[53] := parameter;
328 if UpdateCycle then
329     StressData[54] := 1
330 else
331     StressData[54] := 0;
332
333 end;

```

```

334
335 procedure TMainForm.CalcStress (Ka, Ma, Kpa, Na, Kap, Map, Kpap, Nap, t1a, t2a, Ca, iKa, iMa, Ha,
336     Emaxa, Kd, Md, Kpd, Nd, Kdp, Mdp, Kpdp, Ndp, t1d, t2d, Cd, iKd, iMd, Hd, Emaxd, StrnO,
337     StrsO, Strn: real;
338     var Strs, Told1, Eold1, Told2, Eold2, Told3, Eold3, StrnIncr, StrnIncrOld, Eold1_Old, Told1_Old,
339     Eold2_Old, Told2_Old, Told3_Old, Told4_Old, Told5_Old, Told6_Old, E1max, E2max, Aiold1,
340     Aiold2, Aiold3, Aiold4, Aiold5, Aiold6, Aiold8, Aiold9, ATotal, ATotal_i, ATotal_ii, ATotalOld,
341     Ap, Ap1, An, Ai, A1p1, A2p1, A1p2, A2p2, A3p2, A4p2, A1n1, A2n1, A3n1, A4n1, Eold3_Old,
342     Eold4_Old, Eold5_Old, Eold6_Old :real;
343     var Cycle, parameter: Integer; var UpdateCycle: boolean);
344 //this procedure determines the stress/force at the current step
345 // it is called by TMainForm.SetStress and
346 // it is the essential part of the cothe material model
347
348 var
349 L1, L2, Kat, Mat, M, M1 ,M2, M3, M4, M0a, M0d, K1 ,K2,K3,K4, Kpat, Nat, Kdt, Mdt, Kpdt, Ndt :Real;
350 Elim, t :Real;
351 P1, P2, P1Old, P2Old, Q, DeltaStrn: real;
352 W: Integer;
353 Begin
354 Q:=0; DeltaStrn:=0; W:=0; P1:= 0; P2:=0; L1:=0; L2:=0; Kat:=0; Mat:=0; M:=0; M1:=0; M2:=0; M3:=0;
355 M4:=0; M0a:=0; M0d:=0; K1:=0; K2:=0;K3:=0;K4:=0; Kpat:=0; Nat:=0; Kdt:=0; Mdt:=0; Kpdt:=0; Ndt:=0;
356 Elim:=0; t:=0;
357
358 Begin
359     StrnIncr:= Strn-StrnO;
360     If UpdateCycle and ((StrnIncr)*(StrnIncrOld)<0) Then
361         Begin
362             Cycle:= Cycle+1;
363         end;
364     If Abs(StrnIncr)<=1e-10 Then
365         Begin
366             Strs:=StrsO;
367         end;
368         parameter:=0;
369
370 // When the Bigening is positive
371     If (StrnIncr> 0) and (Cycle=1) Then
372         Begin
373             parameter:=1;
374         end;
375     If (strnIncr> 0) and (Cycle>2) and Odd(Cycle) Then
376         Begin
377             parameter:=3;
378         end;
379     If (StrnIncr<0) and (Cycle>=2) and Odd(Cycle+1) Then
380         Begin
381             parameter:=4;
382         end;
383
384 // When the Bigening is negative
385     If (StrnIncr< 0) and (Cycle=1) Then
386         Begin
387             parameter:=-1;
388         end;
389     If (strnIncr< 0) and (Cycle>2) and Odd(Cycle) Then
390         Begin
391             parameter:=-3;
392         end;
393     If (StrnIncr>0) and (Cycle>=2) and Odd(Cycle+1) Then
394         Begin
395             parameter:=-4;
396         end;
397     end;
398
399 If parameter=1 Then
400     Begin

```

```

401      Kat:=Ka;
402      Kpat:=Kpa;
403      Nat:=Na;
404      L1:= exp((1/Nat)*LN(1+exp(Nat*ln(abs(((Kat-Kpat)*(-strn))/(Ma))))));
405      Strs:= -((Kat-Kpat)*(-Strn))/(L1)-Kpat*(-Strn); // Richard-Abbott expression
406      Told1:= Strs;
407      Eold1:= Strn;
408      Eold1_Old:=Eold1;
409      Told1_Old:=Told1;
410      Told3_Old:=Ma;
411      Told6_Old:=Ma;
412      Eold3_Old:=Strn;
413      Eold6_Old:=Strn;
414      E1max:=Eold1;
415      // Determination of the energy dissipated
416      Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
417      A1p1:=Aiold1+Ai;
418      end;
419
420
421  If parameter=3 Then
422      Begin
423          If Eold2>E2max Then
424              Begin
425                  E2max:=E2max;
426              end
427          else
428              Begin
429                  E2max:=Eold2;
430              end;
431          Ap:=0;
432          Eold2_Old:=Eold2;
433          Told2_Old:=Told2;
434          Told5_Old:=Told3;
435          Told5_Old:=Told2;
436          If Strn<(Eold2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka))) Then
437              Begin
438                  If Cycle=3 Then
439                      Begin
440                          ATotal_i:=A1p1-A2p2;
441                          Ap1:=ATotal_i;
442                          K1:=Ka*(1-ika*(ATotal_i/(Ka*Emaxa)));
443                      end
444                  else
445                      Begin
446                          K1:=Ka*(1-ika*(ATotal_ii/(Ka*Emaxa)));
447                      end;
448                  W:= (Eold2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka)));
449                  If (Strn+StrnIncr)<= W Then
450                      Begin
451                          Strs:=Told2_Old-K1*(Eold2_Old-Strn);
452                          Told3:= Strs;
453                          Eold3:= Strn;
454                          Eold1_Old:=Strn;
455                          Told1_Old:=Strs;
456                          Told6_Old:=Told3;
457                          // Determination of the energy dissipated
458                          Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
459                          A3n1:=Aiold8+Ai;
460                          An:=A1n1-A3n1;
461                          ATotal:=Ap1+An+ATotalOld;
462                      end
463                  else
464                      begin
465                          Strs:=Told2_Old-K1*(Eold2_Old-W);
466                          Told3:= Strs;
467                          Eold3:= Strn;
468                          Eold1_Old:=Strn;

```

```

469         Told1_Old:=Strs;
470         Told6_Old:=Told3;
471         // Determination of the energy dissipated
472         Ai:=abs(StrmIncr*(Strs+StrsO)/2);
473         A3n1:=Aiold8+Ai;
474         An:=A1n1-A3n1;
475         ATotal:=Ap1+An+ATotalOld;
476     end;
477 end
478 else
479     Begin
480         Elim:=Ca*(-(Eold2_Old)+E1max);
481         t:=exp((t2a)*ln(exp((t1a)*ln(abs((-Eold2_Old+Strm)/Elim)))/(exp((t1a)*ln(abs((-
Eold2_Old+Strm)/Elim))))+1));
482         If (E2max>=(Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka) or (Eold2_Old>0) Then
483             Begin
484                 If (Told3_Old>=Ma) and (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd))))
485                     then
486                         begin
487                             M0a:=Told3_Old-Told4_Old;
488                             end;
489                             If (Eold3_Old<0) and ((Told4_Old)<Ma) and (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-
Eold2_Old*Kpd)/
490                                 (1-Kpd/Kd))))and (Told3_Old<Ma) then
491                                 begin
492                                     M0a:=(Ma-Told4_Old+(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd))));
493                                     end;
494                                     If (Eold3_Old>=0) and ((Told4_Old)<Ma) and (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-
Eold2_Old*Kpd)/
495                                         (1-Kpd/Kd))))and (Told3_Old<Ma) then
496                                         begin
497                                             M0a:=(Ma-Told4_Old);
498                                             end;
499                                             If (Told4_Old<=(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd)))) then
500                                                 begin
501                                                     M0a:=Ma;
502                                                     end;
503                                                 end
504                                             else
505                                                 Begin
506                                                     If (Told3_Old>=Ma) and (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd))))
507                                                         then
508                                                             begin
509                                                                 M3:=Told3_Old-Told4_Old;
510                                                                 M:= abs(Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka);
511                                                                 M0a:=M3*(1+Ha*((abs(E2max)-M)/M));
512                                                                 end;
513                                                                 If (Eold3_Old<0) and ((Told4_Old)<Ma) and (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-
Eold2_Old*Kpd)/
514                                                                     (1-Kpd/Kd))))and (Told3_Old<Ma) then
515                                                                     begin
516                                                                         M3:=(Ma-Told4_Old+(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd))));
517                                                                         M:= abs(Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka);
518                                                                         M0a:=M3*(1+Ha*((abs(E2max)-M)/M));
519                                                                         end;
520                                                                         If (Eold3_Old>=0) and ((Told4_Old)<Ma) and (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-
Eold2_Old*Kpd)/
521                                                                             (1-Kpd/Kd))))and (Told3_Old<Ma) then
522                                                                             begin
523                                                                                 M3:=(Ma-Told4_Old);
524                                                                                 M:= (abs(Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka);
525                                                                                 M0a:=M3*(1+Ha*((abs(E2max)-M)/M));
526                                                                                 end;
527                                                                                 If (Told4_Old<=(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd)))) then
528                                                                                     begin
529                                                                                         M3:=Ma;
530                                                                                         M:= (abs(Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka);

```

```

528             M0a:=M3*(1+Ha*((abs(E2max)-M)/M));
529             end;
530         end;
531     If Cycle=3 Then
532         Begin
533             K1:=Ka*(1-ika*(ATotal_i/(Ka*Emaxa)));
534             K3:=Kap*(1-ika*(ATotal_i/(Kap*Emaxa)));
535             M1:=M0a*(1-iMa*(ATotal_i/(Ma*Emaxa)));
536             M3:=Map*(1-iMa*(ATotal_i/(Ma*Emaxa)));
537         end
538     else
539         Begin
540             K1:=Ka*(1-ika*(ATotal_ii/(Ka*Emaxa)));
541             K3:=Kap*(1-ika*(ATotal_ii/(Kap*Emaxa)));
542             M1:=M0a*(1-iMa*(ATotal_ii/(Ma*Emaxa)));
543             M3:=Map*(1-iMa*(ATotal_ii/(Ma*Emaxa)));
544         end;
545         Kat:=K3+(K1-K3)*t;
546         Mat:=M3+(M1-M3)*t;
547         Kpat:=Kpap+(Kpa-Kpap)*t;
548         Nat:=Nap+(Na-Nap)*t;
549         L1:= exp((1/Nat)*LN(1+exp(Nat*ln(abs(((Kat-Kpat)*(Eold3-strn))/(Mat))))));
550         Strs:= Told3-((Kat-Kpat)*(Eold3-Strn))/(L1)-Kpat*(Eold3-Strn); //Richard-Abbott expression
551         Told1:= Strs;
552         Eold1:= Strn;
553         Eold1_Old:=Strn;
554         Told1_Old:=Strs;
555         Told6_Old:=Told1;
556         // Determination of the energy dissipated
557         If Strs<0 Then
558             Begin
559                 Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
560                 A4n1:=Aiold4+Ai;
561                 A2n1:=A3n1+A4n1;
562                 An:=A1n1-A2n1;
563                 ATotal:=Ap1+An+ATotalOld;
564             end
565         else
566             Begin
567                 Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
568                 A1p2:=Aiold5+Ai;
569                 ATotal:=Ap1+An+ATotalOld;
570             end;
571         end;
572     end;
573
574 If parameter=4 Then
575     Begin
576         If Eold1<E1max Then
577             Begin
578                 E1max:=E1max;
579             end
580         else
581             Begin
582                 E1max:=Eold1;
583             end;
584         An:=0;
585         Told3_Old:=Told3;
586         Told3_Old:=Told1;
587         Eold3_Old:=Eold1_Old;
588         ATotal_ii:=ATotal;
589         If Strn>(Eold1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd))) Then
590             Begin
591                 K2:=Kd*(1-ikd*(ATotal/(Kd*Emaxd)));
592                 W:=(Eold1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd)));
593                 if (strn+StrnIncr)>=W then
594                     Begin

```

```

595         K2:=Kd*(1-ikd*(ATotal/(Kd*Emaxd)));
596         Strs:=Told1_Old-K2*(Eold1_Old-Strn);
597         Told3:= Strs;
598         Eold3:= Strn;
599         Eold2_Old:=Strn;
600         Told2:= Strs;
601         Eold2:= Strn;
602         Told2_Old:=Strs;
603         Told4_Old:=Told3;
604         Eold4_Old:=Strn;
605     // Determination of the energy dissipated
606     Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
607     A3p2:=Aiold9+Ai;
608     Ap:=A1p2-A3p2;
609     Ap1:=Ap;
610     end
611     else
612     Begin
613     Strs:=Told1_Old-K2*(Eold1_Old-W);
614     Told3:= Strs;
615     Eold3:= Strn-DeltaStrn;
616     Eold2_Old:=Strn-DeltaStrn;
617     Told2:= Strs;
618     Eold2:= Strn-DeltaStrn;
619     Told2_Old:=Strs;
620     Told4_Old:=Told3;
621     Eold4_Old:=Strn-DeltaStrn;
622     // Determination of the energy dissipated
623     Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
624     A3p2:=Aiold9+Ai;
625     Ap:=A1p2-A3p2;
626     Ap1:=Ap;
627     end;
628     end
629     else
630     Begin
631     Elim:=Cd*(-(E2max)+(Eold1_old));
632     t:=exp((t2d)*ln(exp((t1d)*ln(abs((-Eold1_Old+Strn)/Elim)))/(exp((t1d)*ln(abs((-
Eold1_Old+Strn)/Elim))+1)))));
633     If (E1max<=(Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd) or (Eold1_Old<0) Then
634     Begin
635     If (-Told5_Old>=Md) and (Told6_Old<(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka))))
636     then
637     begin
638     M0d:=(-Told5_Old+Told6_Old);
639     end;
640     If ((-Told6_Old)<Md) (Told6_Old<(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka))))
641     and
642     (-Told5_Old<Md) then
643     begin
644     M0d:=(Md+Told6_Old-(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)))));
645     end;
646     if (Told6_Old>=(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)))) then
647     begin
648     M0d:=Md;
649     end;
650     end
651     else
652     Begin
653     If (-Told5_Old>=Md) and (Told6_Old<(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka))))
654     then
655     begin
656     M4:=(-Told5_Old+Told6_Old);
657     M:= abs(Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd);
658     M0d:=M4*(1+Hd*(abs(E1max)-M)/M);
659     end;
660     end;

```

```

657         If ((-Told6_Old)<Md) and (Told6_Old<(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka))))
and
658         (-Told5_Old<Md) then
659         begin
660             M4:=(Md+Told6_Old-(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)))));
661             M:= abs(Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd);
662             M0d:=M4*(1+Hd*((abs(E1max)-M)/M));
663         end;
664         if (Told6_Old>=(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)))) then
665             begin
666                 M4:=Md;
667                 M:= (abs(Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd);
668                 M0d:=M4*(1+Hd*((abs(E1max)-M)/M));
669             end;
670         end;
671         K2:=Kd*(1-ikd*(ATotal/(Kd*Emaxd)));
672         K4:=Kdp*(1-ikd*(ATotal/(Kdp*Emaxd)));
673         M2:=M0d*(1-iMd*(ATotal/(Md*Emaxd)));
674         M4:=Mdp*(1-iMd*(ATotal/(Md*Emaxd)));
675         Kdt:=K4+(K2-K4)*t;
676         Mdt:=M4+(M2-M4)*t;
677         Kpdt:=Kpdp+(Kpd-Kpdp)*t;
678         Ndt:=Ndp+(Nd-Ndp)*t;
679         L2:= exp((1/Ndt)*LN(1+exp(Ndt*ln(abs(((Kdt-Kpdt)*(Eold3-strn))/(Mdt))))));
680         Strs:= Told3-((Kdt-Kpdt)*(Eold3-Strn))/(L2)-Kpdt*(Eold3-Strn); //Richard-Abbott expression
681         Told2:= Strs;
682         Eold2:= Strn;
683         Eold2_Old:=Strn;
684         Told2_Old:=Strs;
685         Told4_Old:=Told2;
686         Eold4_Old:=Strn;
687         // Determination of the energy dissipated
688         If Strs>0 Then
689             Begin
690                 Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
691                 A4p2:=Aiold6+Ai;
692                 A2p2:=A3p2+A4p2;
693                 Ap:=A1p2-A2p2;
694                 Ap1:=Ap;
695             end
696             else
697                 Begin
698                 Ap1:=Ap;
699                 Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
700                 A1n1:=Aiold3+Ai;
701             end;
702         end;
703     end;
704
705 If parameter=-1 Then
706     Begin
707         Kdt:=Kd;
708         Kpdt:=Kpd;
709         Ndt:=Nd;
710         L1:= exp((1/Ndt)*LN(1+exp(Ndt*ln(abs(((Kdt-Kpdt)*(-strn))/(Md))))));
711         Strs:= -((Kdt-Kpdt)*(-Strn))/(L1)-Kpdt*(-Strn); //Richard-Abbott expression
712         Told2:= Strs;
713         Eold2:= Strn;
714         Eold2_Old:=Eold2;
715         Told2_Old:=Told2;
716         Told4_Old:=-Md;
717         Told5_Old:=-Md;
718         E2max:=Eold2;
719         // Determination of the energy dissipated
720         Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
721         A1p1:=Aiold1+Ai;
722     end;

```

```

893
894 If parameter=-3 Then
895   Begin
896     If Eold1<E1max Then
897       Begin
898         E1max:=E1max;
899       end
900     else
901       Begin
902         E1max:=Eold1;
903       end;
904     Ap:=0;
905     Eold1_Old:=Eold1;
906     Told1_Old:=Told1;
907     Told3_Old:=Told3;
908     Told3_Old:=Told1;
909     Eold3_Old:=Eold1_Old;
910     If Strn>(Eold1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd))) Then
911       Begin
912         If Cycle=3 Then
913           Begin
914             ATotal_i:=A1p1-A2p2;
915             Ap1:=ATotal_i;
916             K2:=Kd*(1-ikd*(ATotal_i/(Kd*Emaxd)));
917           end
918         else
919           Begin
920             K2:=Kd*(1-ikd*(ATotal_ii/(Kd*Emaxd)));
921           end;
922         W:=(Eold1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd)));
923         If (Strn+StrnIncr)>=W Then
924           Begin
925             Strs:=Told1_Old-K2*(Eold1_Old-Strn);
926             Told3:= Strs;
927             Eold3:= Strn;
928             Eold2_Old:=Strn;
929             Told2_Old:=Strs;
930             Told4_Old:=Told3;
931           // Determination of the energy dissipated
932             Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
933             A3n1:=Aiold8+Ai;
934             An:=A1n1-A3n1;
935             ATotal:=Ap1+An+ATotalOld;
936           end
937         else
938           Begin
939             Strs:=Told1_Old-K2*(Eold1_Old-W);
940             Told3:= Strs;
941             Eold3:= Strn;
942             Eold2_Old:=Strn;
943             Told2_Old:=Strs;
944             Told4_Old:=Told3;
945           // Determination of the energy dissipated
946             Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
947             A3n1:=Aiold8+Ai;
948             An:=A1n1-A3n1;
949             ATotal:=Ap1+An+ATotalOld;
950           end;
951         end
952       else
953         Begin
954           Elim:=Cd*(-(E2max)+(Eold1_Old));
955           t:=exp((t2d)*ln(exp((t1d)*ln(abs((-Eold1_Old+Strn)/Elim)))/(exp((t1d)*ln(abs((-Eold1_Old+Strn)/Elim)))+1)));
956           If (E1max<=(Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd)) or (Eold1_Old<0) Then
957             Begin
958               If (-Told5_Old>=Md) and (Told6_Old<(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka))))))
then

```



```

959         begin
960         M0d:=(-Told5_Old+Told6_Old);
961         end;
962         If ((-Told6_Old)<Md) and (Told6_Old<(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka))))))
and
963             (-Told5_Old<Md) then
964             begin
965             M0d:=(Md+Told6_Old-(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)))));
966             end;
967             if (Told6_Old>=(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)))))) then
968             begin
969             M0d:=Md;
970             end;
971         end
972     else
973     Begin
974     If (-Told5_Old>=Md) and (Told6_Old<(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)))))) then
975     begin
976     M4:=(-Told5_Old+Told6_Old);
977     M:= (abs(Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd);
978     M0d:=M4*(1+Hd*((abs(E1max)-M)/M));
979     end;
980     If ((-Told6_Old)<Md) and (Told6_Old<(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)))))) and
981         (-Told5_Old<Md) then
982         begin
983         M4:=(Md+Told6_Old-(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)))));
984         M:= abs(Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd);
985         M0d:=M4*(1+Hd*((abs(E1max)-M)/M));
986         end;
987         if (Told6_Old>=(Told1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)))))) then
988         begin
989         M4:=Md;
990         M:= abs(Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd);
991         M0d:=M4*(1+Hd*((abs(E1max)-M)/M));
992         end;
993     end;
994     If Cycle=3 Then
995     Begin
996     ATotal_i:=A1p1-A2p2;
997     K2:=Kd*(1-ikd*(ATotal_i/(Kd*Emaxd)));
998     K4:=Kdp*(1-ikd*(ATotal_i/(Kdp*Emaxd)));
999     M2:=M0d*(1-iMd*(ATotal_i/(Md*Emaxd)));
1000     M4:=Mdp*(1-iMd*(ATotal_i/(Md*Emaxd)));
1001     end
1002     else
1003     Begin
1004     K2:=Kd*(1-ikd*(ATotal_ii/(Kd*Emaxd)));
1005     K4:=Kdp*(1-ikd*(ATotal_ii/(Kdp*Emaxd)));
1006     M2:=M0d*(1-iMd*(ATotal_ii/(Md*Emaxd)));
1007     M4:=Mdp*(1-iMd*(ATotal_ii/(Md*Emaxd)));
1008     end;
1009     Kdt:=K4+(K2-K4)*t;
1010     Mdt:=M4+(M2-M4)*t;
1011     Kpdt:=Kpdp+(Kpd-Kpdp)*t;
1012     Ndt:=Ndp+(Nd-Ndp)*t;
1013     L1:= exp((1/Ndt)*LN(1+exp(Ndt*ln(abs(((Kdt-Kpdt)*(Eold3-strn))/(Mdt))))));
1014     Strs:= Told3-((Kdt-Kpdt)*(Eold3-Strn))/(L1)-Kpdt*(Eold3-Strn); //Richard-Abbott expression
1015     Told2:= Strs;
1016     Eold2:= Strn;
1017     Eold2_Old:=Strn;
1018     Told2_Old:=Strs;
1019     Told4_Old:=Told2;
1020     // Determination of the energy dissipated
1021     If Strs>0 Then
1022     Begin
1023     Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
1024     A4n1:=Aiold4+Ai;

```

```

1025         A2n1:=A3n1+A4n1;
1026         An:=A1n1-A2n1;
1027         ATotal:=Ap1+An+ATotalOld;
1028         end
1029     else
1030     Begin
1031         Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
1032         A1p2:=Aiold5+Ai;
1033         ATotal:=Ap1+An+ATotalOld;
1034     end;
1035 end;
1036 end;
1037
1038 If parameter=-4 Then
1039     Begin
1040         If Eold2>E2max Then
1041             Begin
1042                 E2max:=E2max;
1043             end
1044         else
1045             Begin
1046                 E2max:=Eold2;
1047             end;
1048             Ap1:=0;
1049             An:=0;
1050             Told5_Old:=Told3;
1051             Told5_Old:=Told2;
1052             ATotal_ii:=ATotal;
1053             If Strn<(Eold2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka))) Then
1054                 Begin
1055                     K1:=Ka*(1-ika*(ATotal/(Ka*E2max)));
1056                     W:=(Eold2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka)));
1057                     If (Strn+StrnIncr)<=W Then
1058                         Begin
1059                             Strs:=Told2_Old-K1*(Eold2_Old-Strn);
1060                             Told3:= Strs;
1061                             Eold3:= Strn;
1062                             Eold1_Old:=Strn;
1063                             Told1_Old:=Strs;
1064                             Told6_Old:=Told3;
1065                             // Determination of the energy dissipated
1066                             Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
1067                             A3p2:=Aiold9+Ai;
1068                             Ap:=A1p2-A3p2;
1069                             Ap1:=Ap;
1070                         end
1071                     else
1072                         Begin
1073                             Strs:=Told2_Old-K1*(Eold2_Old-W);
1074                             Told3:= Strs;
1075                             Eold3:= Strn;
1076                             Eold1_Old:=Strn;
1077                             Told1_Old:=Strs;
1078                             Told6_Old:=Told3;
1079                             // Determination of the energy dissipated
1080                             Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
1081                             A3p2:=Aiold9+Ai;
1082                             Ap:=A1p2-A3p2;
1083                             Ap1:=Ap;
1084                         end
1085                     else
1086                         Begin
1087                             Elim:=Ca*(-(Eold2_Old)+E1max);
1088                             t:=exp((t2a)*ln(exp((t1a)*ln(abs((-Eold2_Old+Strn)/Elim)))/(exp((t1a)*ln(abs((-Eold2_Old+Strn)/Elim))+1)))));
1089                             If (E2max>=(Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka) or (Eold2_Old>0) Then

```

```

1090      If (Told3_Old>=Ma) and (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd)))) then
1091          begin
1092              M0a:=Told3_Old-Told4_Old;
1093          end;
1094      If (Eold3_Old<0) and ((Told4_Old)<Ma) and
1094          (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd))))and (Told3_Old<Ma) then
1095          begin
1096              M0a:=(Ma-Told4_Old+(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd))));
1097          end;
1098      If (Eold3_Old>=0) and ((Told4_Old)<Ma) and
1099          (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd))))and (Told3_Old<Ma) then
1100          begin
1101              M0a:=(Ma-Told4_Old);
1102          end;
1103      If (Told4_Old<=(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd)))) then
1104          begin
1105              M0a:=Ma;
1106          end;
1107      end
1107      else
1108      Begin
1109      If (Told3_Old>=Ma) and (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd))))then
1110          begin
1111              M3:=Told3_Old-Told4_Old;
1112              M:= abs(Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka);
1113              M0a:=M3*(1+Ha*(abs(E2max)-M)/M));
1114          end;
1115      If (Eold3_Old<0) and ((Told4_Old)<Ma) and
1116          (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd))))and (Told3_Old<Ma) then
1117          begin
1118              M3:=(Ma-Told4_Old+(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd))));
1119              M:= abs(Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka);
1120              M0a:=M3*(1+Ha*(abs(E2max)-M)/M));
1121          end;
1122      If (Eold3_Old>=0) and ((Told4_Old)<Ma) and
1123          (Told4_Old>(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd))))and (Told3_Old<Ma) then
1124          begin
1125              M3:=(Ma-Told4_Old);
1126              M:= abs(Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka);
1127          end;
1128      If (Told4_Old<=(Told2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/(1-Kpd/Kd)))) then
1129          begin
1130              M3:=Ma;
1131              M:= abs(Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka);
1132              M0a:=M3*(1+Ha*(abs(E2max)-M)/M));
1133          end;
1134      end;
1135      K1:=Ka*(1-ika*(ATotal/(Ka*Emaxa)));
1136      K3:=Kap*(1-ika*(ATotal/(Kap*Emaxa)));
1137      M1:=M0a*(1-iMa*(ATotal/(Ma*Emaxa)));
1138      M3:=Map*(1-iMa*(ATotal/(Ma*Emaxa)));
1139      Kat:=K3+(K1-K3)*t;
1140      Mat:=M3+(M1-M3)*t;
1141      Kpat:=Kpap+(Kpa-Kpap)*t;
1142      Nat:=Nap+(Na-Nap)*t;
1143      L2:= exp((1/Nat)*LN(1+exp(Nat*ln(abs(((Kat-Kpat)*(Eold3-strn))/(Mat))))));
1144      Strs:= Told3-((Kat-Kpat)*(Eold3-Strn))/(L2)-Kpat*(Eold3-Strn); //Richard-Abbott expression
1145      Told1:= Strs;
1146      Eold1:= Strn;
1147      Eold1_Old:=Strn;
1148      Told1_Old:=Strs;
1149      Told6_Old:=Told1;
1150      // Determination of the energy dissipated
1151      If Strs<0 Then
1152          Begin
1153              Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
1154              A4p2:=Aiold6+Ai;

```

```

1159         A2p2:=A3p2+A4p2;
1160         Ap:=A1p2-A2p2;
1161         Ap1:=Ap;
1162         end
1163     else
1164         Begin
1165             Ai:=abs(StrnIncr*(Strs+StrsO)/2);
1166             A1n1:=Aiold3+Ai;
1167             Ap1:=Ap;
1168         end;
1169     end;
1170 end;
1171 end;
1172
1173 procedure TMainForm.SetStiffness( var Stiffness: real);
1174 //this procedure determines the stiffness at the current step
1175 var
1176 Ka, Ma, Kpa, Na, Kap, Map, Kpap, Nap, t1a, t2a, Ca, iKa, iMa, Ha, Emaxa,
1177 Kd, Md, Kpd, Nd, Kdp, Mdp, Kpdp, Ndp, t1d, t2d, Cd, iKd, iMd, Hd, Emaxd: real;
1178 Strain, StrnO, Stress, StrsO, Told1, Eold1, Told2, Eold2, Told3, Eold3, Eold1_Old, Told1_Old, Eold2_Old, Told2_Old,
1179 Told3_Old, Told4_Old, Told5_Old, Told6_Old, E1max, E2max, StrnIncr, StrnIncrOld: real;
1180 Cycle, parameter: Integer;
1181 i: integer;
1182 Begin
1183 Ka := MatPrp[0]; // initial stiffness for the upper bound curve
1184 Ma := MatPrp[1]; // strength for the upper bound curve
1185 Kpa := MatPrp[2]; // pós elastic stiffness for the upper bound curve
1186 Na := MatPrp[3]; // shape parameter for the upper bound curve
1187 Kap := MatPrp[4]; // initial stiffness for the lower bound curve
1188 Map := MatPrp[5]; // strength for the lower bound curve
1189 Kpap := MatPrp[6]; // pós elastic stiffness for the lower bound curve
1190 Nap := MatPrp[7]; // shape parameter for the lower bound curve
1191 t1a := MatPrp[8]; // empirical parameter related to the pinching
1192 t2a := MatPrp[9]; // empirical parameter related to the pinching
1193 Ca := MatPrp[10]; // empirical parameter related to the pinching
1194 iKa := MatPrp[11]; // empirical coefficient related to the stiffness damage rate
1195 iMa := MatPrp[12]; // empirical coefficient related to the strength damage rate
1196 Ha:= MatPrp[13]; // empirical coefficient defining the level of isotropic hardening
1197 Emaxa := MatPrp[14]; // maximum value of deformation reached in the loading history
1198
1199 // establish the material properties for the negative branches
1200 Kd := MatPrp[15]; // initial stiffness for the upper bound curve
1201 Md := MatPrp[16]; // strength for the upper bound curve
1202 Kpd := MatPrp[17]; // pós elastic stiffness for the upper bound curve
1203 Nd := MatPrp[18]; // shape parameter for the upper bound curve
1204 Kdp := MatPrp[19]; // initial stiffness for the lower bound curve
1205 Mdp := MatPrp[20]; // strength for the lower bound curve
1206 Kpdp := MatPrp[21]; // pós elastic stiffness for the lower bound curve
1207 Ndp := MatPrp[22]; // shape parameter for the lower bound curve
1208 t1d := MatPrp[23]; // empirical parameter related to the pinching
1209 t2d := MatPrp[24]; // empirical parameter related to the pinching
1210 Cd := MatPrp[25]; // empirical parameter related to the pinching
1211 iKd := MatPrp[26]; // empirical coefficient related to the stiffness damage rate
1212 iMd := MatPrp[27]; // empirical coefficient related to the strength damage rate
1214 Hd:= MatPrp[28]; // empirical coefficient defining the level of isotropic hardening
1215 Emaxd := MatPrp[29]; // maximum value of deformation reached in the loading history
1216
1217 // establish the temporary variables
1218 StrnO := StressData[0]; // old strain
1219 StrsO := StressData[1]; // old stress
1220 Strain:=StressData[2];
1221 Stress:=StressData[3];
1222
1223 //Find the tangent modulus 'Stiffness' of the material model
1224 for i := 0 to 1 do
1225     CalcStiffness( StrnO, StrsO, Strain, Stress, Ka ,Kd, stiffness);
1226 //this procedure determines the stiffness at the current step

```

```

1227 end;
1228
1229 procedure TMainForm.CalcStiffness( StrnO, StrsO, Strn, Strs, ka, kd : real;
1230     var ET: real);
1231 //this procedure determines the stiffness at the current step
1232 // it is called by TMainForm.SetStiffness
1233
1234 Begin
1235     If Strn-StrnO=0 then
1236         Begin
1237             if Strn>=0 then ET:=Ka;
1238             if Strn<0 then ET:=Kd;
1239         end
1240     else
1241         ET:=abs(strs-StrsO)/abs(Strn-StrnO);
1242     end;
1243
1244 procedure TMainForm.IniCalcs;
1245 //this procedure sets the initial values for the temporary variables of the material model
1246 var i: integer;
1247 begin
1248     for i := 0 to Pred(NoTmpVar) do
1249         StressData[i]:=0;
1250         StressData[52] := 1; //cycle
1251     end;
1252
1253 procedure TMainForm.Update;
1254 //this procedure updates the temporary variables of the material model
1255 // i.e. sets the 'new' variables as 'old'
1256 var
1257     parameter: integer;
1258     Strs, Strain: real;
1259     Aiold1, Aiold2, Aiold3, Aiold4, Aiold5, Aiold6, Aiold8, Aiold9: real;
1260     A1p1, A2p1, A1p2, A2p2, A3p2, A4p2, A1n1, A2n1, A3n1, A4n1: real;
1261     Ka, Kpa, Kd, Kpd: real;
1262     Eold1_Old, Told1_Old, Eold2_Old, Told2_Old : real;
1263     ATotal, ATotalOld: real;
1264
1265 begin
1266     StressData[0] := StressData[2]; // strain
1267     StressData[1] := StressData[3]; // stress
1268     StressData[11] := StressData[10]; // strnIncr
1269     StressData[54] := 1; // UpdateCycle
1270
1271     parameter := Round(StressData[53]);
1272     Strain := StressData[2]; //strain
1273     Strs := StressData[3]; //stress
1274
1275     Aiold1 := StressData[22];
1276     Aiold2 :=StressData[23];
1277     Aiold3 :=StressData[24];
1278     Aiold4 :=StressData[25];
1279     Aiold5 :=StressData[26];
1280     Aiold6 :=StressData[27];
1281     Aiold8 :=StressData[28];
1282     Aiold9 :=StressData[29];
1283     ATotal :=StressData[30];
1284     ATotalOld:=StressData[33];
1285     A1p1 :=StressData[38];
1286     A2p1 :=StressData[39];
1287     A1p2 :=StressData[40];
1288     A2p2 :=StressData[41];
1289     A3p2 :=StressData[42];
1290     A4p2 :=StressData[43];
1291     A1n1 :=StressData[44];
1292     A2n1 :=StressData[45];
1293     A3n1 :=StressData[46];

```

```

1294 A4n1 :=StressData[47];
1295
1296 Ka := MatPrp[0]; // initial stiffness for the upper bound curve
1297 Kpa := MatPrp[2]; // pós elastic stiffness for the upper bound curve
1298 Kd := MatPrp[15]; // initial stiffness for the upper bound curve
1299 Kpd := MatPrp[17]; // pós elastic stiffness for the upper bound curve
1300 Eold1_Old := StressData[12];
1301 Told1_Old := StressData[13];
1302 Eold2_Old := StressData[14];
1303 Told2_Old := StressData[15];
1304
1305 If parameter=1 Then
1306   Aiold1:=A1p1;
1307
1308 If parameter=3 Then
1309   begin
1310     Aiold3:=0;
1311     Aiold6:=0;
1312     Aiold9:=0;
1313     If Strain<(Eold2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka))) Then
1314       begin
1315         Aiold8:=A3n1;
1316       end
1317     else
1318       begin
1319         If Strs<0 Then
1320           Aiold4:=A4n1
1321         else
1322           Aiold5:=A1p2;
1323         end;
1324       end;
1325
1326 If parameter=4 Then
1327   begin
1328     Aiold8:=0;
1329     Aiold4:=0;
1330     Aiold5:=0;
1331     ATotalOld:=ATotal;
1332     If Strain>(Eold1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd))) Then
1333       begin
1334         Aiold9:=A3p2;
1335       end
1336     else
1337       begin
1338         If Strs>0 Then
1339           Aiold6:=A4p2
1340         else
1341           Aiold3:=A1n1;
1342         end;
1343       end;
1344
1345 If parameter=-1 Then
1346   Aiold1:=A1p1;
1347
1348 If parameter=-3 Then
1349   Begin
1350     Aiold3:=0;
1351     Aiold6:=0;
1352     Aiold9:=0;
1353     If Strain>(Eold1_Old-((Told1_Old-Eold1_Old*Kpa)/((1-Kpa/Ka)*Kd))) Then
1354       begin
1355         Aiold8:=A3n1;
1356       end
1357     else
1358       begin
1359         If Strs>0 Then
1360           Aiold4:=A4n1

```

```

1361         else
1362             Aiold5:=A1p2;
1363         end;
1364     end;
1365
1366     If parameter=-4 Then
1367         begin
1368             Aiold8:=0;
1369             Aiold4:=0;
1370             Aiold5:=0;
1371             ATotalOld:=ATotal;
1372             If Strain<(Eold2_Old-((Told2_Old-Eold2_Old*Kpd)/((1-Kpd/Kd)*Ka))) Then
1373                 begin
1374                     Aiold9:=A3p2;
1375                 end
1376             else
1377                 begin
1378                     If Strs<0 Then
1379                         Aiold6:=A4p2
1380                     else
1381                         Aiold3:=A1n1;
1382                     end;
1383                 end;
1384
1385             StressData[22] :=Aiold1;
1386             StressData[23] :=Aiold2;
1387             StressData[24] :=Aiold3;
1388             StressData[25] :=Aiold4;
1389             StressData[26] :=Aiold5;
1390             StressData[27] :=Aiold6;
1391             StressData[28] :=Aiold8;
1392             StressData[29] :=Aiold9;
1393             StressData[30] :=ATotal;
1394             StressData[33] :=ATotalOld;
1395             StressData[38]:=A1p1;
1396             StressData[39]:=A2p1;
1397             StressData[40]:=A1p2;
1398             StressData[41]:=A2p2;
1399             StressData[42]:=A3p2;
1400             StressData[43]:=A4p2;
1401             StressData[44]:=A1n1;
1402             StressData[45]:=A2n1;
1403             StressData[46]:=A3n1;
1404             StressData[47]:=A4n1;
1405
1406         end;
1407
1408     procedure TMainForm.ToolsSample1Execute(Sender: TObject);
1409         //here you can set the sample strain/displacement time-history
1410
1411         begin
1412             // Default values
1413
1414             grdData.RowCount := 33;
1415
1416             grdData.Cells[0,1] := '1';
1417             grdData.Cells[0,2] := '2';
1418             grdData.Cells[0,3] := '3';
1419             grdData.Cells[0,4] := '4';
1420             grdData.Cells[1,1] := '0.00052';
1421             grdData.Cells[1,2] := '-0.00057';
1422             grdData.Cells[1,3] := '0.0052';
1423             grdData.Cells[1,4] := '-0.0057';
1424
1425             grdData.Cells[0,5] := '5';
1426             grdData.Cells[0,6] := '6';

```

```
grdData.Cells[0,7] := '7';
grdData.Cells[0,8] := '8';
grdData.Cells[1,5] := '0.0052';
grdData.Cells[1,6] := '-0.0058';
grdData.Cells[1,7] := '0.0051';
grdData.Cells[1,8] := '-0.006';
```

```
grdData.Cells[0,9] := '9';
grdData.Cells[0,10] := '10';
grdData.Cells[0,11] := '11';
grdData.Cells[0,12] := '12';
grdData.Cells[1,9] := '0.0155';
grdData.Cells[1,10] := '-0.0164';
grdData.Cells[1,11] := '0.0154';
grdData.Cells[1,12] := '-0.0164';
```

```
grdData.Cells[0,13] := '13';
grdData.Cells[0,14] := '14';
grdData.Cells[0,15] := '15';
grdData.Cells[0,16] := '16';
grdData.Cells[1,13] := '0.0154';
grdData.Cells[1,14] := '-0.0166';
grdData.Cells[1,15] := '0.0275';
grdData.Cells[1,16] := '-0.028';
```

```
grdData.Cells[0,17] := '17';
grdData.Cells[0,18] := '18';
grdData.Cells[0,19] := '19';
grdData.Cells[0,20] := '20';
grdData.Cells[1,17] := '0.027';
grdData.Cells[1,18] := '-0.027';
grdData.Cells[1,19] := '0.027';
grdData.Cells[1,20] := '-0.027';
```

```
grdData.Cells[0,21] := '21';
grdData.Cells[0,22] := '22';
grdData.Cells[0,23] := '23';
grdData.Cells[0,24] := '24';
grdData.Cells[1,21] := '0.0393';
grdData.Cells[1,22] := '-0.0396';
grdData.Cells[1,23] := '0.0396';
grdData.Cells[1,24] := '-0.03879';
```

```
grdData.Cells[0,25] := '25';
grdData.Cells[0,26] := '26';
grdData.Cells[0,27] := '27';
grdData.Cells[0,28] := '28';
grdData.Cells[1,25] := '0.0401';
grdData.Cells[1,26] := '-0.039';
grdData.Cells[1,27] := '0.0394';
grdData.Cells[1,28] := '-0.0398';
```

```
grdData.Cells[0,29] := '29';
grdData.Cells[0,30] := '30';
grdData.Cells[0,31] := '31';
grdData.Cells[1,29] := '0.038';
grdData.Cells[1,30] := '-0.04';
grdData.Cells[1,31] := '0.0394';
```

```
SetDataValues;
SetChartValues;
ValuesValidate;
IniCalcs;
end;
```

```
procedure TMainForm.Button1Click(Sender: TObject);
begin
```



```
Assignfile(Fich, NomeFich);  
Rewrite(Fich)  
end;
```

```
end.
```


ANEXO B

No Anexo B apresentam-se os três acelerogramas seleccionados para a acção dinâmica não linear e os respectivos resultados das análises dinâmicas não lineares referentes à Estrutura 3 da Parte I do Capítulo 6.

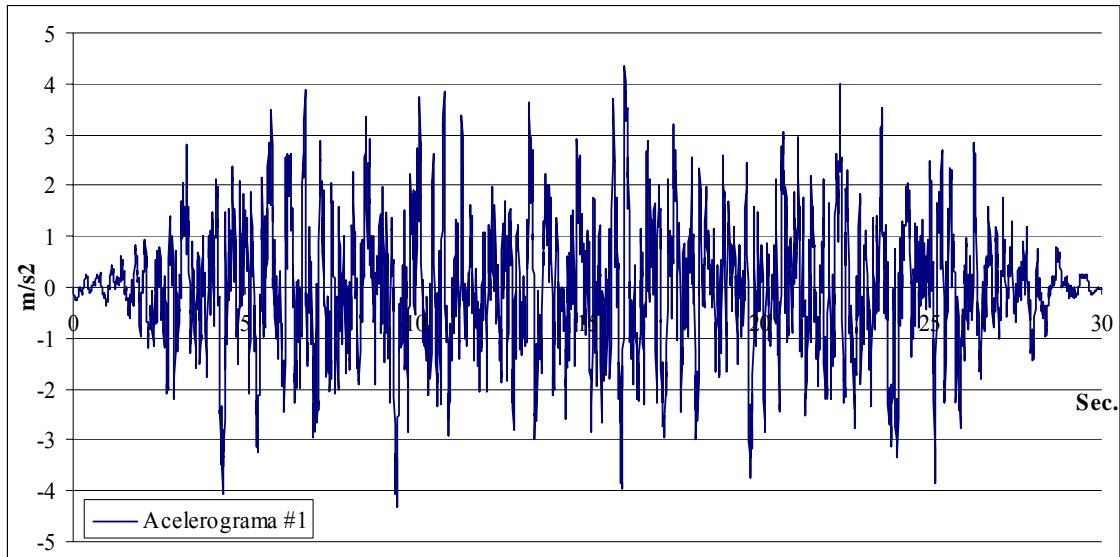


Figura 1 – Acelerograma seleccionado n.º 1.

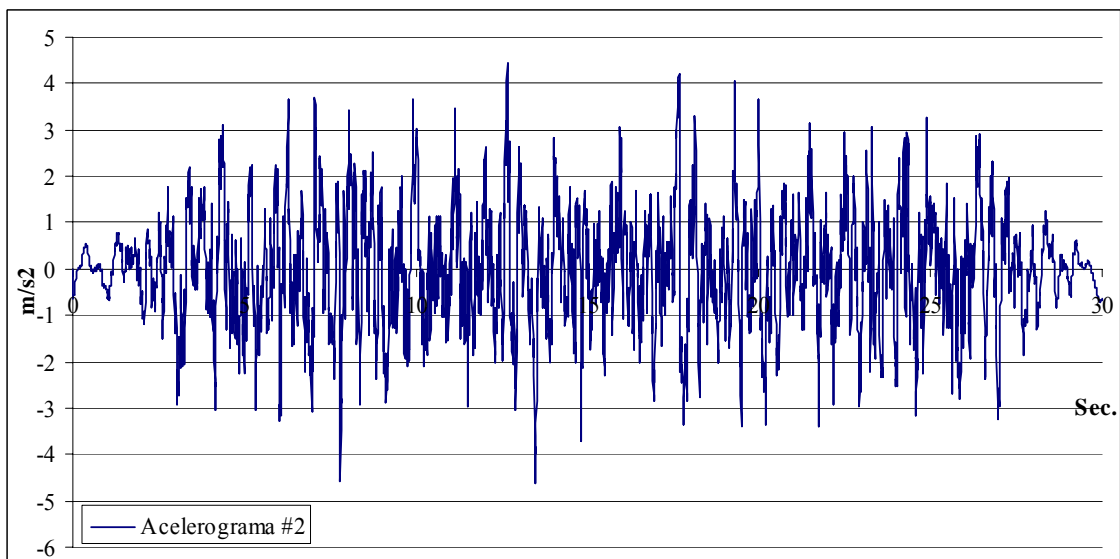


Figura 2 – Acelerograma seleccionado n.º 2.

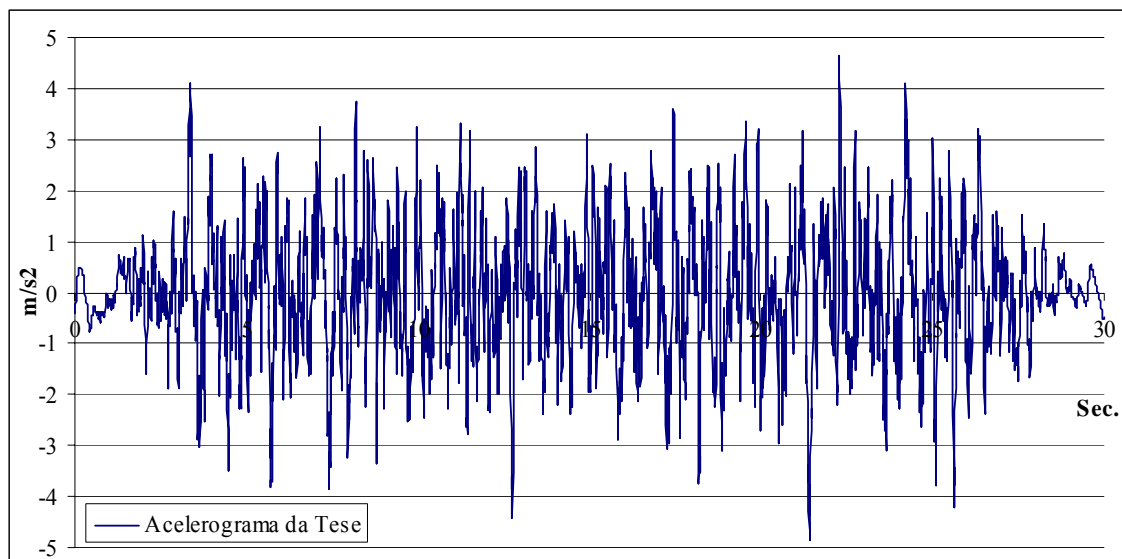


Figura 3 – Acelerograma seleccionado n.º 3.

A trajectória de deslocamentos ao longo do tempo referenciada como Acelerograma da Tese é a mesma que na Tese tem a referência 3D-Din.

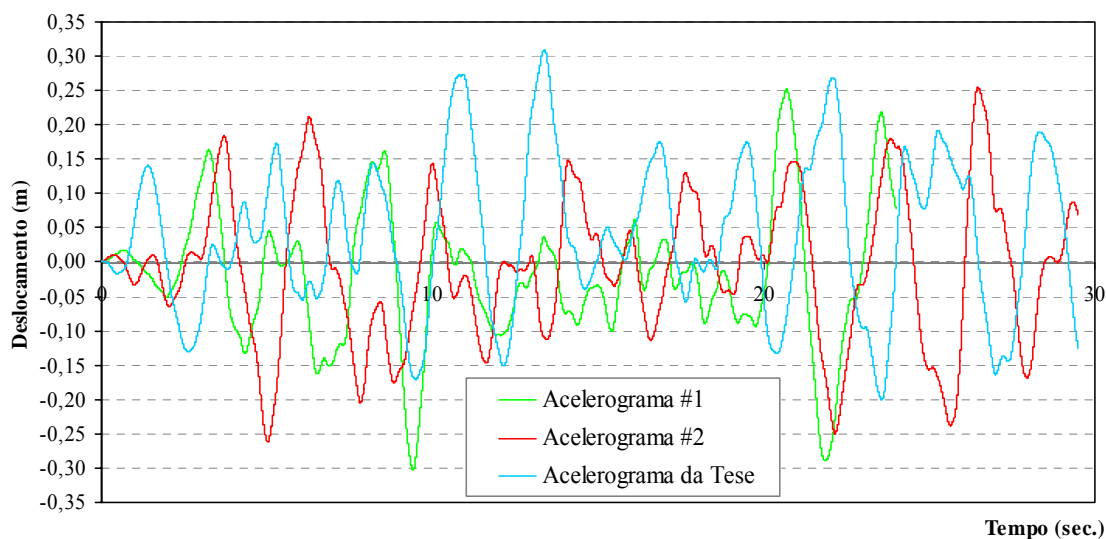


Figura 4 –Deslocamentos no topo da Estrutura 3

Observa-se que os deslocamentos máximos atingidos no topo da Estrutura 3, são bastante próximos para o Acelerograma #1 e o Acelerograma da Tese, respectivamente -0,299 m e 0,304 m, sendo que este último atinge valores máximos ligeiramente superiores.

